

COMUNE DI VALDOBBIADENE
Provincia di Treviso

P.d.A.

Elaborato

A

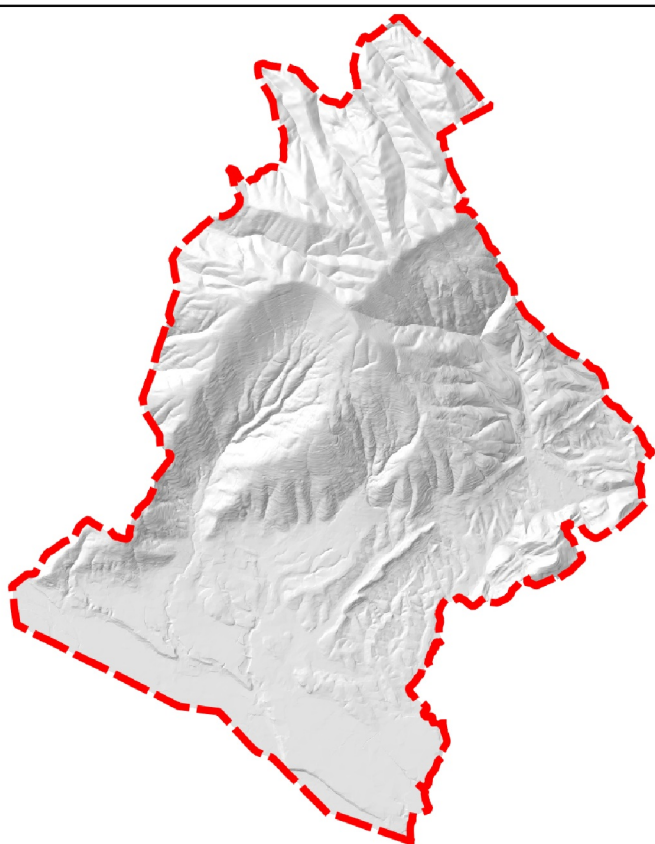
0

2

scala

PIANO DELLE ACQUE

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA



Il Sindaco:
Luciano Fregonese

Il progettista:
Ing. Gaspare Andreella
viale Pedavena, 46
32032 Feltre (BL)
Tel e Fax 0439 302503
email: info@studioandreella.com

Dicembre 2016

Sommario

INTRODUZIONE	3
1. IDROGRAFIA E BACINI IDROGRAFICI	5
1.1 I bacini idrografici principali	5
1.2 I bacini idrografici della rete minore	9
2. ANALISI IDROLOGICA	15
2.1 Descrizione della rete idrografica	15
2.2 Curve di possibilità climatica	15
2.3 Determinazione delle portate	17
2.3.1 <i>Il metodo del Curve Number</i>	18
2.3.2 <i>Il modello di Nash</i>	20
2.3.3 <i>Il deflusso profondo</i>	21
2.4 Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici	22
3. ANALISI IDRAULICA	25
3.1 Modellazione matematica	25
1.1.1 <i>Descrizione del modello applicato</i>	25
1.1.2 <i>Chiesa di San Giovanni</i>	26
1.1.3 <i>Via Della Morte e via S. Luca</i>	33
1.1.4 <i>Guetta Borgo Val</i>	42
1.1.5 <i>Scarico dei Piva</i>	49
APPENDICE A: IL MODELLO TUFLOW	53
A.1 TUFLOW	55
A.2 ESTRY	56
A.3 Accoppiamento dei modelli	57

A.4 Inserimento dati	58
A.5 Visualizzazione dei risultati	59
A.6 Applicazioni e utenti.....	60
A.7 BIBLIOGRAFIA.....	62
A8 - VALIDAZIONE.....	62
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	63

INTRODUZIONE

Il Piano delle Acque è uno **strumento di programmazione e gestione delle problematiche idrauliche, con particolare riferimento alla rete di smaltimento delle acque meteoriche a livello comunale**; uno strumento che, monitorato e costantemente aggiornato, permette di individuare le criticità idrauliche e le loro potenziali soluzioni, dando un ordine di priorità agli interventi.



L'obiettivo sostanziale del Piano Comunale delle Acque è quello di fare una fotografia del territorio dal punto di vista idraulico, specificando quali sono le criticità e di chi sono le competenze per la gestione del reticolo idrografico minore e vuole dare una serie di indicazioni di tipo progettuale, tenendo in considerazione anche le ordinanze del Commissario delegato per l'emergenza idraulica.

Il Piano delle Acque, pur costituendo un utile strumento di analisi e valutazione dei fenomeni che possono determinare rischi idraulici da considerare nell'ambito della pianificazione territoriale (PAT) si configura come un documento autonomo, aggiornabile in base all'evolversi delle situazioni o alla individuazione di nuove criticità.

Il Piano delle Acque contiene anche un *"Regolamento per la manutenzione dei fossi"* che servirà per la gestione del reticolo idrografico non in competenza di enti quali il Consorzio o le amministrazioni comunali o provinciali, ma vuole dare una norma su quella che è la manutenzione dei fossi privati, dei quali spesso viene fatta una manutenzione non sufficiente o inadeguata e sono la prima causa delle criticità minori, che determinano problematiche idrauliche a livello locale.

Il Piano delle Acque intende infine porsi come uno strumento prevalentemente di indirizzi e normative, finalizzate ad una pianificazione territoriale che detti prescrizioni specifiche sui progetti e sulle azioni che comportino una qualunque trasformazione del territorio.

Al proprio interno sono approfonditi i singoli temi su cui il Piano detta norme e indicazioni, e specificatamente:

- **gli strumenti territoriali di riferimento**, contenente le normative vigenti dettate dalla pianificazione territoriale e di settore in atto sull'area oggetto dello studio;
- **la verifica delle conoscenze disponibili**, contenente tutte le informazioni territoriali, climatologiche, idrologiche, idrauliche, geologiche, pedologiche, paesaggistiche necessarie al fine di una corretta pianificazione, e successive progettazione e realizzazione, degli interventi progettuali;

- **individuazione delle criticità**, contenente un'analisi sui principali effetti che l'urbanizzazione e una mancata manutenzione dei corpi idrici hanno provocato sulla risposta idraulica del territorio;
- **individuazione delle competenze**, contenente la descrizione della metodologia di elaborazione dei dati territoriali al fine dell'identificazione dei corsi d'acqua principali e secondari e delle relative competenze in materia di manutenzione;
- **le linee guida operative**, contenente le linee guida di intervento del Piano, la filosofia e la metodologia di progetto ed indicazioni sul rilascio di licenze e concessioni consortili, sui metodi e sui mezzi necessari per la corretta gestione e manutenzione dei fossati;
- **gli interventi di piano**, contenente le ipotesi degli interventi strutturali a medio e lungo termine per la mitigazione del rischio idraulico, gli interventi sulle criticità individuate, gli interventi sulle criticità di rete e la stima dei costi di rilievo e mappatura della rete per acque bianche;
- **la programmazione della manutenzione**, contenente le prime indicazioni sulle attività necessarie per ottimizzare e quantificare la manutenzione della rete idrografica.



Figura 0.1 – Fasi operative del Piano delle Acque

1. IDROGRAFIA E BACINI IDROGRAFICI

1.1 I bacini idrografici principali

Per bacino idrografico si intende l'area appartenente all'entità geografica costituita dalla superficie scolante sottesa ad una sezione trasversale di un corso d'acqua.

Il bacino idrografico sotteso alla sezione di un corso d'acqua viene determinato individuando la linea di spartiacque superficiale e può essere quindi definito come l'unità fisiografica che raccoglie i deflussi superficiali, originati dalle precipitazioni che si abbattano sul bacino stesso, che trovano recapito nel corso d'acqua naturale e nei suoi diversi affluenti.

Il territorio del comune risulta possedere un'estesa rete idrografica superficiale che è data, oltre dal fiume Piave e dai torrenti principali (Raboso, Funer, Colmaor, Teva), anche da diversi corsi d'acqua secondari, a regime sia perenne, che temporaneo; la porzione sud-orientale del comune è inoltre occupata dall'area golenale del fiume Piave.

Come indicato nella seguente *Figura 1.1* che riporta il reticolo idrografico della zona di studio, dal punto di vista dell'idrografia superficiale il territorio è tributario, nella sua totalità, del bacino idrografico del fiume Piave.

Il fiume Piave, che definisce il confine comunale ad ovest e sud-ovest, presenta una configurazione a rami anastomizzati ed un letto molto ampio. Lungo il suo corso alimenta la falda freatica presente nelle alluvioni circostanti, detta anche falda di sub-alveo.

La parte Nord del comune, al di là delle cime dei monti Cesen (1482 mslm), Mariech (1526 mslm) Col Posanova (1500 mslm) Col dei Osei (1480 mslm), convoglia i propri deflussi verso la Valbelluna tramite i torrenti denominati Val dei Mariech, affluente di sinistra del torrente Rimonta, val della Cort e torrente Riù.

A Sud dello spartiacque delimitato dalle citate cime, i corsi d'acqua principali che drenano le aree appartenenti al territorio comunale sono il Rio Funer, Il Rio Santa Margherita, La Cal Laot, il Rio Teva e il torrente Raboso. Essi si immettono nel fiume Piave attraversando la parte pianeggiante del territorio comunale a valle dei centri abitati presenti nella pedemontana in corrispondenza dei quali sono spesso presenti dei restringimenti, delle tombinature o delle interruzioni degli alvei che determinano spesso problemi di allagamenti localizzati in occasione delle precipitazioni intense.

La delimitazione dei bacini ottenuta dai tematismi ufficiali della Regione del Veneto viene riportata nella seguente *Figura 1.2*.

Nell'ambito del PAT sono stati individuati i sottobacini afferenti alla rete idrografica principale le cui caratteristiche morfometriche sono state individuate mediante elaborazioni GIS svolte sul DTM regionale a maglia 5m.

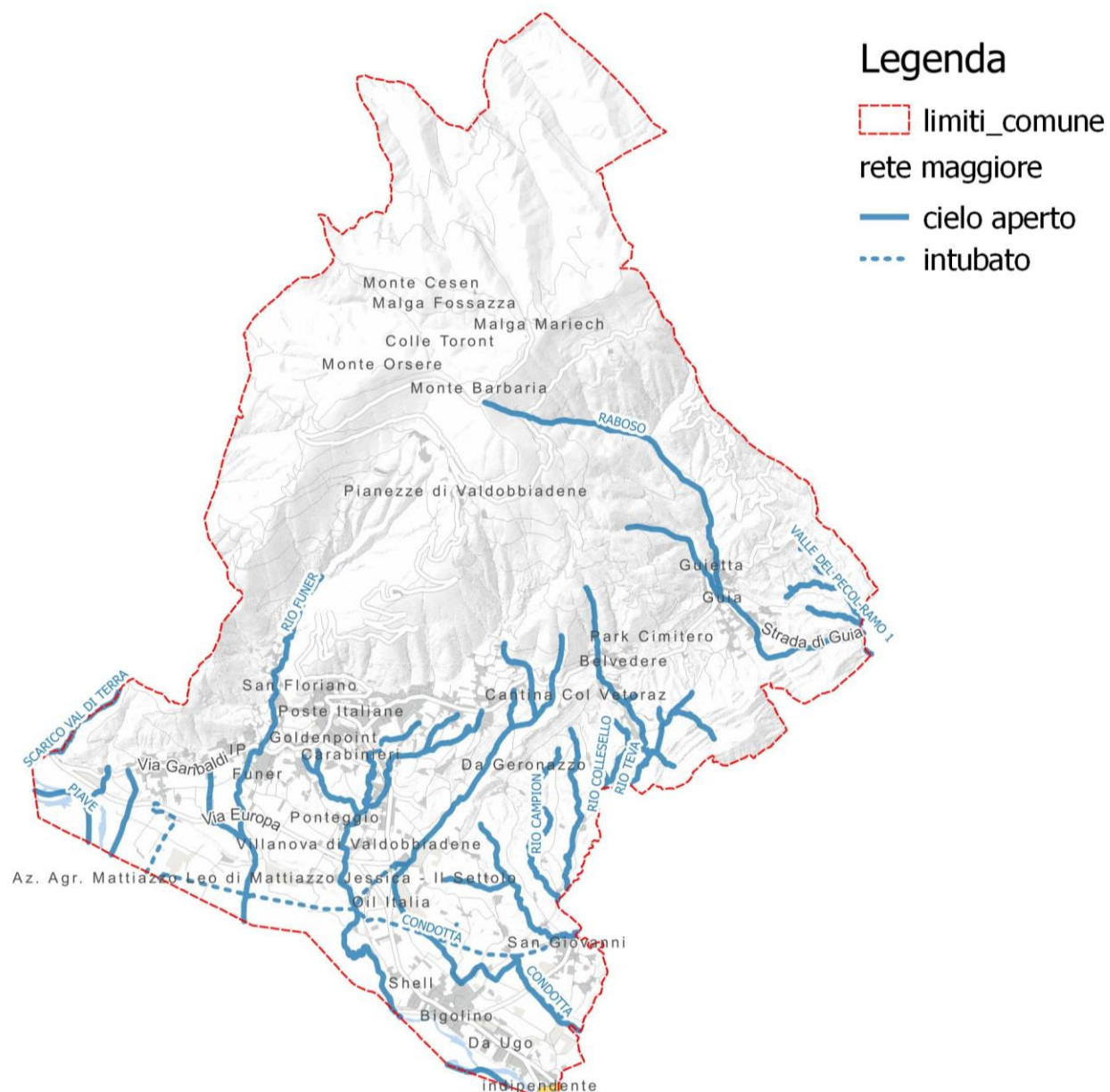


Figura 1.1 – Idrografia principale (rete maggiore) che drena i territori del Comune nel Fiume Piave.

Le caratteristiche morfometriche dei bacini in corrispondenza di diverse sezioni di chiusura sono state ottenute riportate in *Tabella 1.1*. Il tempo di corrivazione dei bacini è stato valutato mediante la formulazione di Giandotti; essa viene di seguito espressa:

$$T_C = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{H_m - H_0}} \quad \text{Giandotti (1934 - 1939)}$$

dove T_c è espresso in ore, L rappresenta la lunghezza dell'asta principale (km), H_m è l'altitudine media del bacino (m s.l.m.) ed H_0 è l'altitudine della sezione di chiusura (m s.l.m.).

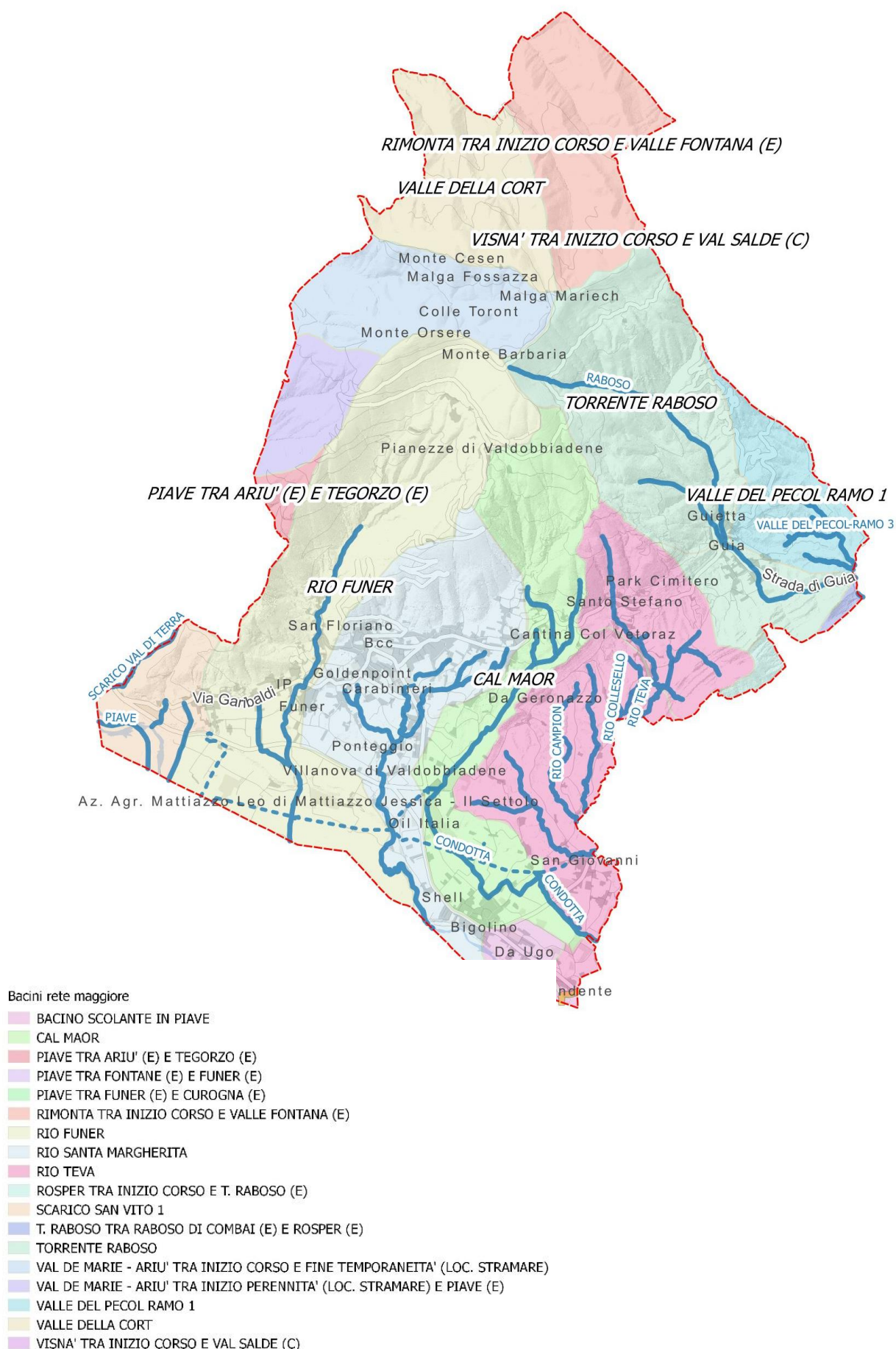


Figura 1.2 – Delimitazione dei bacini della rete idraulica maggiore – Fonte Regione del Veneto

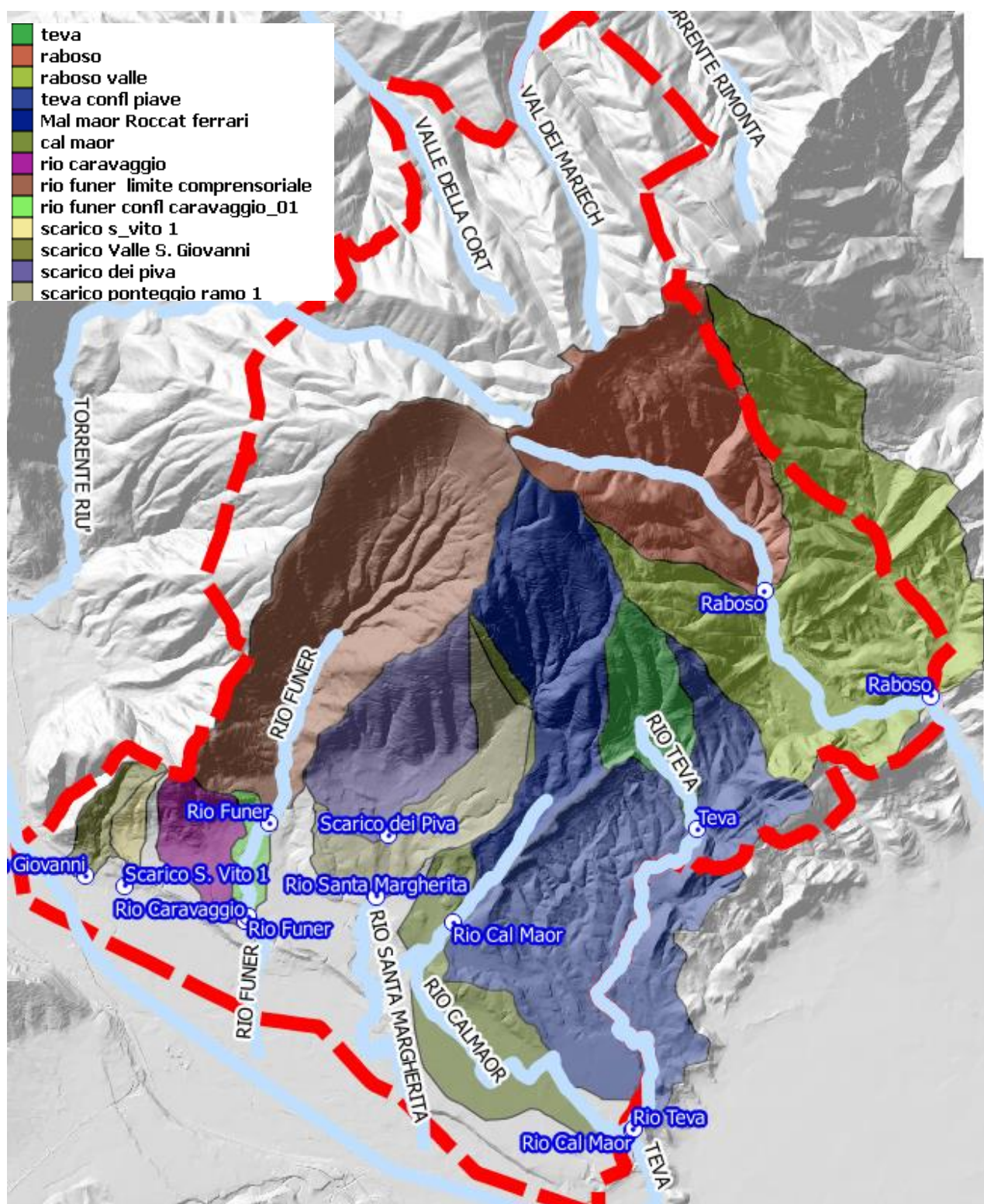


Figura 1.3 – Ubicazione dei punti di chiusura dei bacini da cui sono state ricavate le caratteristiche morfometriche nell'ambito degli studi condotti per il PAT.

Si nota come i bacini idrografici che alimentano gli scoli appartenenti al territorio comunale presentano dei tempi di corrivazione più o meno simili, intorno all'ora, pur avendo estensioni molto diverse tra di loro.

Tabella 1.I - Caratteristiche morfometriche dei principali bacini idrografici.

n	Denominazione	Sup.	Lungh.	H media	H ₀	Tc Giandotti
	sottobacino	[km ²]	[km]	[m slm]	[m slm]	[ore]
1	Torrente Teva alla confluenza con il Ruio del Follo	1.45	2.99	452.04	193.27	0.72
2	Torrente Teva alla confluenza con il fiume Piave	9.57	7.36	251.66	147.16	2.86
3	Torrente Raboso in corrispondenza del confine comunale	15.15	7.29	648.39	184.07	1.54
4	Torrente Raboso a Guietta	5.60	4.29	987.95	366.66	0.80
5	Cal Maor all'attraversamento di Via Roccat Ferari	3.91	6.63	708.79	202.53	0.99
6	Cal maor alla confluenza con il t. Teva	6.86	8.30	223.12	158.00	3.55
7	Rio Funer in corrispondenza del limite comprensoriale	7.25	5.55	800.80	227.06	1.00
8	Rio Funer alla confluenza con il Rio Caravaggio	0.35	1.42	216.14	181.77	0.96
9	Rio Caravaggio alla confluenza con il Rio Funer	0.98	2.23	273.98	181.43	0.95
10	Rio Santa Margherita chiuso a Via Ponteggio	4.80	4.43	390.02	193.20	1.37
11	Rio Santa Margherita (Scarico dei Piva) chiuso allo sbocco a valle ex Manifattura	2.52	3.21	432.15	220.03	0.96
12	Scarico S. Vito	0.27	1.62	285.37	176.25	0.54
13	Scarico Valle S. Giovanni	0.47	1.77	301.84	165.98	0.58
14	Fiume Piave chiuso a Bigolino	3570	143.43	1315.19	135.00	16.52

1.2.I bacini idrografici della rete minore

Le operazioni di estrazione del reticolo di drenaggio e di delimitazione delle linee di spariacque e quindi dei bacini idrografici della rete minore sono state effettuate mediante il software di elaborazione spaziale ArcView e SAGA a partire dal dato LIDAR la cui copertura è completa per tutto il territorio Comunale.

Al fine di determinare l'estensione dei bacini idrografici della rete minore è stata svolta un'analisi morfologica sul DTM a maglia 5 m ottenuto dalle elaborazioni condotte sul rilievo LIDAR in uso, attraverso il modulo Hydro e Basin 1 di ESRI. Il DEM è stato "idrologicamente rifinito" ovvero è stata eseguita la rimozione delle depressioni (pits), necessaria per avere continuità di percorso tra tutte le celle del bacino idrologico e la sezione di chiusura del bacino stesso.

Sul DEM "idrologicamente rifinito" viene quindi eseguito il calcolo dell'area drenata ovvero viene determinata la direzione dei deflussi da ogni singola cella (bluelines, vedi Figura 1.6).

Infine, sempre attraverso il DEM depittato e l'identificazione del punto di chiusura, è possibile ottenere l'estrazione dello spariacque del bacino definito in funzione delle esigenze di studio.

L'analisi ha condotto all'individuazione dei bacini scolanti del reticolo idrografico minore riportati nel file Sottobacini presente nel geodatabase consegnato nei dati territoriali, di cui si riporta uno stralcio in Figura 1.7 e delle caratteristiche morfometriche dei singoli sottobacini indicate nella *Tabella 2.IV*.

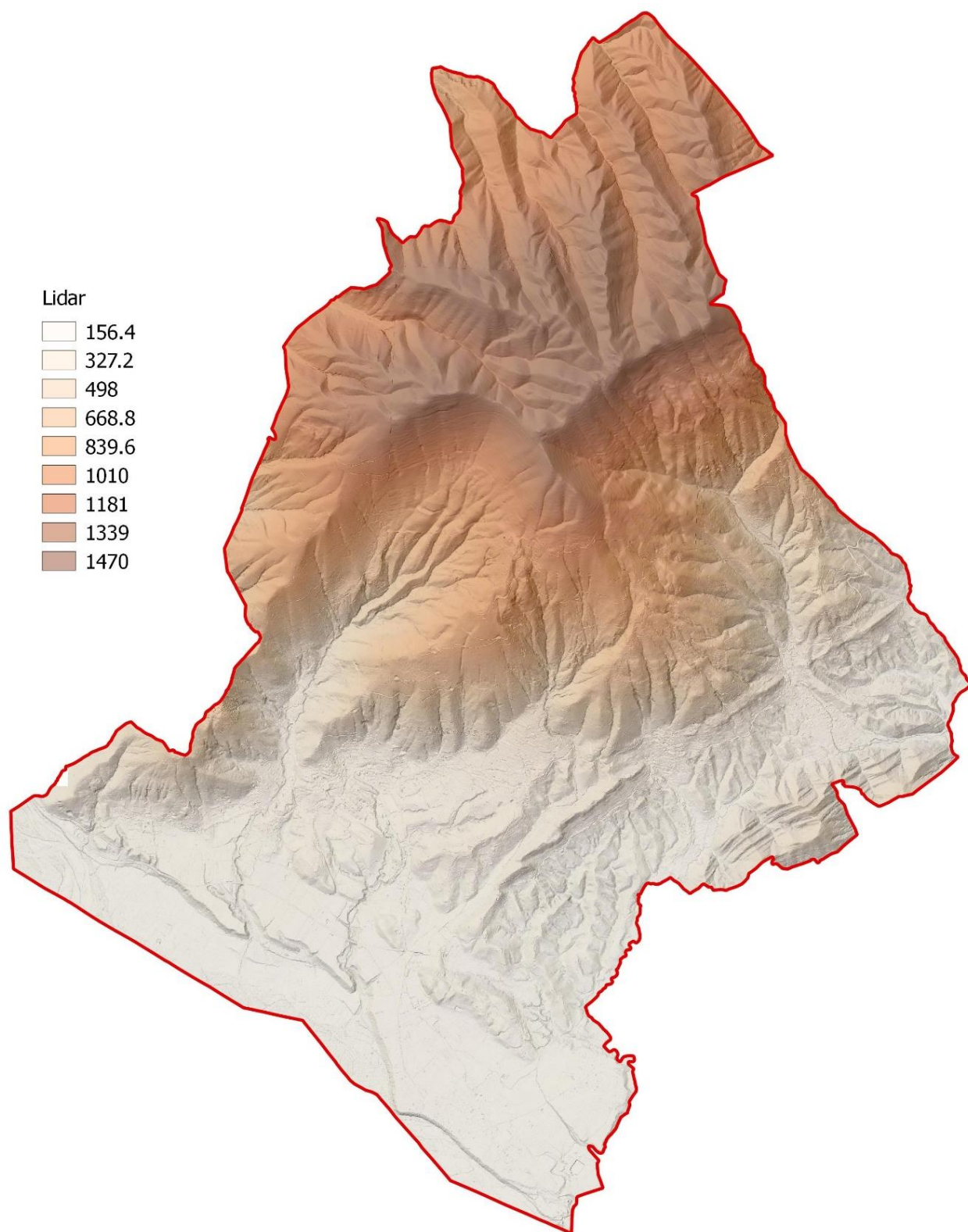


Figura 1.4 –Copertura dai dati LIDAR

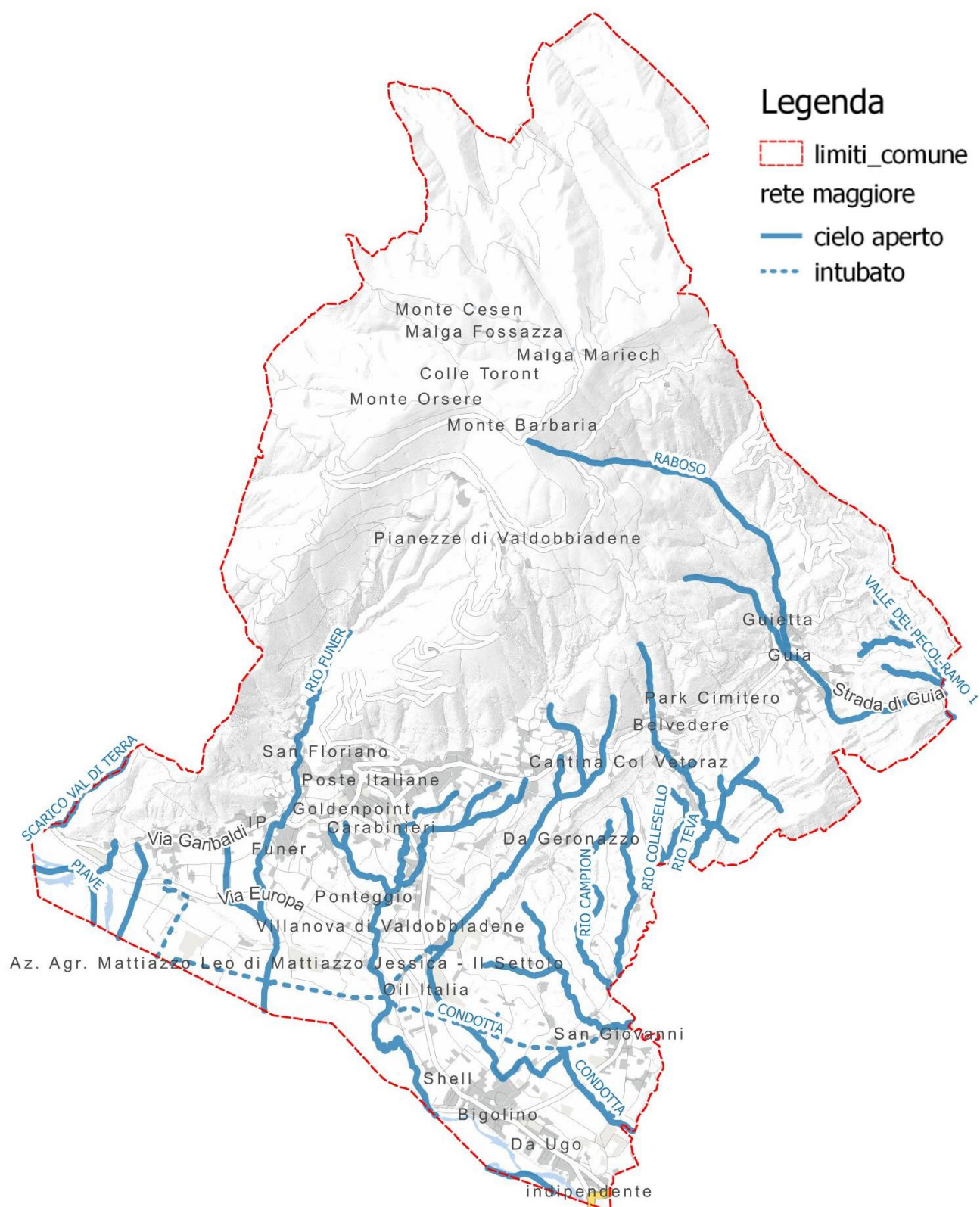


Figura 1.5 – Reticolo idrografico principale

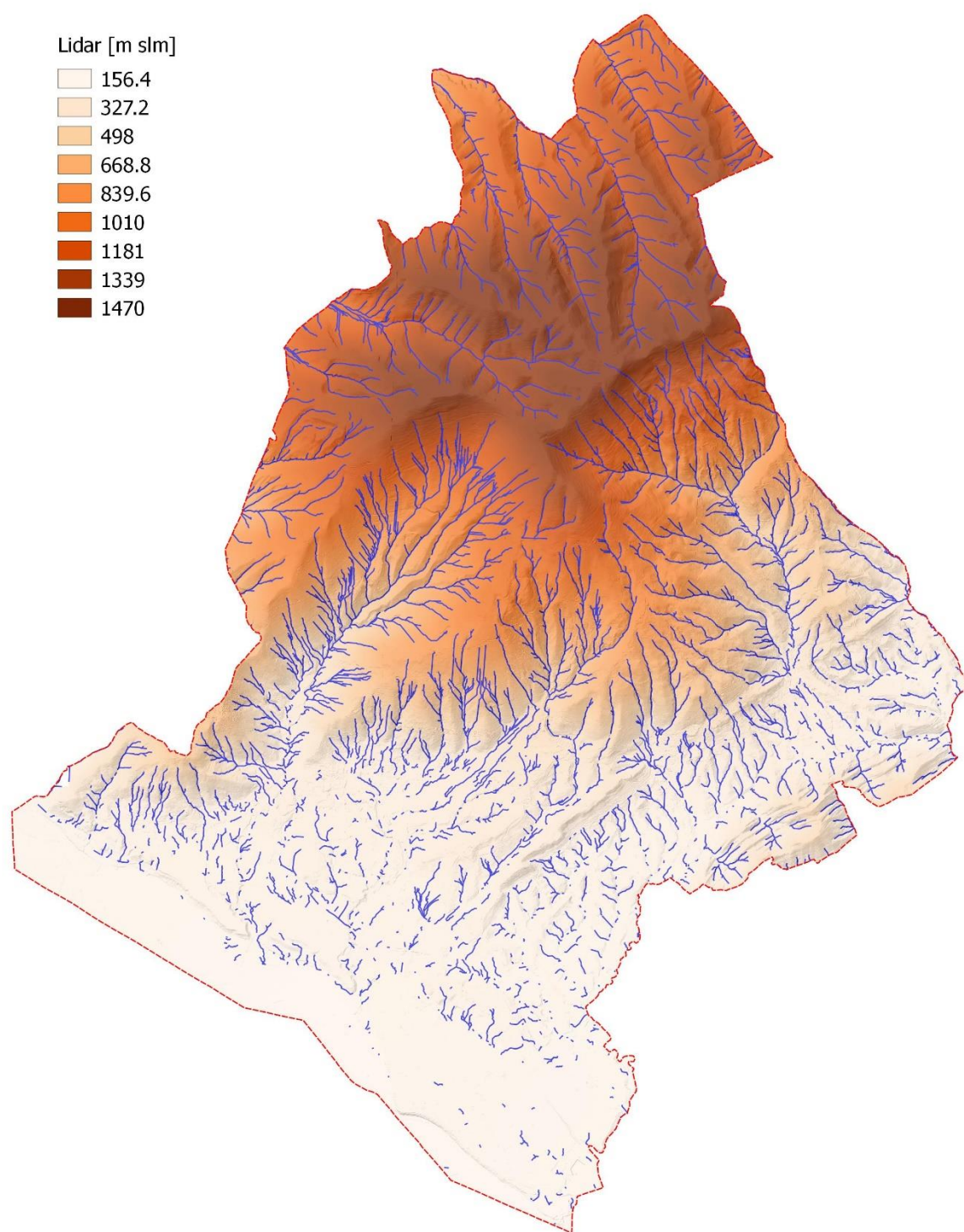


Figura 1.6 – Bluelines ottenute nell'elaborazione del dtm in uso (dato Lidar)

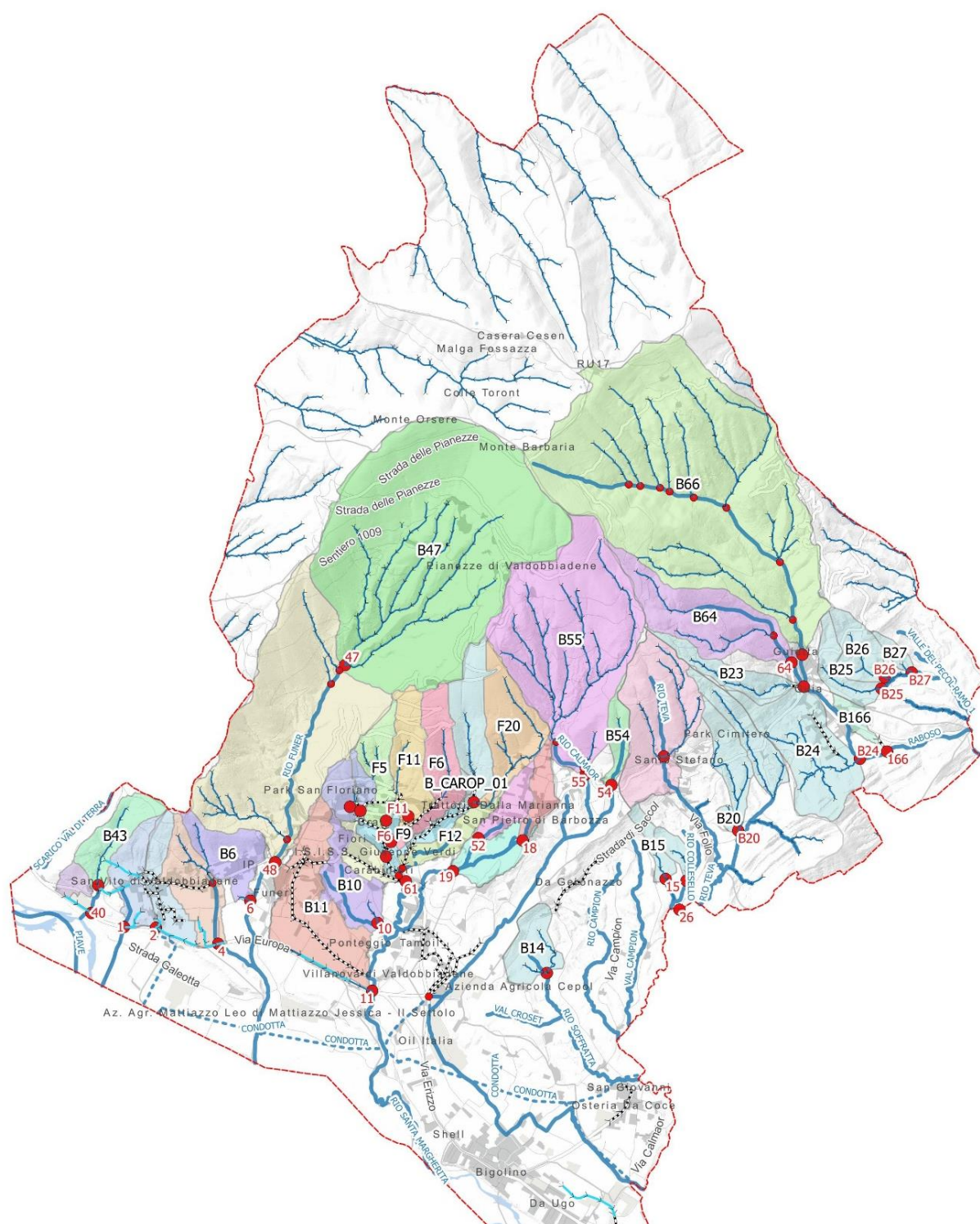


Figura 1.7 – Delimitazione dei bacini scolanti nel reticolo idrografico minore

La rete di drenaggio ed i bacini idrologici definiti in maniera semi automatica dal software vengono quindi confrontati con la rete idrografica rilevata e con le particolarità del territorio per definire eventuali modifiche puntuali dell'area afferente al singolo bacino e per stabilirne il grado di dettaglio utile ad un'analisi territoriale mirata sull'individuazione delle criticità del territorio.

Ogni microbacino viene univocamente identificato da un codice e collegato ad uno o più punti di immissione al fine di quantificare i possibili apporti alla rete Regionale e Consortile della rete superficiale comunale e

privata o della rete fognaria. Ad ogni microbacino è inoltre possibile associare la lunghezza massima del reticolo di scolo afferente.

2. ANALISI IDROLOGICA

2.1 Descrizione della rete idrografica

L'analisi idrologica dei corsi d'acqua è stata effettuata al fine di consentire la valutazione dei deflussi della rete minore nel territorio. In particolare gli interventi sono stati dimensionati utilizzando come riferimento la portata a piene rive dei corsi d'acqua. È stata tuttavia calcolata anche la portata idrologica allo scopo di verificare l'uniformità ed attendibilità delle assunzioni fatte.

Per il calcolo delle precipitazioni è stato utilizzato il recente studio di regionalizzazione *“Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento”* redatto dal Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007.

Tale studio è nato dall'esigenza, promossa dal personale tecnico del Consorzio di bonifica Dese Sile, di individuare delle curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento per l'area nelle province di Venezia, Padova e Treviso colpita dalle recenti avversità atmosferiche. I dati pluviometrici utilizzati sono quelli raccolti dal Centro Meteorologico di Teolo (ex CSIM), caratterizzati da una scansione di rilevamento di 5 minuti. Le stazioni sono operative da circa 15 anni.

2.2 Curve di possibilità climatica

Per il calcolo delle precipitazioni di assegnato tempo di ritorno nel territorio oggetto di PAT, si è fatto riferimento allo studio di regionalizzazione delle precipitazioni estreme condotto nell'ambito dello studio riguardante il dimensionamento delle opere idrauliche, condotto nel 1996 dall'Autorità di bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (*“Legge 193 del 18/05/1989, Art. 23: Studi finalizzati alla redazione dei Piani di Bacino – Dimensionamento delle opere idrauliche”*).

Lo scopo principale della regionalizzazione delle precipitazioni estreme è quello di consentire la valutazione, attraverso semplici relazioni matematiche, dell'altezza dell'afflusso meteorico h in una qualsiasi località ricadente all'interno della regione esaminata, una volta fissati il tempo di ritorno Tr e la durata t della precipitazione stessa. Il procedimento che consente di raggiungere questo obiettivo non è una semplice estrapolazione dei risultati delle analisi statistiche usuali, applicate alle singole stazioni pluviometriche, ma si basa su procedimenti che tengono conto dell'andamento generale dei parametri che caratterizzano il legame tra le grandezze h , Tr e t sull'intera superficie della regione esaminata. Le relazioni utilizzate per l'analisi regionale delle precipitazioni sono quindi espresse da una equazione del tipo:

$$h = f(x, t, Tr)$$

che fa dipendere esplicitamente l'altezza di afflusso meteorico, h , dalla posizione geografica del luogo, x , dalla durata della pioggia, t , e dal tempo di ritorno Tr ad essa associato. Tale equazione si può ottenere ricorrendo alla combinazione di una legge statistica per i valori estremi, che esprime la dipendenza dell'afflusso meteorico dal tempo di ritorno, con una curva di possibilità climatica che evidenzia invece l'influenza della durata sul fenomeno. I parametri di queste due leggi variano generalmente con la posizione geografica evidenziandone così l'effetto. La formula di regionalizzazione proposta nello studio citato per il territorio dell'Autorità di Bacino è espressa dalla seguente Equazione 1.

$$h(x, t, Tr) = H(x) \cdot [1 + 0.35 \cdot Y(Tr)] \cdot t^{n(x)} \quad (1)$$

dove:

h = altezza di precipitazione [mm];

t = durata dell'evento [ore];

$Y(Tr) = -\ln(-\ln(1-1/Tr))$, variabile ridotta di Gumbel con Tr espresso in anni.

I parametri dell'equazione $H(x)$ ed $n(x)$ sono stati valutati nell'ambito dello studio dell'Autorità di bacino, complessivamente per 584 stazioni pluviometriche e successivamente omogeneizzati prevenendo alla redazione di carte delle isolinee dei due parametri che permettono di determinare i valori dei parametri per qualsiasi punto del territorio dell'Autorità (Figura 2.1).

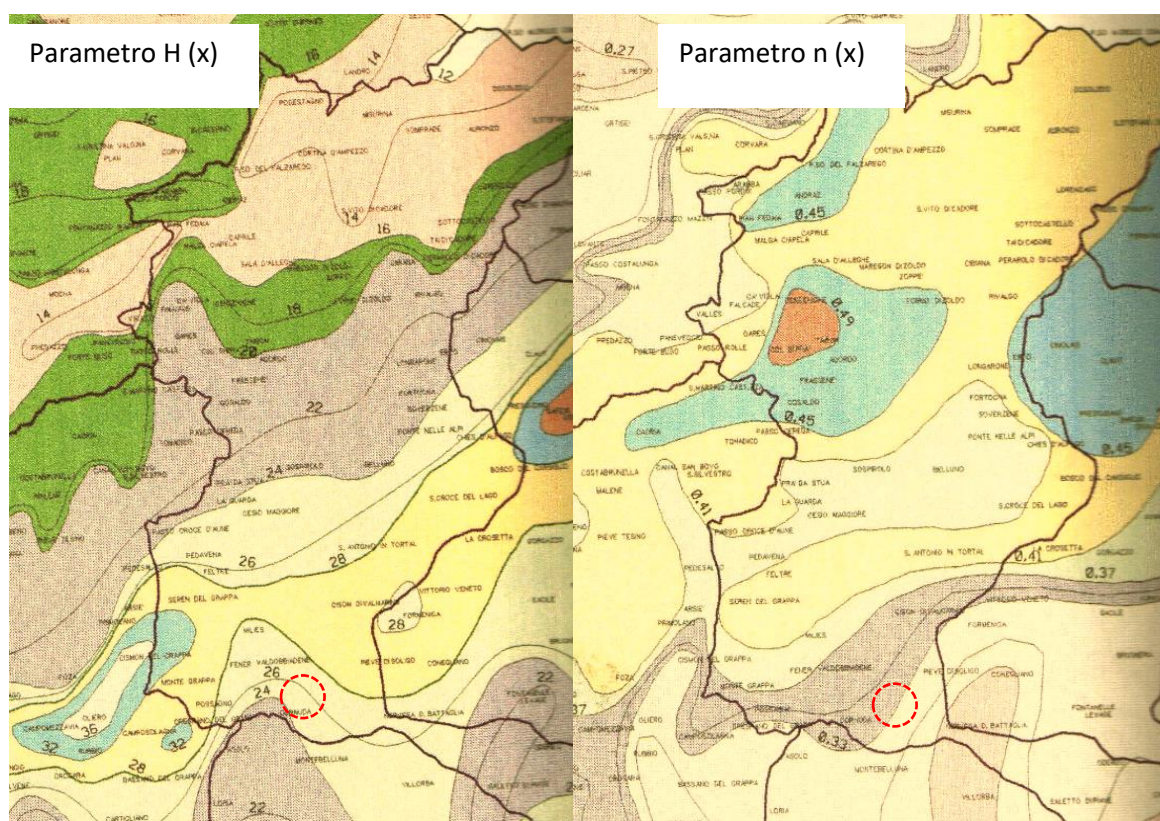


Figura 2.1 – Legge 193 del 18/05/1989, Art. 23: Studi finalizzati alla redazione dei Piani di Bacino – Dimensionamento delle opere idrauliche Isolinee dei parametri $H(x)$ e $n(x)$ (Autorità di bacino dell'Alto Adriatico 1996)

L'analisi della cartografia allegata allo studio ha permesso di determinare il valore dei parametri $H(x)$ ed $n(x)$ medi per ciascuna unità idrografica in cui è stato suddiviso il territorio oggetto di PAT (Tabella 4).

Tabella 2.1 - - Parametri di regionalizzazione delle precipitazioni $n(x)$ e $H(x)$ medi per le aree oggetto di PAT

Unità Idrografica	parametro $n(x)$	parametro $H(x)$
Medio Piave	27	0.37

Tali valori, inseriti nell'Equazione 1, hanno permesso di calcolare le curve di possibilità climatica per diversi tempi di ritorno, scritte nella classica forma .

$$h = a \cdot t_p^n$$

Esse sono riportate nella seguente Tabella 5 di sintesi dove sono evidenziati i parametri a ed n , la a ed i tempi di ritorno considerati e la corrispondente variabile ridotta $Y(TR)$.

Tabella 2.II – Equazioni di possibilità climatica caratteristiche dell'area oggetto di PAT (ADB Alto Adriatico)

Tr	5 anni	10 anni	20 anni	50 anni	100 anni
Y(Tr)	1.500	2.250	2.970	3.902	4.600
a	41.17	48.27	55.07	63.87	70.47
n	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37

Tabella 2.III - Precipitazioni di progetto in mm al variare della durata e del tempo di ritorno

TR (anni)	5	10	20	50	100
Durata (ore)					
0.25	24.65	28.90	32.97	38.24	42.19
0.5	31.86	37.35	42.61	49.42	54.53
1	41.17	48.27	55.07	63.87	70.47
2	53.21	62.38	71.17	82.55	91.07
3	61.82	72.47	82.69	95.91	105.82
4.5	71.83	84.20	96.07	111.43	122.94
6	79.90	93.66	106.86	123.95	136.75
12	103.26	121.04	138.10	160.18	176.73
18	119.97	140.63	160.45	186.11	205.34
24	133.45	156.43	178.48	207.01	228.40

Come descritto nei seguenti capitoli, le equazioni di possibilità pluviometrica sopra descritte saranno utilizzate sia nelle analisi per la definizione della pericolosità idraulica, sia in quelle per l'applicazione dell'invarianza idraulica.

2.3 Determinazione delle portate

Per il dimensionamento delle opere idrauliche così come per le opere di bonifica si farà riferimento ad eventi meteorici aventi tempo di ritorno non inferiore ai 25 anni.

La curva di possibilità pluviometrica di riferimento sarà quindi $h = 55,07 \times t^{0,37}$.

La determinazione delle portate si basa sulla costruzione di un modello matematico di trasformazione afflussi - deflussi capace di correlare l'intensità dell'evento meteorico con l'idrogramma di piena generato.

L'utilizzo di un modello matematico possiede anche il vantaggio di restituire non solo la massima portata al colmo, ma anche il completo andamento temporale del fenomeno, la forma dell'idrogramma e il volume complessivo.

Il problema della trasformazione afflussi - deflussi viene generalmente scomposto in due fasi successive. La prima si propone di determinare la precipitazione efficace ovvero la frazione di pioggia totale (coefficiente di deflusso) che defluisce effettivamente attraverso la rete idrografica mentre la seconda simula la propagazione dei deflussi così ottenuti lungo la rete idrografica fino alla determinazione dell'andamento temporale delle portate transitate attraverso la sezione di chiusura del bacino.

Attualmente esiste un numero elevato di modelli concettuali in grado di simulare il comportamento idrologico del suolo. La pioggia efficace viene determinata attraverso la valutazione del coefficiente di

deflusso che può essere ipotizzato costante nel tempo, nei modelli più semplificati, o variabile con il procedere dell'evento meteorico.

Molto utilizzati sono i modelli basati sulla ricostruzione dell'idrogramma unitario istantaneo (IUH) caratteristico che rappresenta la risposta del bacino ad impulso di precipitazione efficace perfettamente distribuita sull'intera superficie del bacino e avente volume unitario. Una volta definito l'IUH la ricostruzione dell'idrogramma reale avviene discretizzando lo ietogramma in ingresso in impulsi elementari e sommando le risposte ottenute da ciascuno di essi (integrale di convoluzione).

Una volta definito il valore dei parametri richiesti dal modello la sua attendibilità viene verificata, quando possibile, attraverso la procedura di taratura.

Nel caso in esame l'impossibilità di procedere con questa procedura, a causa dell'assenza di misurazioni contemporanee pluvi-idrometriche che non ha permesso la ricostruzione di eventi di piena reali, è consigliato di escludere l'utilizzo di quei modelli basati su grandezze non misurabili direttamente o indirettamente e la cui determinazione può avvenire esclusivamente dal confronto delle simulazioni con l'andamento degli eventi reali.

Pertanto si è data preferenza ai modelli cosiddetti "fisicamente basati" che consentono di sfruttare le caratteristiche morfometriche, litologiche e pedologiche del bacino per la determinazione delle grandezze fisiche significative.

Nella presente analisi, per quanto riguarda la determinazione dello ietogramma efficace ci si è avvalsi della metodologia proposta dal Soil Conservation Service (1972) nota come il metodo del Curve Number. Per la successiva determinazione dell'idrogramma di piena è stato utilizzato il noto modello di Nash. Entrambi gli algoritmi sono meglio descritti nei paragrafi seguenti.

2.3.1 Il metodo del Curve Number

La determinazione della pioggia efficace, ovvero della frazione di pioggia che defluisce direttamente alla rete idrografica, viene condotta con il metodo del Curve Number (CN) che determina tale volume di deflusso tenendo conto della variazione del grado di saturazione del terreno durante l'evento meteorico. Questo metodo è stato scelto tra quelli disponibili, per la maggiore consistenza fisica dei suoi parametri che lo rende applicabile anche nel caso di assenza di osservazioni di fenomeni reali.

Il metodo prevede un progressivo aumento del coefficiente di deflusso da un valore nullo, dovuto alle perdite iniziali che assorbono completamente la precipitazione, ad un valore tendente a 1 seguendo una precisa legge dipendente dalle caratteristiche di permeabilità del suolo e del sottosuolo.

Il volume di deflusso V viene calcolato, a partire dalla precipitazione netta P_n in base all'equazione:

$$V = \frac{W}{S} \cdot P_n \quad (\text{Eq. 2.1})$$

dove W rappresenta il contenuto idrico del suolo e S la capacità idrica del suolo a saturazione.

P_n viene espressa dalla: $P_n = P - IA$

dove P è la pioggia totale mentre IA rappresenta le perdite iniziali per intercettazione.

Tenendo conto che W può essere così espresso: $W = P_n - V$

l'Eq. 2.1 diventa:

$$V = \frac{(P - IA)^2}{P + S - IA} \quad (\text{Eq. 2.2}),$$

Il parametro S è caratteristico delle condizioni del terreno e viene calcolato come: $S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)$ (Eq. 2.3)

a partire dal numero di curva CN. Questo è un parametro che può venire determinato rifacendosi ad apposite tabelle predisposte dal Soil Conservation Service, in base alle caratteristiche pedologiche, vegetazionali e di uso del suolo, e alle precipitazioni del periodo immediatamente precedente a quello considerato. Il secondo parametro da introdurre per applicare questo metodo è il valore delle perdite iniziali IA; queste possono essere stimate anche mediante la relazione empirica:

$$IA = 0.2 \cdot S \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Assumendo valida l'eq.5.4 la quantità di deflussi diretti verso la rete idrografica può essere ricavata dalla lettura del grafico riportato in Figura 22 a partire dalla precipitazione totale.

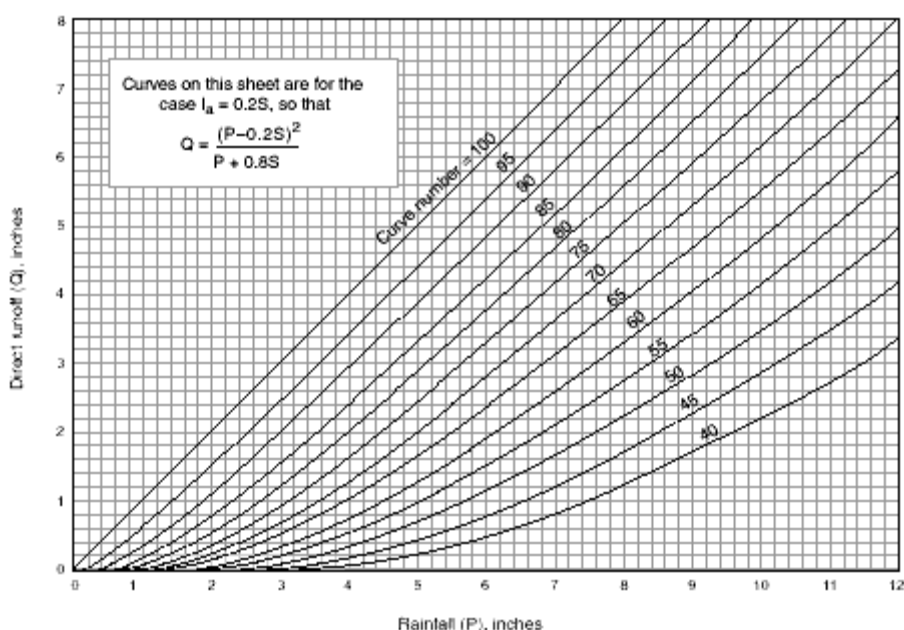


Figura 2.2 – Correlazione tra apporti meteorici e deflussi nella rete

Come si può notare, al procedere del fenomeno meteorico e quindi con l'aumento del volume d'acqua complessivamente caduto al suolo il rapporto tra precipitazione e deflussi è destinato ad aumentare.

Il metodo del Curve Number è stato messo a punto con pratiche applicazioni su bacini di modesta pendenza di versante e pertanto adatto ad essere utilizzato nell'ambito in esame. La sua applicazione in bacini alpini italiani ha evidenziato la validità del metodo, ma ha consigliato di associare diversi valori del CN alle tipologie di suolo rispetto a quelli consigliati dal SCS. In particolare l'entità delle perdite iniziali si ritiene più corretto assumere $IA = (0.05 \div 0.10) S$.

Il metodo del SCS consente di calcolare la pioggia efficace mediante l'uso di un singolo parametro (CN) che caratterizza la risposta idrologica del sistema suolo-soprasuolo. Il CN può variare da 0 a 100: i valori bassi di

CN identificano situazioni poco favorevoli alla formazione dei deflussi superficiali, mentre il valore 100 caratterizza le superfici completamente impermeabili USDA-SCS (1985).

I valori di CN vengono quindi assegnati alle diverse combinazioni suolo-soprassuolo mediante incrocio delle informazioni relative all'uso del suolo e ai tipi idrologici di suolo. Il metodo del SCS classifica i suoli in quattro gruppi idrologici (A, B, C, D) caratterizzati da infiltrabilità decrescente. Ricordando quanto riportato nel capitolo dedicato alla descrizione della morfologia del bacino, in particolare alla costituzione litologica dei versanti, allo sviluppo vegetazionale e all'uso del suolo, le caratteristiche idrologiche medie del bacino possono essere assimilate a quelle elencate nelle tabelle standard proposte dallo stesso SCS ai gruppi idrologici dei suoli di bassa infiltrabilità.

Tale combinazione di suolo-soprassuolo suggerisce di attribuire al parametro Curve Number un valore pari a 40.

Al parametro IA (perdite iniziali) viene assegnato il valore di 10 mm rappresentativo di una condizione iniziale di bassa saturazione del suolo. Si ipotizza, quindi, che il fenomeno meteorologico che alimenta il processo idrologico presenti una fase iniziale nella quale l'afflusso viene completamente assorbito dal terreno aumentando il grado di saturazione del suolo, e una seconda fase in cui ha inizio la produzione del deflusso superficiale. Si noti che in questo modo le precipitazioni di debole intensità e di modesta durata non sono in grado di innescare alcune deflusso superficiale.

Infine, per tener conto degli effetti del deflusso profondo, si è assunto che il 10% della precipitazione totale contribuisca ad alimentare tale componente.

2.3.2 Il modello di Nash

La pioggia efficace, determinata attraverso il metodo descritto, viene trasformata in deflusso nella rete idrografica utilizzando la tecnica dell'idrogramma unitario che rappresenta la risposta idrologica di un bacino ad un impulso di pioggia efficace unitario di durata istantanea.

Se l'idrogramma unitario è ipotizzato invariante con il progredire della precipitazione (idrogramma stazionario) e indipendente dalla sua intensità (idrogramma lineare) la risposta del bacino ad uno ietogramma qualsiasi può essere determinato come semplice combinazione lineare di tutti gli impulsi unitari.

Un idrogramma che rispetta queste ipotesi è descritto da una funzione $U(t)$ per la quale si possono dare alcune definizioni. L'idrogramma presenta una fase di risalita di durata t_p (tempo di picco) al termine della quale raggiunge la massima intensità di picco h_p .

La durata dell'idrogramma unitario (t_b , tempo di base) coincide con il tempo necessario affinché la precipitazione caduta nel punto più lontano del bacino faccia sentire i suoi effetti alla sezione di chiusura (tempo di corrvazione) e rappresenta la memoria del sistema. Il momento del primo ordine (baricentro) dell'idrogramma identifica il tempo di ritardo t_L (time lag).

Tra i numerosi modelli matematici realizzati per la determinazione di questo idrogramma uno dei più riconosciuti è quello proposta da Nash (1957). Il modello descrive il comportamento di un bacino idrografico mediante un numero n (parametro di forma) di invasi disposti in serie ciascuno dei quali caratterizzato da una stessa costante k (parametro di scala) di invaso.

La funzione che descrive l'andamento dell'idrogramma è la seguente:

$$U(t) = \frac{(t/k)^{n-1} e^{-t/k}}{k (n-1)!}$$

Ricorrendo a un'astrazione matematica, il modello di Nash può essere esteso al caso in cui il numero di serbatoi disposti in serie sia un numero reale. In tal caso la funzione fattoriale $(n-1)!$ viene sostituita con la funzione Gamma $\Gamma(\alpha)$ e la funzione $U(t)$ diventa:

$$U(t) = \frac{(t/k)^{\alpha-1} e^{-t/k}}{k \Gamma(\alpha)} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Il tempo di ritardo e il tempo di picco risultano pari a:

$$t_L = \alpha k \quad e \quad t_P = (\alpha - 1)k \quad (\text{Eq. 2.6})$$

La definizione dell'idrogramma unitario adimensionale di Nash richiede la conoscenza dei due parametri α (parametro di forma) e k (parametro di scala) legati al tempo di ritardo mediante l'equazione (3.5).

Per la stima di questi parametri è possibile ricorrere alle espressioni che li correlano al tempo di corrivazione del bacino. Imponendo la coincidenza tra i tempi di ritardo (intervallo temporale in cui transita il baricentro dell'idrogramma unitario) tra l'idrogramma triangolare e quello di Nash è possibile giungere alla correlazione tra i parametri.

Osservato inoltre che i bacini montani assumono parametri di forma mediamente compresi tra 2 e 3, per il bacino in esame è stato assunto un valore $n = 2.5$. Di conseguenza la sopracitata correlazione porta ad assumere il parametro di scala pari a $k = T_c/6$.

Il tempo di corrivazione, ovvero il tempo necessario perchè una particella d'acqua caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino possa far sentire il suo effetto nella sezione di chiusura, è il parametro che influenza maggiormente l'andamento dei deflussi di piena in quanto imponendo la durata del fenomeno impone anche l'entità delle portate al colmo.

Questo parametro viene a dipendere da numerosi fattori anche se le espressioni empiriche, di uso più comune, reperibili in letteratura che permettono la sua determinazione fanno riferimento in modo particolare a quelli morfometrici ovvero all'estensione del bacino, alla pendenza dei versanti e dell'asta fluviale principale. Tali espressioni differiscono notevolmente tra loro sia per le diverse grandezze considerate che per le diverse caratteristiche dei bacini esaminati.

Tra queste, date le caratteristiche e la dimensioni del bacino, si ritiene molto rappresentativa quella proposta da Giandotti:

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

dove con H_0 si è indicata la quota della sezione di chiusura e con H_m la quota media del bacino.

2.3.3 Il deflusso profondo

La frazione di precipitazione assorbita da terreno, normalmente considerata inefficace dal punto di vista dei deflussi superficiali, in realtà non è completamente persa ai fini degli apporti alla rete idrografica. Una sua parte, sebbene dopo un processo di propagazione più lento, giunge al fondovalle fornendo il cosiddetto "deflusso profondo". L'entità di questi apporti nel tempo è notevolmente ridotta in termini di valori di picco,

ma risultano non trascurabili in termini di volume complessivo e forniscono la cosiddetta curva di esaurimento del bacino.

Tra i diversi metodi esistenti in letteratura per giungere alla loro quantificazione, alcuni ipotizzano un comportamento stazionario e lineare in modo simile a quanto ipotizzato per i deflussi superficiali e quindi mirano a ricostruire un idrogramma unitario “profondo” rappresentativo del tempo di propagazione di questi apporti ricostruendo l'idrogramma finale mediante la risoluzione di un integrale di convoluzione.

Essendo diversa la velocità di propagazione verso la sezione di chiusura del bacino rispetto alla velocità che caratterizza il deflusso superficiale, non è consentito utilizzare lo stesso idrogramma unitario utilizzato per i deflussi superficiali. Nel caso in questione è stata ipotizzata la similitudine dei parametri di forma dei due idrogrammi unitari mentre il tempo di risposta dell'idrogramma profondo è stata amplificata di tre volte amplificando opportunamente il relativo parametro di scala.

La frazione di precipitazione destinata ad alimentare il deflusso profondo è stata ipotizzata costante durante l'intero fenomeno.

I corsi d'acqua su cui insistono gli interventi proposti dal piano si trovano tutti a valle della linea delle risorgive, pertanto considerando il coefficiente di deflusso profondo pari a 0,1 possiamo tener conto anche degli apporti delle acque di risorgiva.

2.4 Ricostruzione degli idrogrammi di piena sintetici

La trasformazione degli idrogrammi di assegnata frequenza di accadimento possono essere trasformati nei corrispondenti deflussi lungo la rete idrografica mediante la stessa tecnica seguita per la ricostruzione degli eventi reali; agli idrogrammi di piena ottenuti è possibile assegnare la stessa frequenza probabile del fenomeno meteorico che lo ha generato.

La ricostruzione degli idrogrammi deve tener conto di fenomeni meteorici aventi frequenze di accadimento non inferiori ai 30 anni, normalmente per le opere idrauliche si considera un T_r pari a 50 anni, considerando diverse durate di pioggia in modo da evidenziare il fenomeno più critico per il bacino.

A tal proposito è bene evidenziare che, adottando il metodo del Curve Number, il tempo di pioggia critico non coincide con il tempo di corrivazione come previsto dalla nota ipotesi alla base del metodo razionale.

Il progredire della precipitazione e il conseguente aumento del grado di saturazione del terreno portano a un aumento del coefficiente di deflusso e, di conseguenza, i fenomeni prolungati nel tempo tendono a diventare più gravosi.

Tabella 2.IV – Portate massime e tempo di precipitazione critico per Tr 25 anni.

<i>Denominazione</i>	<i>Sup.</i>	<i>Lungh.</i>	<i>H media</i>	<i>Tc Giandotti</i>	<i>Q max (tr 25 anni)</i>
<i>sottobacino</i>	<i>[km²]</i>	<i>[km]</i>	<i>[m slm]</i>	<i>[ore]</i>	<i>[m³/s]</i>
B1	0.32	1.69	269.40	0.62	1.01
B2	0.31	1.62	277.69	0.59	0.99
B4	0.46	2.17	261.29	1.00	1.23
B6	0.38	1.46	294.57	0.64	1.19
B10	0.39	1.87	231.59	1.16	0.99
B11	0.93	2.94	228.67	1.76	2.06
B17	0.59	3.05	557.85	0.54	1.92
B18	0.18	0.54	306.77	0.80	0.52
B19	0.68	2.44	314.03	1.01	1.82
B40	0.09	0.88	231.44	0.43	0.33
B43	0.34	1.42	354.95	0.46	1.21
B47	4.77	3.45	1 009.10	0.71	14.43
B48	7.55	5.97	817.10	1.03	20.07
B49	0.21	1.26	258.49	0.72	0.63
B52	0.20	1.95	340.08	0.69	0.61
B54	0.16	1.31	530.79	0.32	0.68
B55	2.43	3.91	837.15	0.68	7.46
B62	0.99	2.36	530.91	0.55	3.21
B64	0.89	2.79	702.06	0.51	2.98
B66	5.21	4.58	945.63	0.81	15.12
166	0.10	0.97	261.14	0.54	0.33
f11	0.44	2.00	462.09	0.47	1.54
f12	0.78	3.83	485.02	0.72	2.35
f17	0.16	0.80	325.70	0.41	0.60
f19	0.16	1.44	239.67	0.99	0.43
f2	0.08	0.85	331.33	0.34	0.33
f20	1.02	2.13	628.63	0.50	3.46
f5	0.30	1.59	457.09	0.39	1.15
f6	0.45	3.41	498.96	0.60	1.43
f9	2.18	3.75	450.78	0.95	5.94
b_carop_01	0.59	2.65	557.76	0.54	1.92
b_carop_02	0.02	0.50	338.23	0.24	0.09
b_carop_03	0.47	2.16	628.24	0.41	1.76
B14	0.07	0.51	209.61	0.43	0.26
B15	0.08	0.70	252.01	0.35	0.32
B16	0.08	0.54	211.40	0.48	0.28
B24	0.15	1.08	328.61	0.43	0.55
B20	0.05	0.41	221.03	0.45	0.18
B21	0.23	1.57	335.66	0.48	0.80
B22	0.22	1.87	445.52	0.39	0.84
B23	0.17	1.32	648.01	0.30	0.73
B25	0.12	0.89	356.27	0.35	0.49
B27	0.07	0.69	264.01	0.36	0.28
B26	0.22	0.87	353.79	0.37	0.87

3. ANALISI IDRAULICA

3.1 Modellazione matematica

Utilizzando i dati inseriti nel database spaziale in uso descritto nell'elaborato A01 del presente piano 'Relazione tecnico illustrativa' sono stati sviluppati sei modelli matematici relativi alle seguenti criticità

1. Chiesa di San Giovanni;
2. Via Della Morte;
3. Guietta Borgo Val;
14. Via San Luca.

Pur non essendo emerse criticità particolari, è stato realizzato anche il modello della rete tombinata che attraversa il capoluogo comunale, con la finalità di individuare la capacità di portata massima convogliabile attraverso la rete esistente,

1.1.1 Descrizione del modello applicato

Per indagare gli effetti della piena nelle aree limitrofe ai corsi d'acqua in caso di esondazione è stata condotta un'analisi idraulica utilizzando il modello matematico mono - bidimensionale a moto vario TUFLOW (WBM Australia). Le caratteristiche del modello sono riportate nel sito www.tuflow.com.

Per la struttura delle directories di lavoro e per le convenzioni sul tipo di files e per la loro nomenclatura e si è fatto riferimento a quanto indicato nel sito dedicato:

http://wiki.tuflow.com/index.php?title=Naming_Convention

http://wiki.tuflow.com/index.php?title=TUFLOW_file_types

Per la validazione del modello si può fare riferimento ai test sui vari software di modellazione idraulica bidimensionale disponibili sul mercato eseguiti dall'agenzia governativa del Regno Unito "UK Environmental Agency" nell'anno 2012 (Benchmarking of 2D Hydraulic Modelling), scaricabili dal seguente link:

<http://www.tuflow.com/Download/Publications/2012.06%20UK%20EA%202D%20Benchmarking%20Results.TUFLOW%20Products.pdf>

L'impostazione metodologica adottata per lo studio idraulico dei tratti esaminati tiene conto sia delle caratteristiche idrauliche e morfologiche dei corsi d'acqua (modello monodimensionale) sia di quelle del territorio circostante (modello bidimensionale) come meglio descritto in Appendice A della presente relazione che riporta la descrizione del modello utilizzato.

Innanzitutto è stata valutata l'estensione dell'area di applicazione del modello sulla base delle informazioni reperite presso gli uffici comunali relativamente alle aree storicamente allagate in occasione degli eventi estremi.

Si è quindi costruito il DTM per la modellazione dell'alveo e delle intere aree allo studio tenendo conto delle caratteristiche del territorio di indagine quali la presenza di golene, di argini, di opere idrauliche, di rilevati stradali, ecc.

Mediante l'applicazione del modello TUFLOW sono state quindi calcolate le principali grandezze idrauliche, quali i tiranti idrici e le velocità di deflusso e l'estensione delle aree interessate alla piena nello stato attuale

e nello stato di progetto ovvero nella configurazione che prevede la schematizzazione degli interventi di protezione idraulica dell'alveo.

1.1.2 Chiesa di San Giovanni

Il modello è stato implementato per il dimensionamento degli interventi di mitigazione delle criticità n.1 "Chiesa di San Giovanni".

Modello monodimensionale

Il reticolo idrografico monodimensionale inserito nel modello è stato importato dal geo database in uso, in particolare dai tematismi denominati 'r_minore' e 'fog_' descritti nella relazione generale del presente piano (Elaborato A01).

Nella seguente Figura 3.1 si riporta la rete idrografica monodimensionale del modello.

Nel caso in esame l'unico tratto intubato della rete è costituito dall'attraversamento della SP 36, parzialmente ostruito a causa di un'interferenza con una condotta (Figura 3.2).

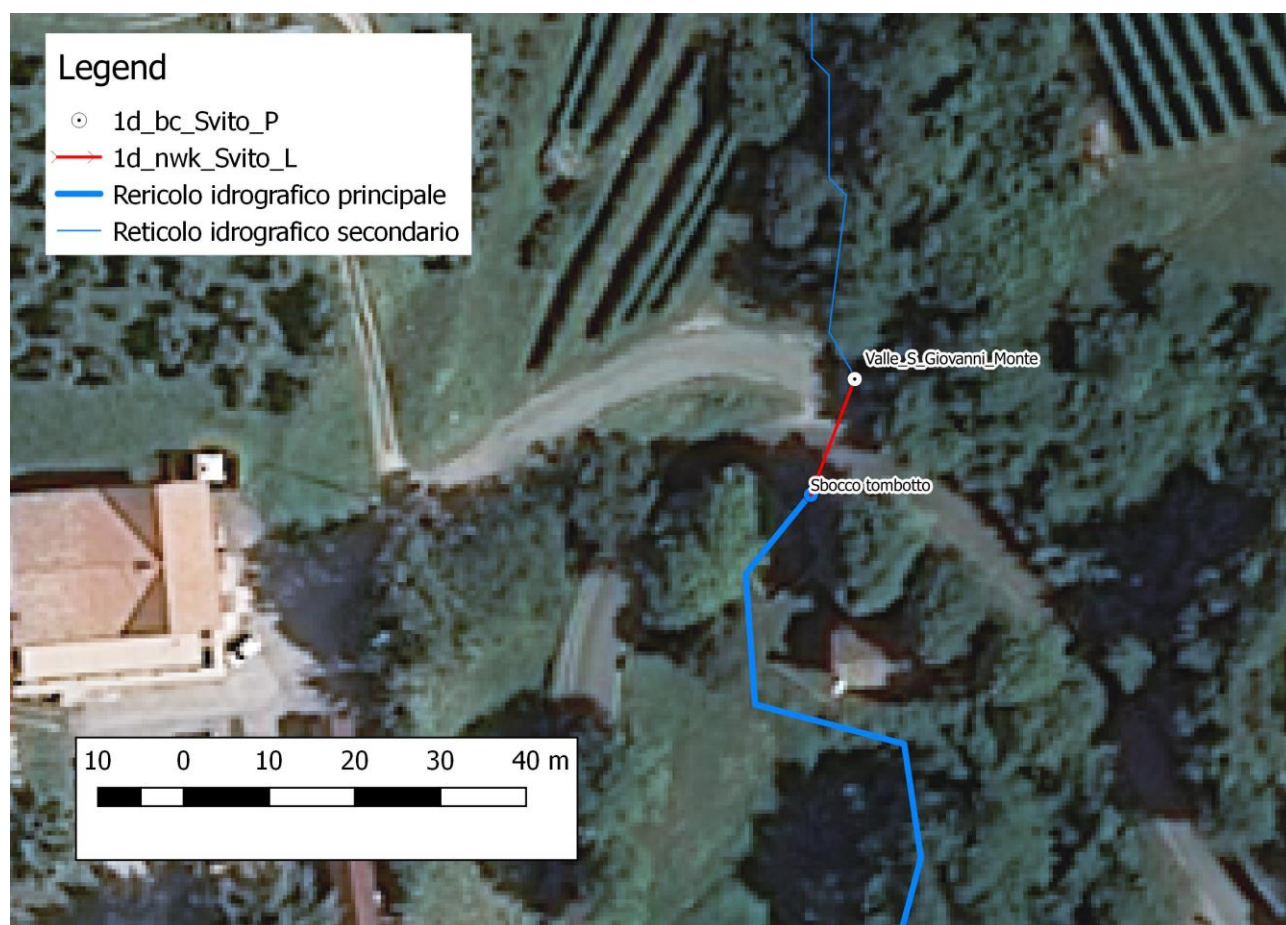


Figura 3.1 – Modello Chiesa di S. Giovanni- Reticolo idrografico monodimensionale



Figura 3.2 – Sezione di sbocco parzialmente ostruita

Modello bidimensionale

Il modello digitale del terreno interferente con il reticolo idrografico implementato precedentemente descritto, è stato discretizzato con una griglia di 525 000 celle quadrate di lato 1.0 m, rappresentato in Figura 3.3.e in particolare in Figura 3.4.

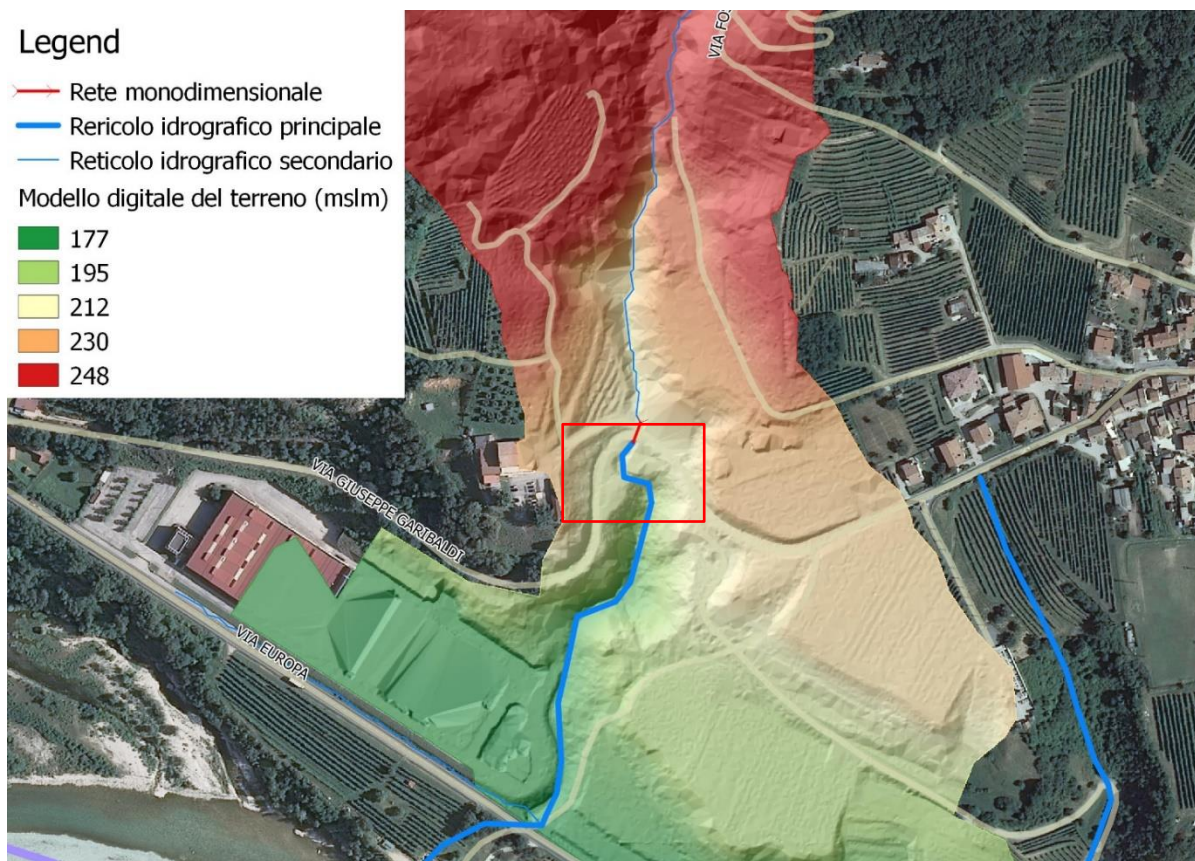


Figura 3.3 – Modello digitale del terreno

Legend

- Rete monodimensionale
- Rericolo idrografico principale
- Reticolo idrografico secondario

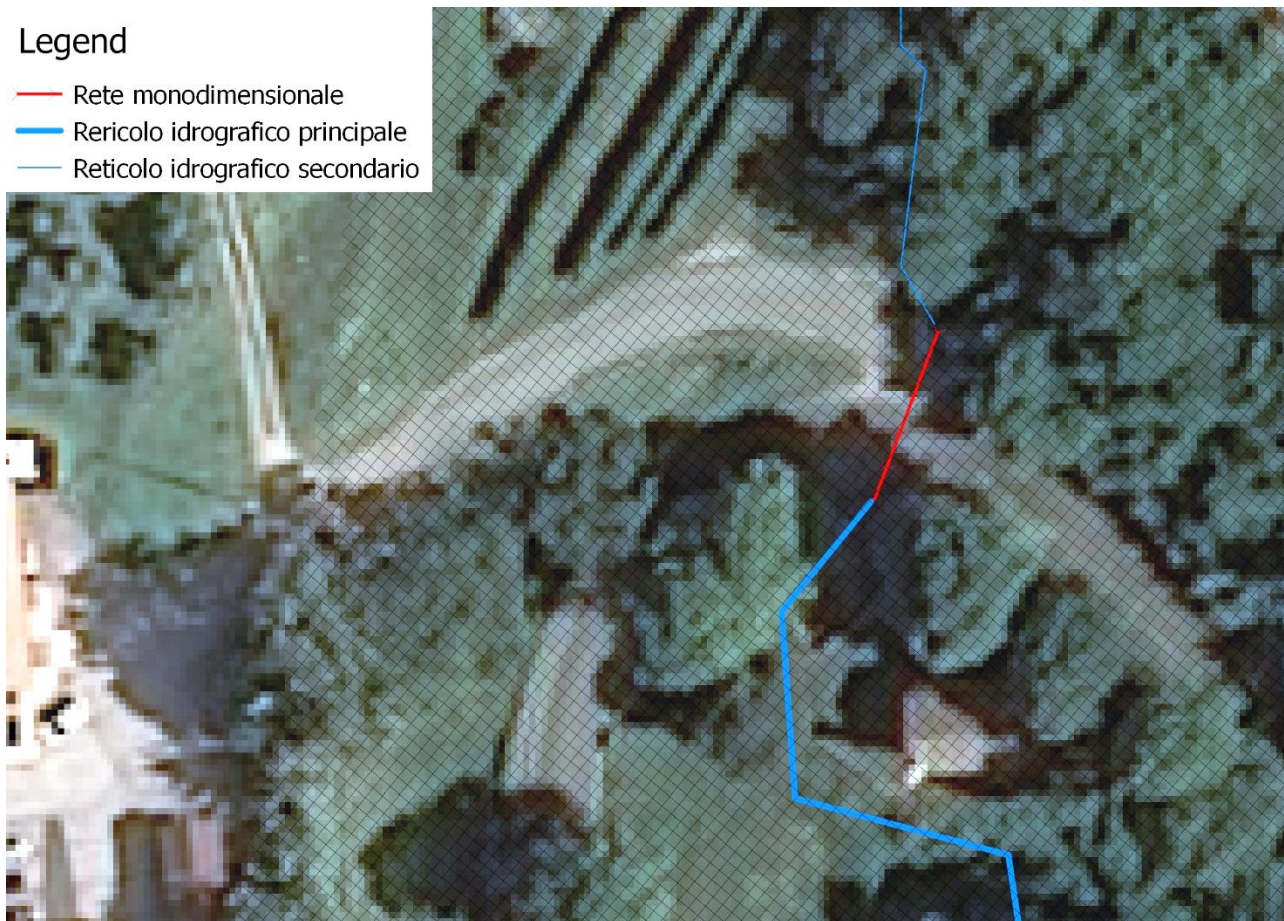


Figura 3.4 – Modello digitale del terreno e griglia di calcolo

Accoppiamento dei modelli

La procedura di accoppiamento dei modelli mono e bidimensionale prevede l'inserimento di linee, punti o superfici dove ci può essere uno scambio di portata tra le componenti 1D e quelle 2D.

Questa procedura permette al modellista di cambiare l'orientamento e la dimensione delle celle 2D senza dover cambiare gli oggetti che definiscono l'interazione tra i due modelli.

Nel caso del presente modello, sono state applicate delle connessioni della rete tombinata direttamente con la superficie sovrastante modellata con il modello 2D rappresentate dalla griglia di presa dell'attraversamento e dallo sbocco della condotta a valle della SP 36.

Secondo la terminologia di TUFLOW queste condizioni al contorno sono denominate di tipo "SX" dove S significa sorgente o pozzo (Source o Sink) e X indica che il valore viene preso dall'esterno (eXternal), in questo caso il modello 1D.

Nel caso del manufatto di imbocco la connessione funziona come pozzo nel caso il livello calcolato nel modello 2D sia superiore alla quota della griglia di presa in quell'istante.

Quando il carico idraulico calcolato nel modello 1D supera la quota della cella al di sopra del tubo, la portata passa nel modello 2D e scorre al di sopra di esso.

Il file 1d_nwk_Svito_P.shp contiene le connessioni tra i due modelli. Nella seguente Figura 3.5 si riporta lo schema dell'accoppiamento dei modelli.



Figura 3.5 – Accoppiamento dei modelli

Scabrezza dell'alveo

La scabrezza del corso d'acqua è espressa attraverso il coefficiente di Manning n e rappresenta uno dei parametri fondamentali dell'equazione del moto:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

con A area della sezione di deflusso, R_H raggio idraulico e i pendenza del fondo. In mancanza di specifici valori sperimentali dedotti sulla base di apposite indagini, si è fatto riferimento ai dati di letteratura e a quelli utilizzati con soddisfacenti risultati in uguali simulazioni numeriche condotte su ambienti fluviali di analoghe caratteristiche.

Relativamente alla rete monodimensionale, tale attività ha condotto all'assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning) nei tratti di canale vegetato e $66.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.015$ di Manning) nelle condotte in cls.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), per le strade $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, $K_s = 0.33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=3$ di Manning) per gli edifici in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agricultur 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#).

Condizioni al contorno

I punti di applicazione delle condizioni al contorno sono indicati nella seguente Figura 3.6.

Per la determinazione della portata massima attesa nella Valle San Giovanni si è basati sulle indagini condotte mediante modello afflussi deflussi descritte nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica, applicata sulla linea denominata "Valle_S_Giovanni_Monte".

Come condizione di valle è stata imposta l'altezza di moto uniforme alla pendenza del 1% in corrispondenza del punto "Valle_S_Giovanni_Valle".

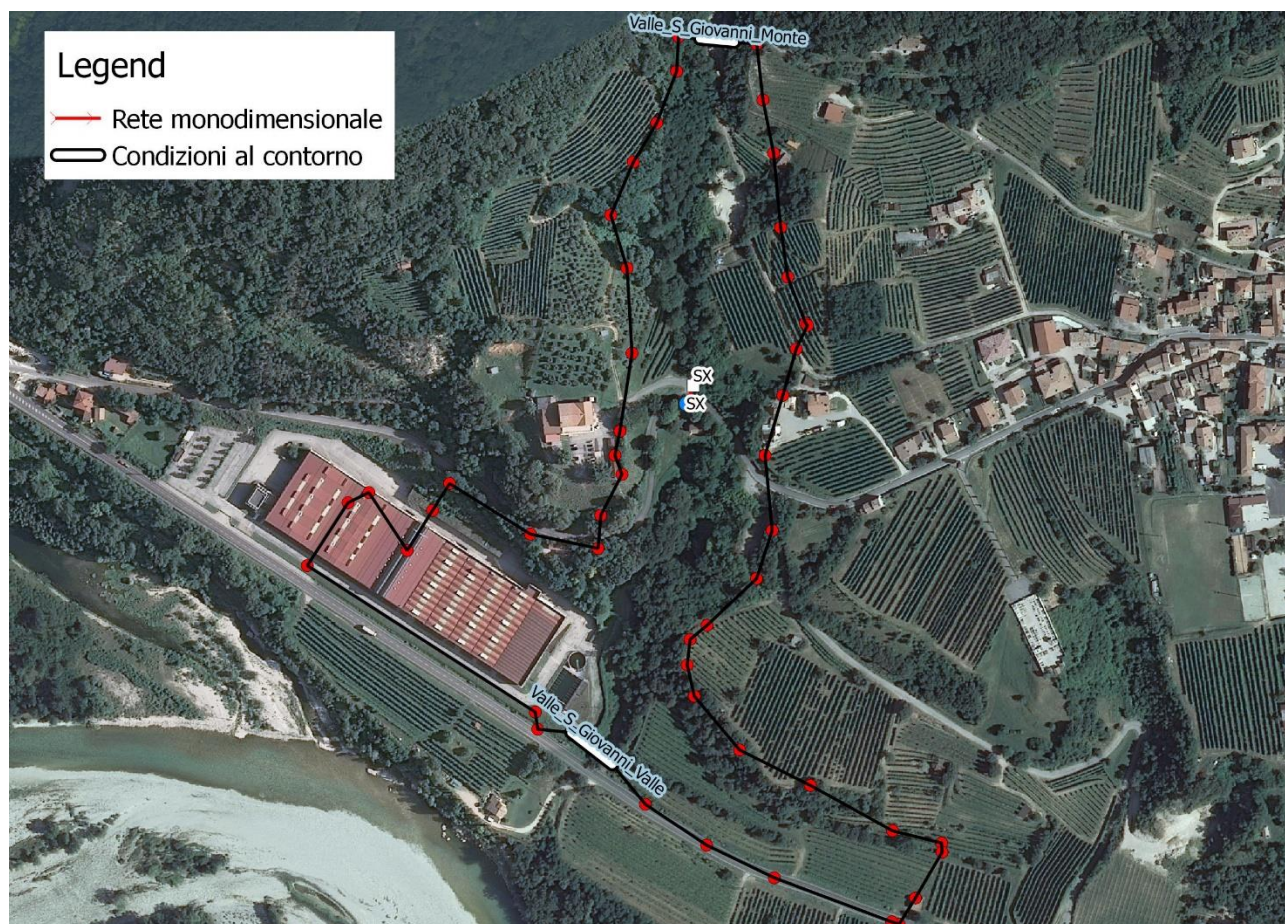


Figura 3.6 – Condizioni al contorno

Sintesi dei risultati ottenuti allo stato di fatto

I risultati delle simulazioni eseguite vengono descritti utilizzando la plug-in di QGIS Crayfish disponibile nel sito web di Lutra Consulting.

Come indicato in Figura 3.7, la portata prodotta dal bacino scolante nella Valle San Giovanni scorre occupando parzialmente la viabilità comunale Via Posas a monte dell'attraversamento della SP 36.

La Figura 3.8 di seguito riportata, quando le acque raggiungono l'infrastruttura tendono a diffondersi sul piano stradale per ruscellamento superficiale entrando solo parzialmente nella condotta di attraversamento.

A valle le acque rientrano nell'alveo recentemente sistemato con sponde rivestite in massi e salti di fondo.

Questa situazione coincide con quanto osservato in occasione degli eventi meteorici intensi.

L'involuppo dei massimi livelli idrometrici registrati nel corso della simulazione è riportato nell'Elaborato A11 "Carta delle aree allagabili allo stato di fatto", nel riquadro "Criticità n.1 – Chiesa di San Giovanni".



Figura 3.7 – Aree allagabili a monte della Sp 36

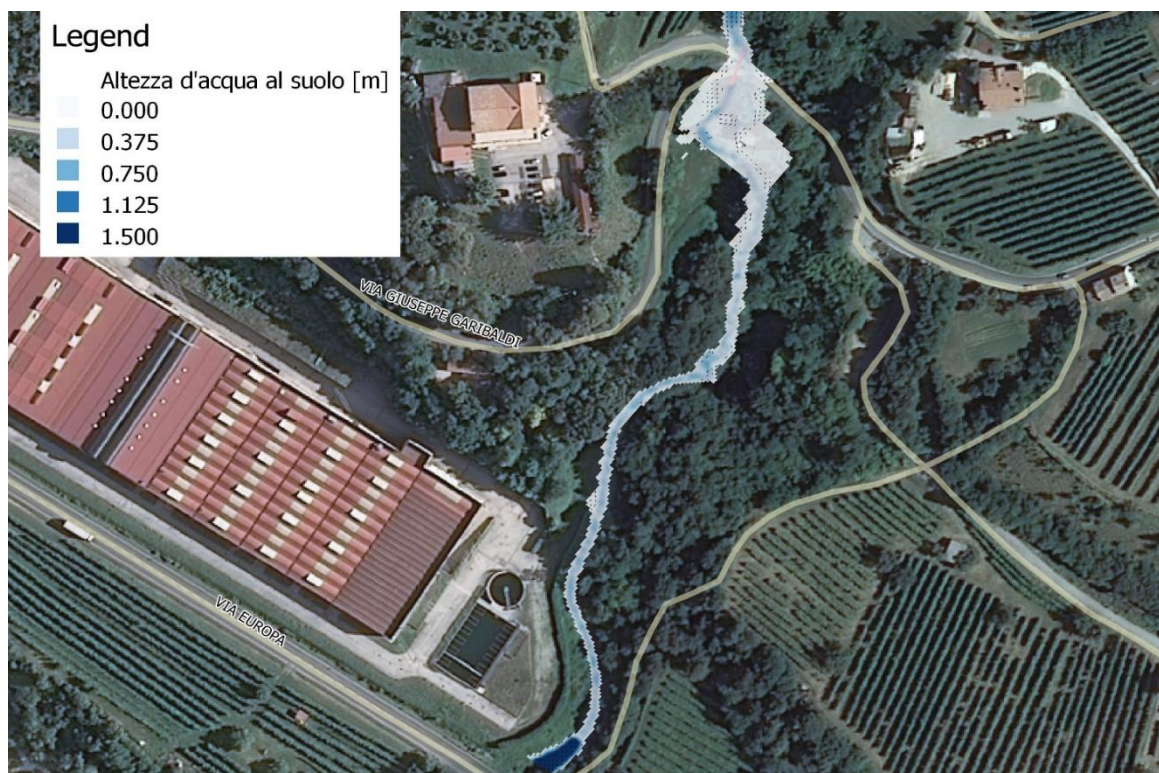


Figura 3.8 – Aree allagabili a valle della Sp 36



Figura 3.9 – Tratto di valle sistemato

Sintesi dei risultati ottenuti allo stato di progetto

Nel modello idraulico allo stato di progetto sono state inserite le opere descritte nella relazione generale e nelle monografie degli interventi riportate negli Elaborati A13 Tav. 6/6 relativamente all'intervento n. 7. Gli interventi di progetto si sono dimostrati idonei alla mitigazione delle due criticità esaminate, come si può vedere nel riquadro "Criticità n.1 Chiesa di S. Giovanni" nell'Elaborato A12 "Carta delle aree allagabili a seguito degli interventi proposti".

1.1.3 Via Della Morte e via S. Luca

Il modello è stato implementato per il dimensionamento degli interventi di mitigazione delle criticità n.14 Via S. Luca” e “Criticità n.2 Via della Morte”.

Modello monodimensionale

Come precedentemente accennato, il reticolo idrografico monodimensionale inserito nel modello è stato importato dal geo database in uso, in particolare dai tematismi denominati ‘r_minore’ e ‘fog_’ descritti nella relazione generale del presente piano (Elaborato A01).

In particolare, come indicato in Figura 3.10 che segue, la rete esaminata è costituita esclusivamente da condotte interrate il cui recapito finale è costituito dal Rio Santa Barbara a valle di un ulteriore tratto di condotta (Figura 3.11 e Figura 3.12) che a valle di alcuni insediamenti produttivi, sportivi e commerciali lungo un tracciato non conosciuto, attraversa la SP 9 attraverso un cunicolo carrabile ad arco in muratura Figura 3.13

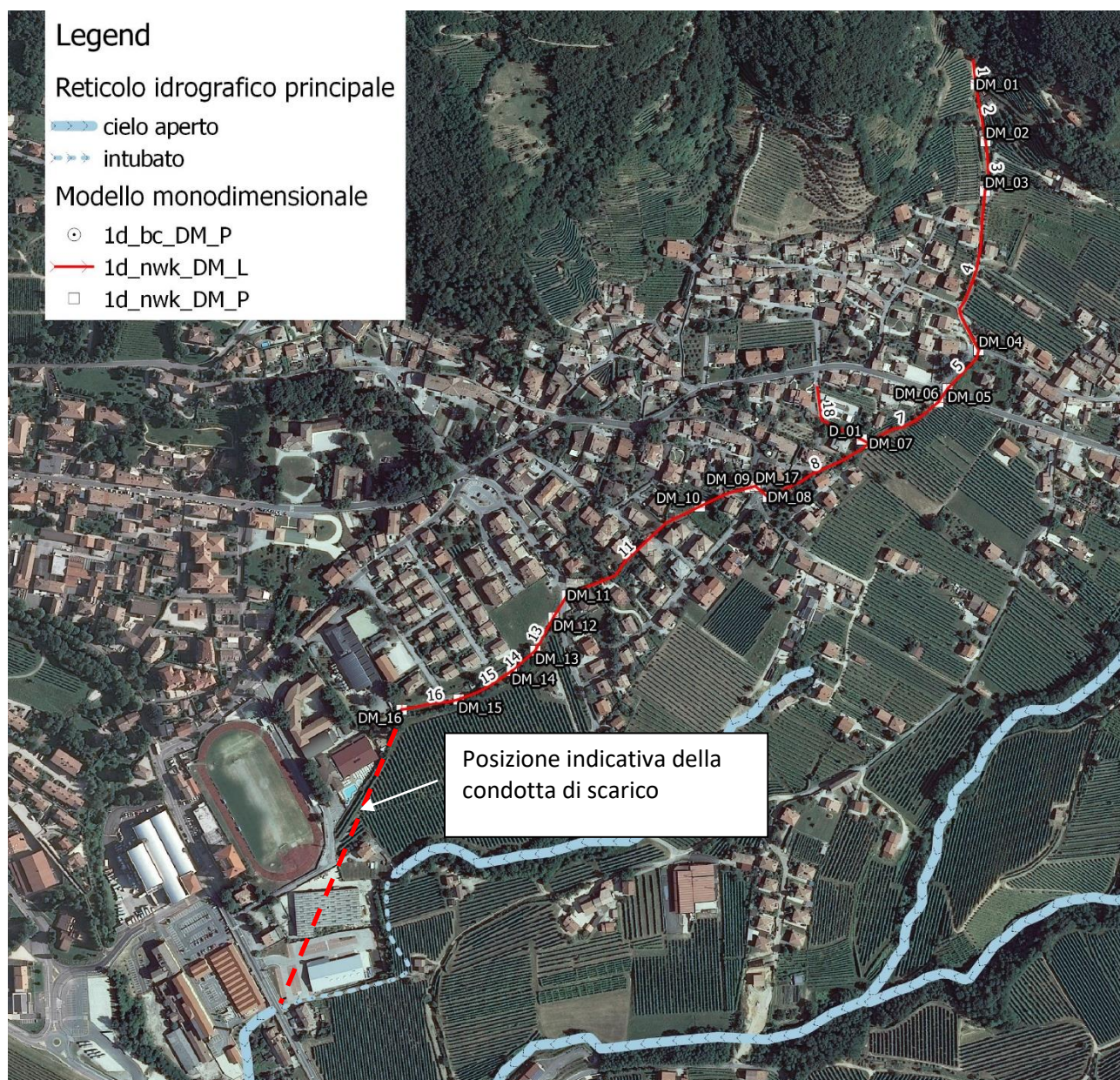


Figura 3.10 – Modello Via della Morte e Via San Luca - Reticolo idrografico monodimensionale



Figura 3.11 – imbocco nella condotta di tracciato ignoto



Figura 3.12 – imbocco nella condotta di tracciato ignoto

Sono stati inseriti 20 tratti di condotta (1d_nwk_DM_L.shp), le cui caratteristiche dimensionali si riportano nella seguente Tabella 5, dalla vasca di sedimentazione presente in Strada della S. fede fino al manufatto di imbocco riportato nella precedente Figura 3.11.



Figura 3.13 – Attraversamento della SP9 tramite un cunicolo carrabile

Tabella 5 – Geometria delle tombinature da dbf e parametri caratteristici associati

ID	Type	Len_or_ANA	n_nF_Cd	US_Invert	DS_Invert	Width_or_D	Height_or_r_	EntryC_or_r_	ExitC_or_W
1	C	24.65	0.02	342.50	335.10	0.50		0.50	1.00
2	C	59.34	0.02	335.10	322.45	0.50		0.50	1.00
3	C	52.24	0.02	322.54	316.23	0.50		0.50	1.00
4	C	173.14	0.02	316.23	296.94	0.60		0.50	1.00
5	C	51.85	0.02	296.94	292.64	0.60		0.50	1.00
6	C	16.70	0.02	292.64	290.06	0.60		0.50	1.00
7	C	84.46	0.02	290.06	283.94	1.10		0.50	1.00
8	C	118.45	0.02	283.94	274.74	1.10		0.50	1.00
12	C	26.66	0.02	255.80	252.40	1.00		0.50	1.00
13	C	39.01	0.02	252.40	248.50	1.00		0.50	1.00
14	C	32.06	0.02	248.50	246.53	1.00		0.50	1.00
15	C	62.60	0.02	246.53	244.53	1.00		0.50	1.00
16	C	59.78	0.02	244.53	239.44	1.00		0.50	1.00
17	R	14.48	0.02	239.44	239.00	1.50	1.50	0.50	1.00
18	C	79.81	0.02	285.55	283.51	0.40		0.50	1.00
19	C	8.81	0.02	283.51	283.51	0.50		0.50	1.00
10	C	55.25	0.02	273.94	268.50	0.60	0.50	0.50	1.00
11	C	168.40	0.02	260.05	255.80	0.60	0.50	0.50	1.00
9.2	R	9.42	0.02	274.26	273.94	0.60	0.50	0.50	1.00
9.1	C	11.73	0.02	274.74	274.26	1.10		0.50	1.00

Oltre ai dati geometrici il file dbf riporta i coefficienti di perdita localizzata di imbocco (0.5) e di sbocco assunto pari a 1, e la percentuale di sezione bloccata (pblockage).

Modello bidimensionale

Il modello digitale del terreno interferente con il reticolo idrografico implementato precedentemente descritto, è stato discretizzato con una griglia di 300 000 celle quadrate di lato 1.5 m, rappresentato in Figura 3.14 e in particolare in Figura 3.15.

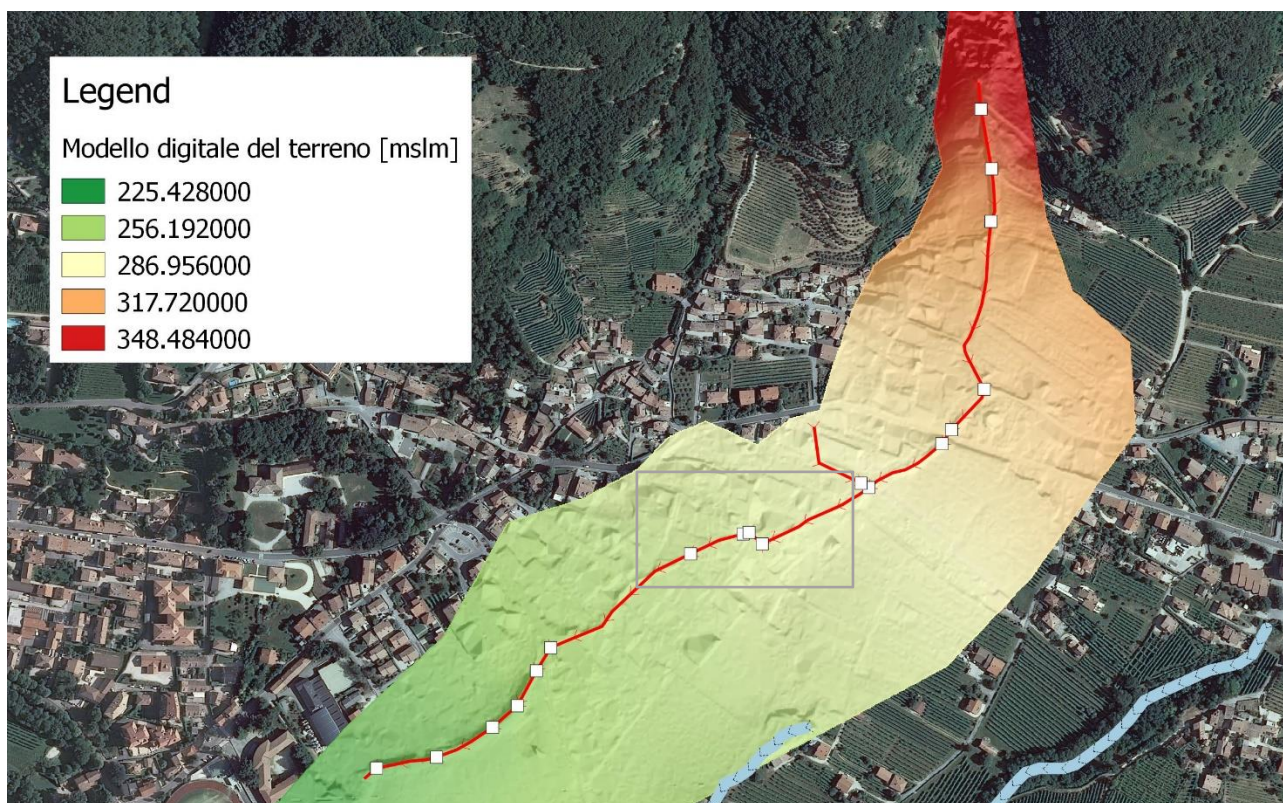


Figura 3.14 – Modello digitale del terreno

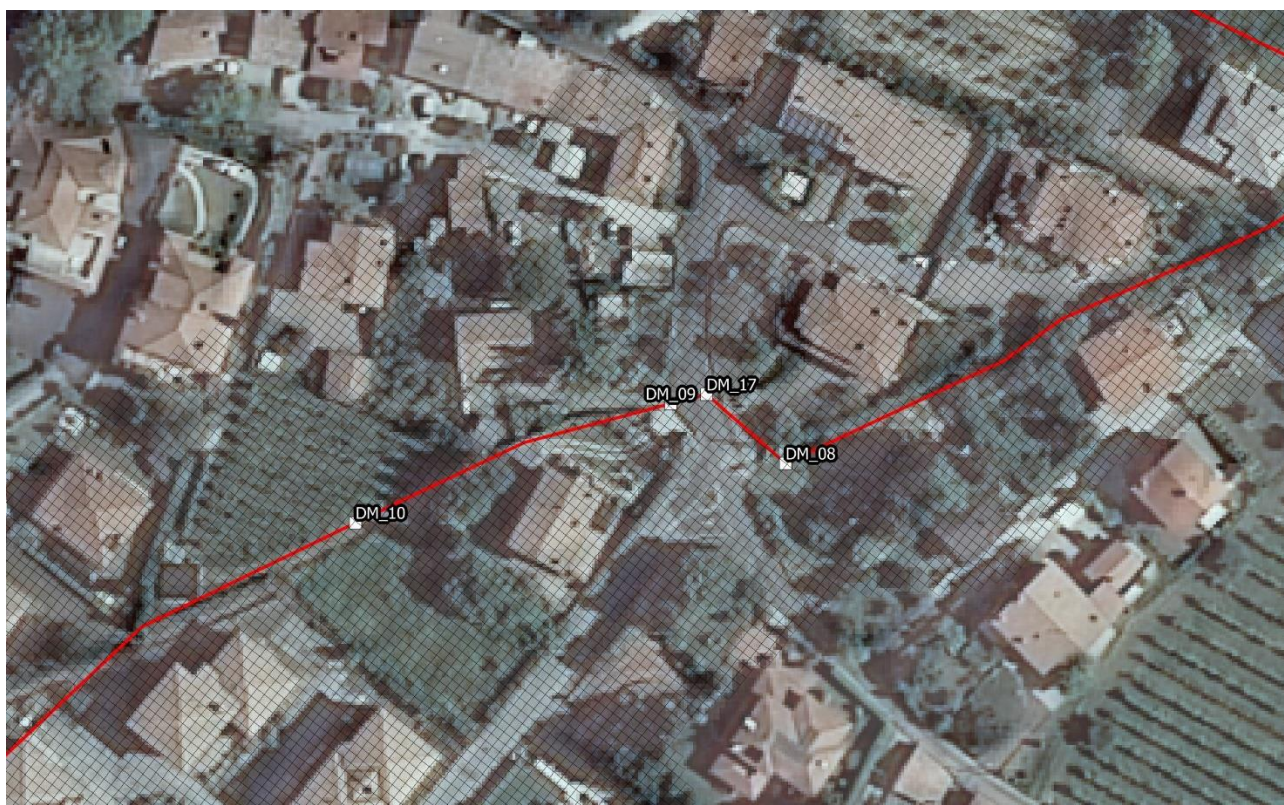


Figura 3.15 – Modello digitale del terreno e griglia di calcolo

Accoppiamento dei modelli

La procedura di accoppiamento dei modelli 1D e 2D prevede l'inserimento di linee, punti o superfici dove ci può essere uno scambio di portata tra le componenti 1D e quelle 2D.

Questa procedura permette al modellista di cambiare l'orientamento e la dimensione delle celle 2D senza dover cambiare gli oggetti che definiscono l'interazione tra i due modelli.

Nel caso del presente modello, analogamente a quanto descritto per i due modelli precedenti, sono state applicate delle connessioni della rete tombinata direttamente con la superficie sovrastante modellata con il modello 2D rappresentate dai pozzetti di ispezione dove sono state eseguite le misure.

Secondo la terminologia di TUFLOW queste condizioni al contorno sono denominate di tipo "SX" dove S significa sorgente o pozzo (Source o Sink) e X indica che il valore viene preso dall'esterno (eXternal), in questo caso il modello 1D.

Quando il carico idraulico calcolato nel modello 1D supera la quota della cella al di sopra del tubo, la portata passa nel modello 2D e scorre al di sopra di esso. Analogamente la connessione funziona anche come pozzo nel caso il livello calcolato nel modello 2D sia superiore al carico idraulico presente nella condotta in quell'istante.

Il file 1d_nwk_DM_P.shp contiene le connessioni del modello 2D con la rete delle condotte sotterranee. Nella seguente si riporta lo schema dell'accoppiamento dei modelli.

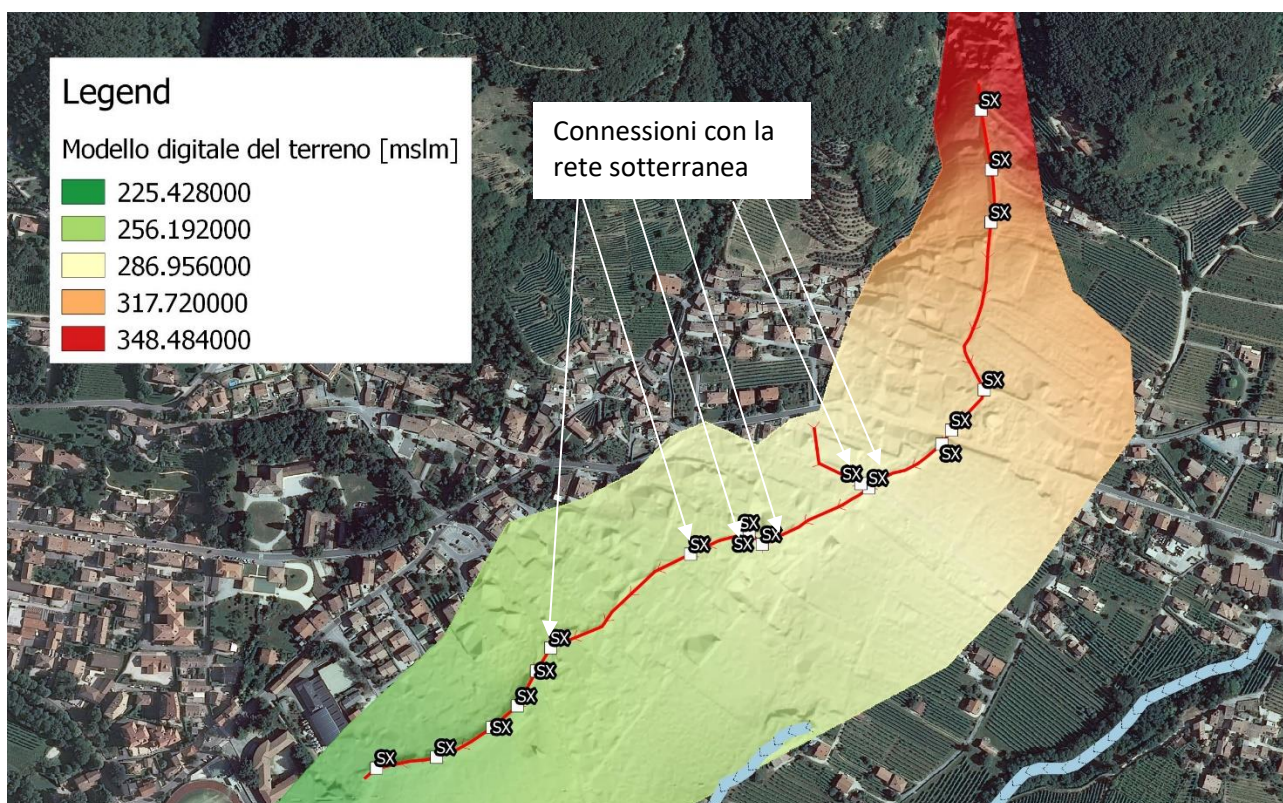


Figura 3.16 – Accoppiamento dei modelli

Scabrezza dell'alveo

La scabrezza del corso d'acqua è espressa attraverso il coefficiente di Manning n e rappresenta uno dei parametri fondamentali dell'equazione del moto:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

con A area della sezione di deflusso, R_H raggio idraulico e i pendenza del fondo. In mancanza di specifici valori sperimentali dedotti sulla base di apposite indagini, si è fatto riferimento ai dati di letteratura e a quelli utilizzati con soddisfacenti risultati in uguali simulazioni numeriche condotte su ambienti fluviali di analoghe caratteristiche.

Relativamente alla rete monodimensionale, tale attività ha condotto all'assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning) nei tratti di canale vegetato e $66.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.015$ di Manning) nelle condotte in cls.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), per le strade $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, $K_s = 0.33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=3$ di Manning) per gli edifici in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agriculture 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#)



Figura 3.17 – Mappa delle scabrezze

Condizioni al contorno

I punti di applicazione delle condizioni al contorno sono indicati nella seguente Figura 3.18.

Per la determinazione della portata massima attesa nelle condotte indagate ci si è basati sulle indagini condotte mediante modello afflussi deflussi descritte nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica, applicate ai punti denominati "Valle dei Carop 01" e "02".

Poiché le portate risultanti da modello si sono rivelate di gran lunga eccedenti la capacità di deflusso della rete esistente, l'analisi idraulica è stata finalizzata alla determinazione dei punti della rete a capacità di deflusso minima, dove si storicamente verificate delle esondazioni.

Come condizione di valle è stata imposta l'altezza di moto uniforme alla pendenza del 5% in corrispondenza del punto "Valle dei Carop Valle".



Figura 3.18 – condizioni al contorno

Sintesi dei risultati ottenuti allo stato di fatto

Analogamente a quanto descritto nei paragrafi precedenti, i risultati delle simulazioni eseguite vengono descritti utilizzando la plug-in di QGIS Crayfish disponibile nel sito web di Lutra Consulting.

La Figura 3.19 di seguito riportata indica le aree allagate dopo 45 minuti dall'inizio della simulazione, quando la portata in ingresso raggiunge i valori di $0.57 \text{ m}^3/\text{s}$ attraverso la condotta principale Va dei Carop 01 e $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ attraverso la condotta Val dei Carop 02.

Tali portate mettono in crisi sia il pozzetto di confluenza della condotta di Via San Luca con la condotta principale Val dei Carop e nella curva in corrispondenza dell'intersezione con Via Della Morte.

La seguente Figura 3.20 indica le aree allagate in corrispondenza del picco di portata, che corrisponde ad una portata in ingresso di $0.7 \text{ m}^3/\text{s}$ attraverso la condotta principale e $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ attraverso la condotta secondaria.

L'inadeguatezza della rete di scarico situata a monte della SP 36 determina una ingente fuoriuscita di portata lungo la Strada della Santa Fede, mentre le acque fuoriuscite dai pozzetti di valle scorrono attraverso gli edifici.

Andando avanti con la simulazione, si vede come la portata eccedente la capacità di deflusso della condotta scorre attraverso la sede demaniale, a tratti interrotta da mappali di viabilità o privati.

Questa situazione coincide con quanto osservato in occasione degli eventi meteorici intensi.

L'involuppo dei massimi livelli idrometrici registrati nel corso della simulazione è riportato nell'Elaborato A11 "Carta delle aree allagabili allo stato di fatto", rispettivamente nei riquadri "Criticità n.14 Via S. Luca" e "Criticità n.2 Via della Morte".

Legend

- 1d_bc_DM_P
- 1d_nwk_DM_P
- 1d_nwk_DM_L

Results

G1522_Via_DM_1.5_01

Livelli idrometrici [m]

- 0.000
- 0.304
- 0.609
- 0.913
- 1.218

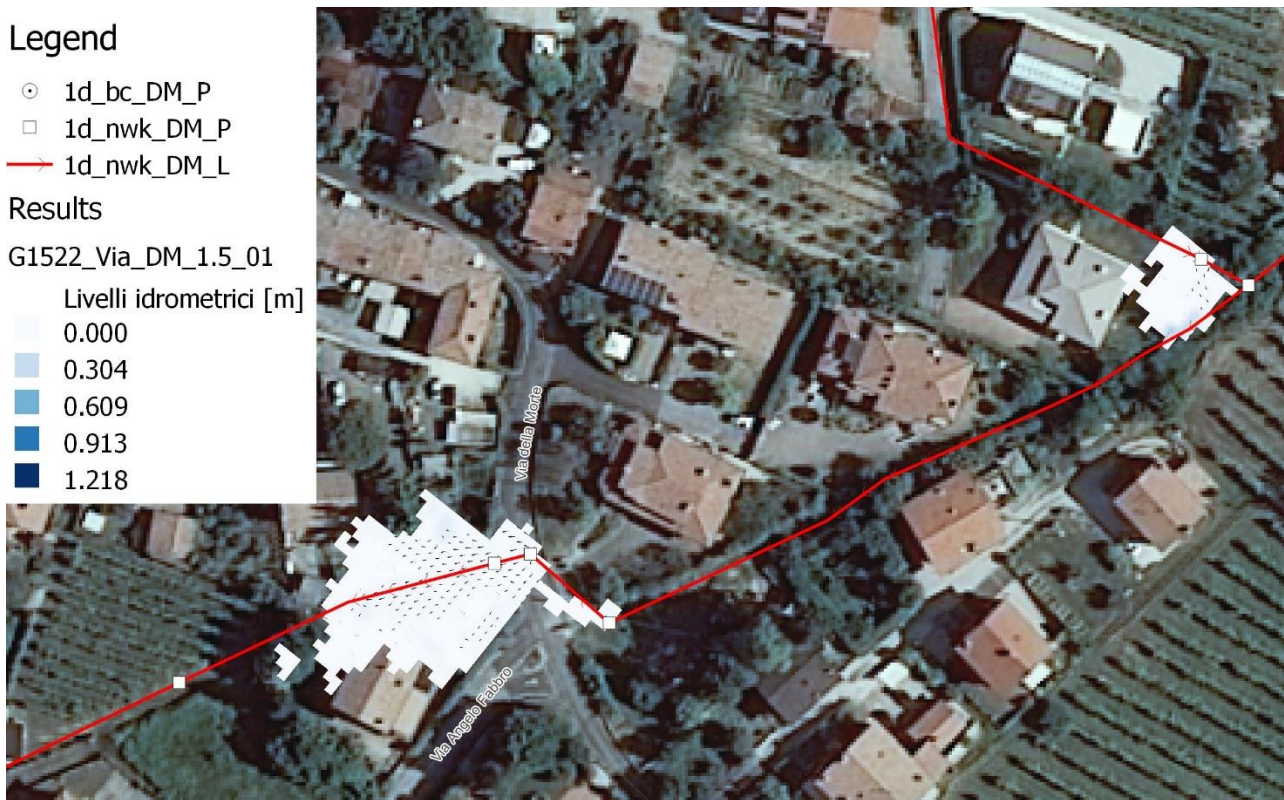


Figura 3.19 – Aree allagabili dopo 45 minuti di simulazione

Legend

- 1d_bc_DM_P
- 1d_nwk_DM_P
- 1d_nwk_DM_L

Results

Livelli idrometrici [m]

- 0.000
- 0.304
- 0.609
- 0.913
- 1.218

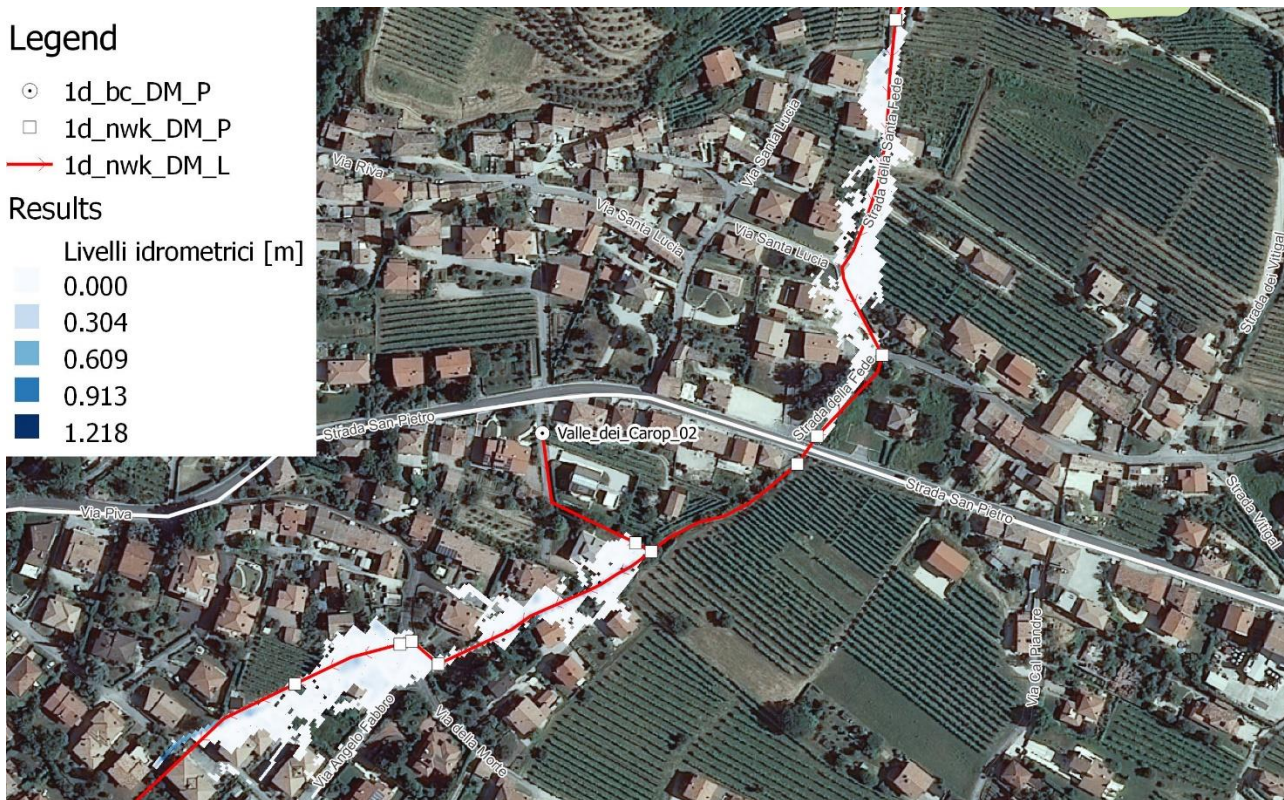


Figura 3.20 – Aree allagabili dopo 1 ora di simulazione al picco della portata in ingresso

Sintesi dei risultati ottenuti allo stato di progetto

Nel modello idraulico allo stato di progetto sono state inserite le opere descritte nella relazione generale e nelle monografie degli interventi riportate negli Elaborati A13 Tav. 4/6 e 5/6, relativamente agli interventi 6 (Via Della Morte) e 11 (Via S. Luca). Gli interventi di progetto si sono dimostrati idonei alla mitigazione delle due criticità esaminate, come si può vedere nei riquadri “Criticità n.14 Via S. Luca” e “Criticità n.2 Via della Morte” nell’Elaborato A12 “Carta delle aree allagabili a seguito degli interventi proposti”

1.1.4 Guietta Borgo Val

Il modello è stato implementato per il dimensionamento degli interventi di mitigazione della criticità n.3 “Guietta Borgo Val”.

Modello monodimensionale

Analogamente a quanto descritto nei precedenti casi, il reticolo idrografico monodimensionale inserito nel modello è stato importato dal geo database in uso, in particolare dai tematismi denominati ‘r_minore’ e ‘fog_’ descritti nella relazione generale del presente piano (Elaborato A01).

Nella seguente Figura 3.21 si riporta la rete idrografica monodimensionale del modello.

Nel caso in esame i tratti monodimensionali della rete sono costituiti dal ponticello presente sulla SP36 Figura 3.22e l’attraversamento di Via S. Antonio Figura 3.23.

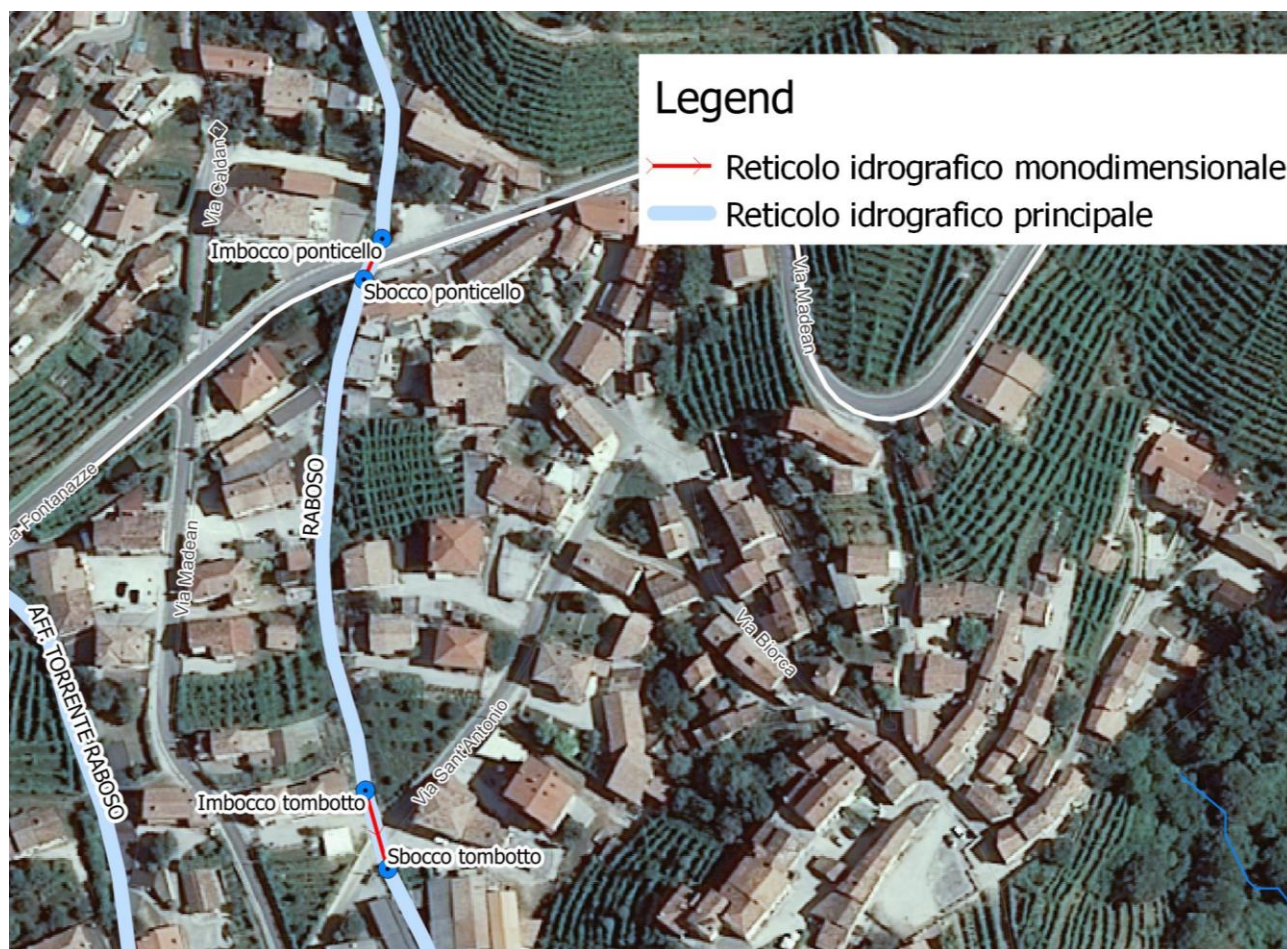


Figura 3.21 – Guietta Borgo Val - Reticolo idrografico monodimensionale



Figura 3.22 – Attraversamento SP 36

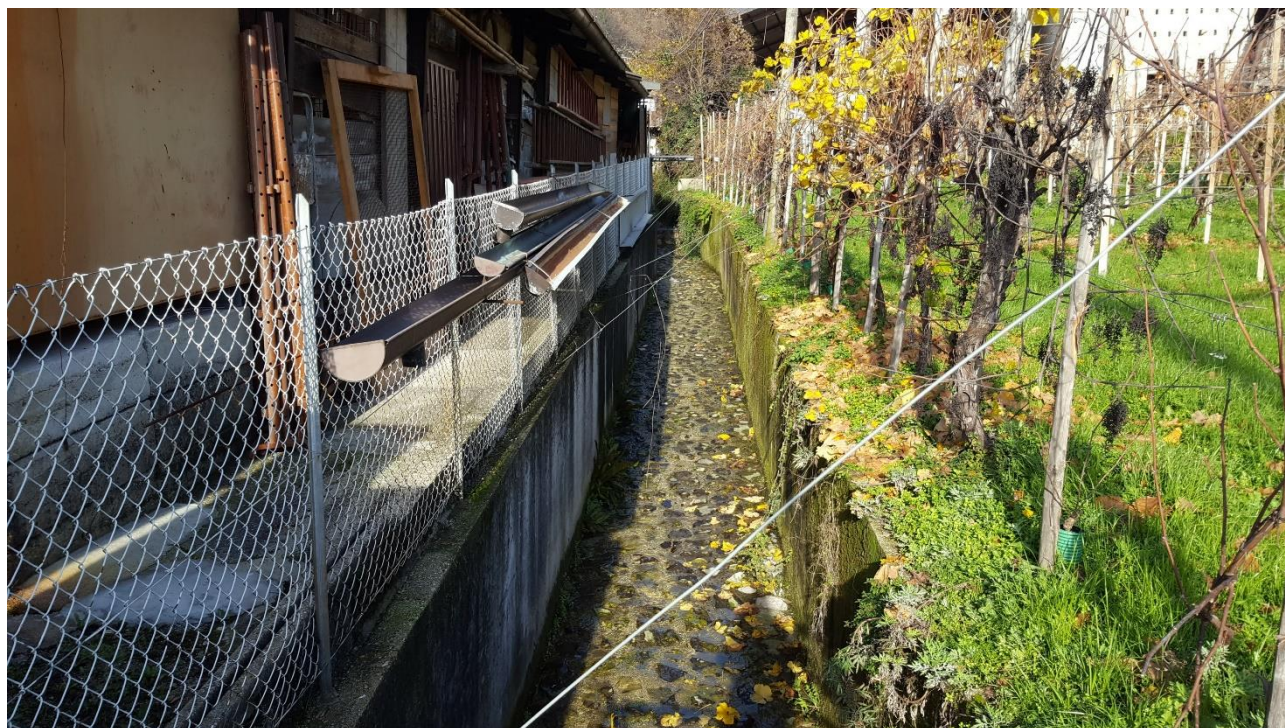


Figura 3.23 – Attraversamento DI Via S. Antonio

Modello bidimensionale

Il modello digitale del terreno interferente con il reticolo idrografico implementato precedentemente descritto, è stato discretizzato con una griglia di 525 000 celle quadrate di lato 1.0 m, rappresentato in Figura 3.24 e in particolare in Figura 3.25.

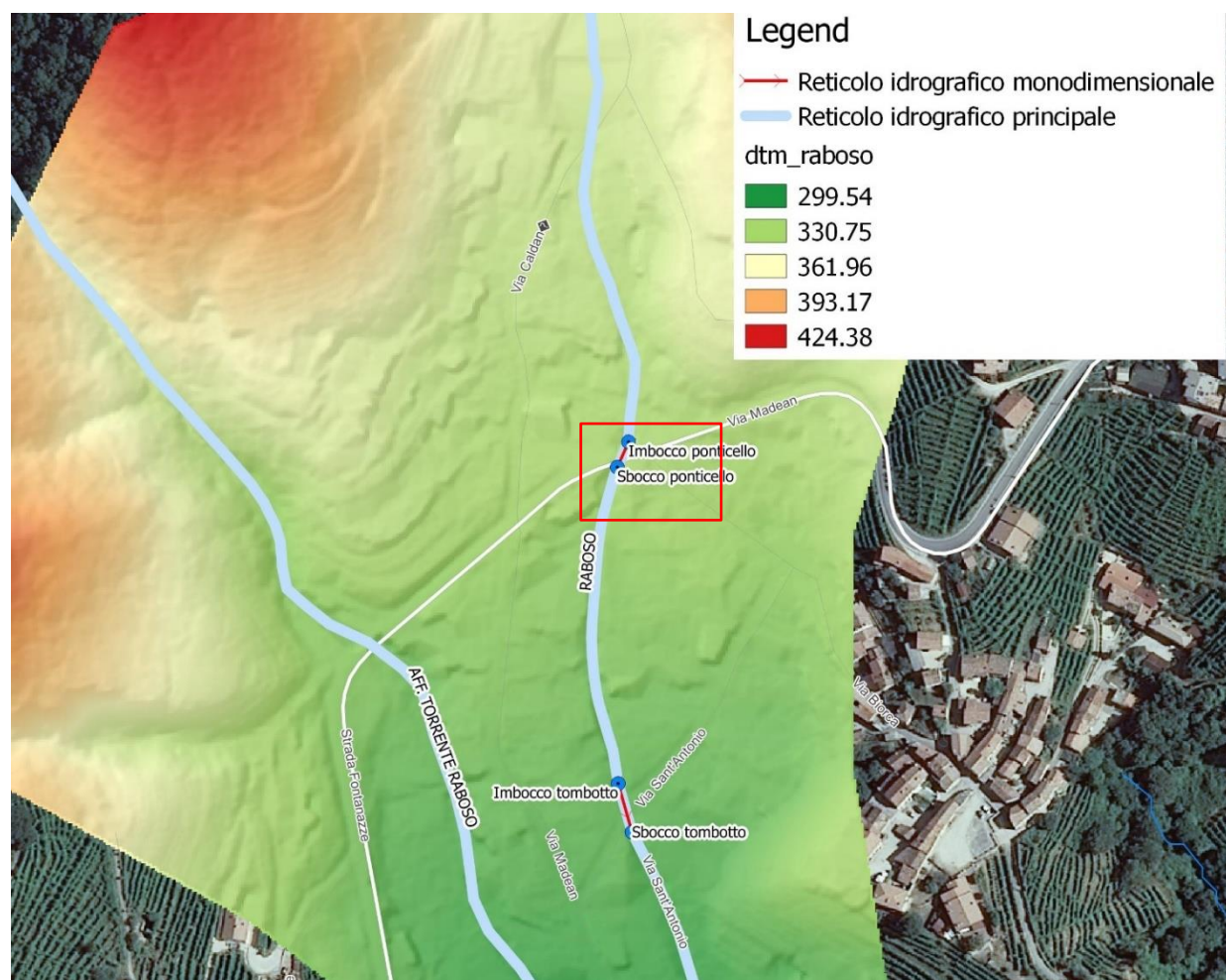


Figura 3.24 – Modello digitale del terreno

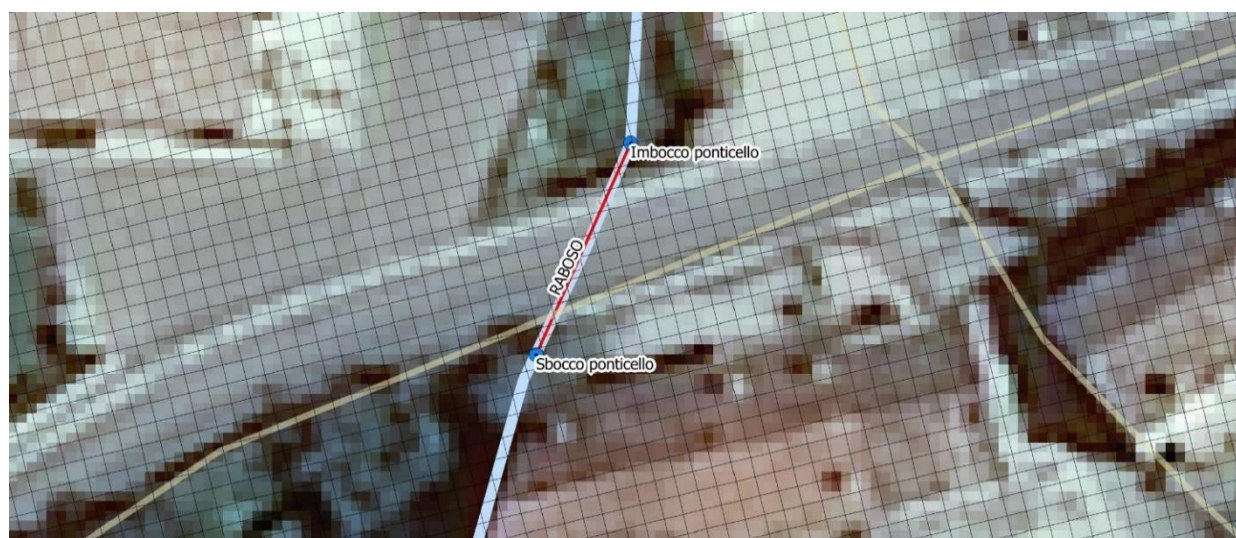


Figura 3.25 – Modello digitale del terreno e griglia di calcolo

Accoppiamento dei modelli

Nel caso del presente modello, sono state applicate delle connessioni della rete tombinata direttamente con la superficie sovrastante modellata con il modello 2D rappresentate dai due attraversamenti precedentemente descritti, con le modalità indicate nei paragrafi precedenti.

Il file 1d_nwk_Svito_P.shp contiene le connessioni tra i due modelli. Nella seguente Figura 3.26 si riporta lo schema dell'accoppiamento dei modelli.

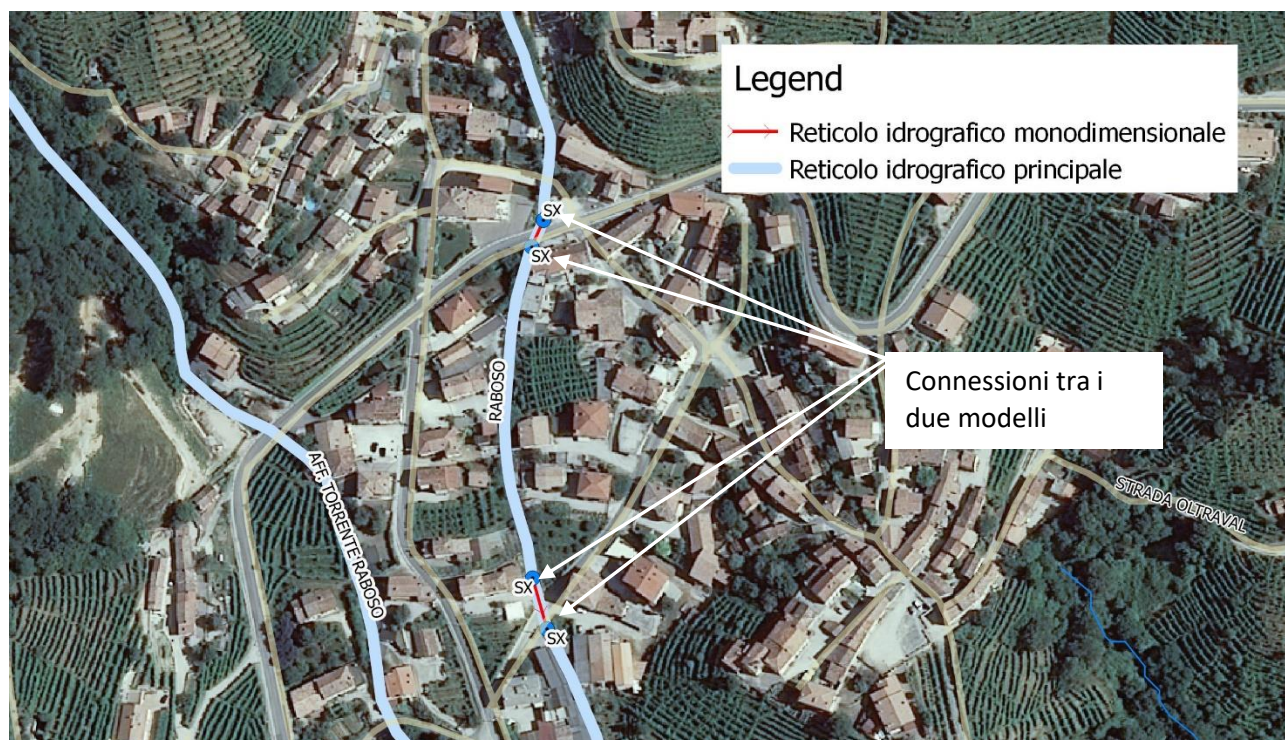


Figura 3.26 – Accoppiamento dei modelli

Scabrezza dell'alveo

La scabrezza del corso d'acqua è espressa attraverso il coefficiente di Manning n e rappresenta uno dei parametri fondamentali dell'equazione del moto:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_H^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

con A area della sezione di deflusso, R_H raggio idraulico e i pendenza del fondo. In mancanza di specifici valori sperimentali dedotti sulla base di apposite indagini, si è fatto riferimento ai dati di letteratura e a quelli utilizzati con soddisfacenti risultati in uguali simulazioni numeriche condotte su ambienti fluviali di analoghe caratteristiche.

Relativamente alla rete monodimensionale, tale attività ha condotto all'assegnazione di un coefficiente di Strickler K_s pari a $16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning) nei tratti di canale vegetato e $66.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.015$ di Manning) nelle condotte in cls.

Per quanto riguarda il modello 2D, per le aree adibite a campo è stato assunto $K_s = 16.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.06$ di Manning), per le strade $K_s = 45.45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=0.022$ di Manning) per le strade asfaltate, $K_s = 0.33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($n=3$ di Manning) per gli edifici in accordo con le indicazioni normalmente reperibili in letteratura (U.S. Department of Agricultur 1929, 1934; Ven Te Chow, 1973, M. Hanif Chaudhry, 1993) e nel wiki tutorial di [TUFLOW](#).

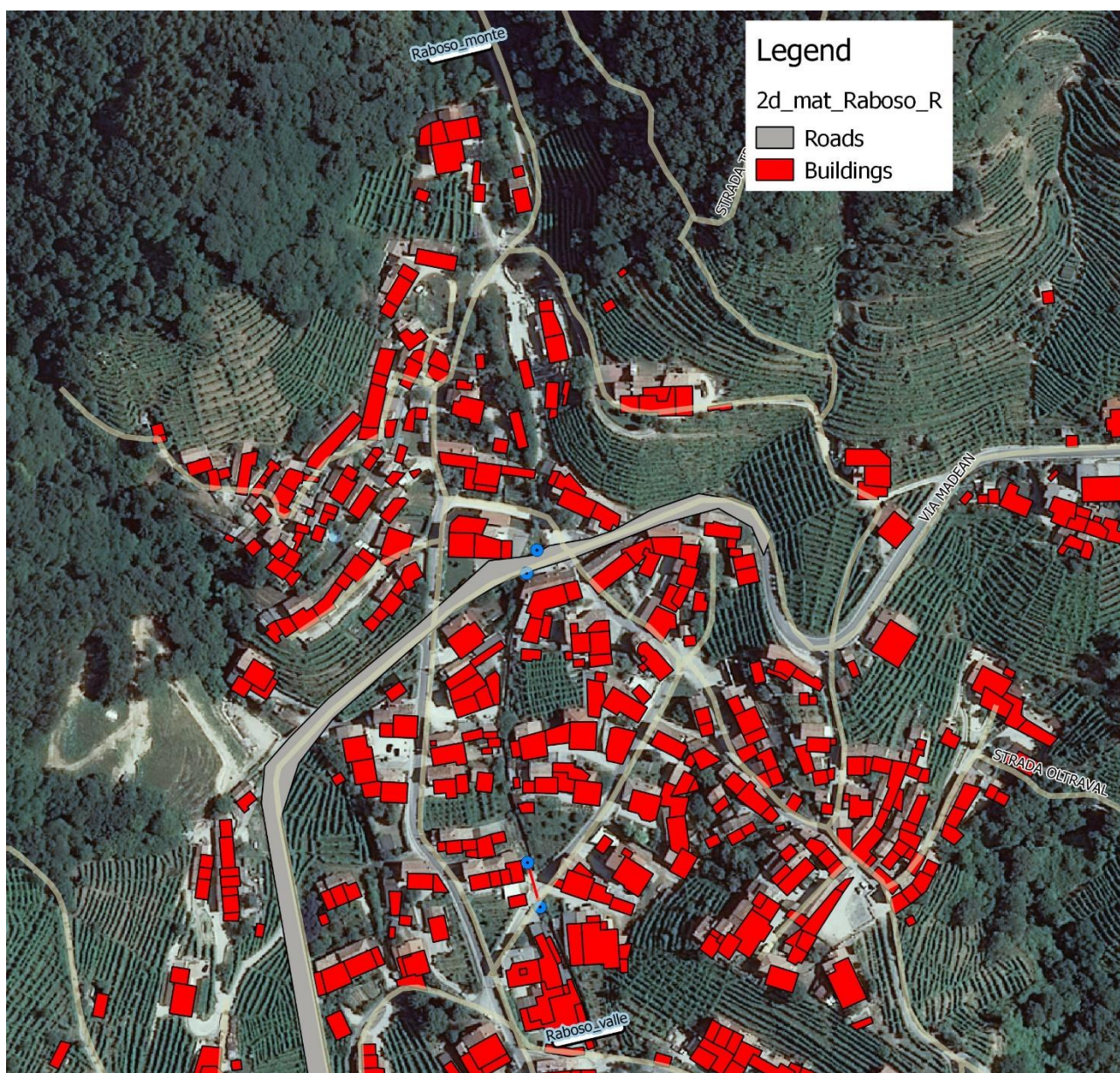


Figura 3.27 – Mappa delle scabrezze

Condizioni al contorno

I punti di applicazione delle condizioni al contorno sono indicati nella seguente Figura 3.28.

Per la determinazione della portata massima attesa nel Torrente Raboso si è basati sulle indagini condotte mediante modello afflussi deflussi descritte nel precedente capitolo dedicato all'analisi idrologica, applicata sulla linea denominata "Raboso_monte".

Come condizione di valle è stata imposta l'altezza di moto uniforme alla pendenza del 5% in corrispondenza del punto "Raboso_valle".



Figura 3.28 – Condizioni al contorno

Sintesi dei risultati ottenuti allo stato di fatto

I risultati delle simulazioni eseguite vengono descritti utilizzando la plug-in di QGIS Crayfish disponibile nel sito web di Lutra Consulting.

Come indicato in Figura 3.29 che riporta le aree allagate dopo 20 minuti di simulazione, quando la portata in ingresso supera $1 \text{ m}^3/\text{s}$, il torrente Raboso tende a occupare la sua area di pertinenza interferendo con la viabilità comunale nei tratti dove sono presenti dei guadi. Anche per una portata così ridotta l'imbocco dell'attraversamento sulla SP 36 si manifesta insufficiente al convogliamento verso valle della portata in arrivo, mentre la sezione a cunettone presente a valle risulta idonea.

Con il procedere della simulazione, le acque fuoriuscite a monte dell'attraversamento della SP 36 tendono a diffondersi nella frazione per ruscellamento superficiale (Figura 3.30). L'inviluppo dei massimi livelli idrometrici registrati nel corso della simulazione è riportato nell'Elaborato A11 "Carta delle aree allagabili allo stato di fatto", nel riquadro "Criticità n.1 – Chiesa di San Giovanni".



Figura 3.29 – Aree allagabili dopo 20 minuti ($Q=1\text{m}^3/\text{s}$)



Figura 3.30 – Aree allagabili dopo 60 minuti ($Q=10\text{m}^3/\text{s}$)

Sintesi dei risultati ottenuti allo stato di progetto

Nel modello idraulico allo stato di progetto sono state inserite le opere descritte nella relazione generale e nelle monografie degli interventi riportate negli Elaborati A13 Tav. 1/6 relativamente all'intervento n. 1. Gli interventi di progetto si sono dimostrati idonei alla mitigazione delle due criticità esaminate, come si può vedere nel riquadro "Criticità n.3 Guietta Borgo val" nell'Elaborato A12 "Carta delle aree allagabili a seguito degli interventi proposti".

1.1.5 Scarico dei Piva

Come indicato negli elaborati cartografici di piano, e in particolare nell'Elaborato A0506 l'area denominata "Ex Piva" rappresenta il punto di recapito di tutte le valli presenti a monte del capoluogo comunale, parzialmente tombinate e poco riconoscibili.

Pertanto, in accordo con quanto previsto dalla convenzione stipulata con il Consorzio di Bonifica Piave, è stato svolto il rilievo dei collettori principali in termini di quote dei chiusini, quote di scorrimento e dimensioni delle condotte.

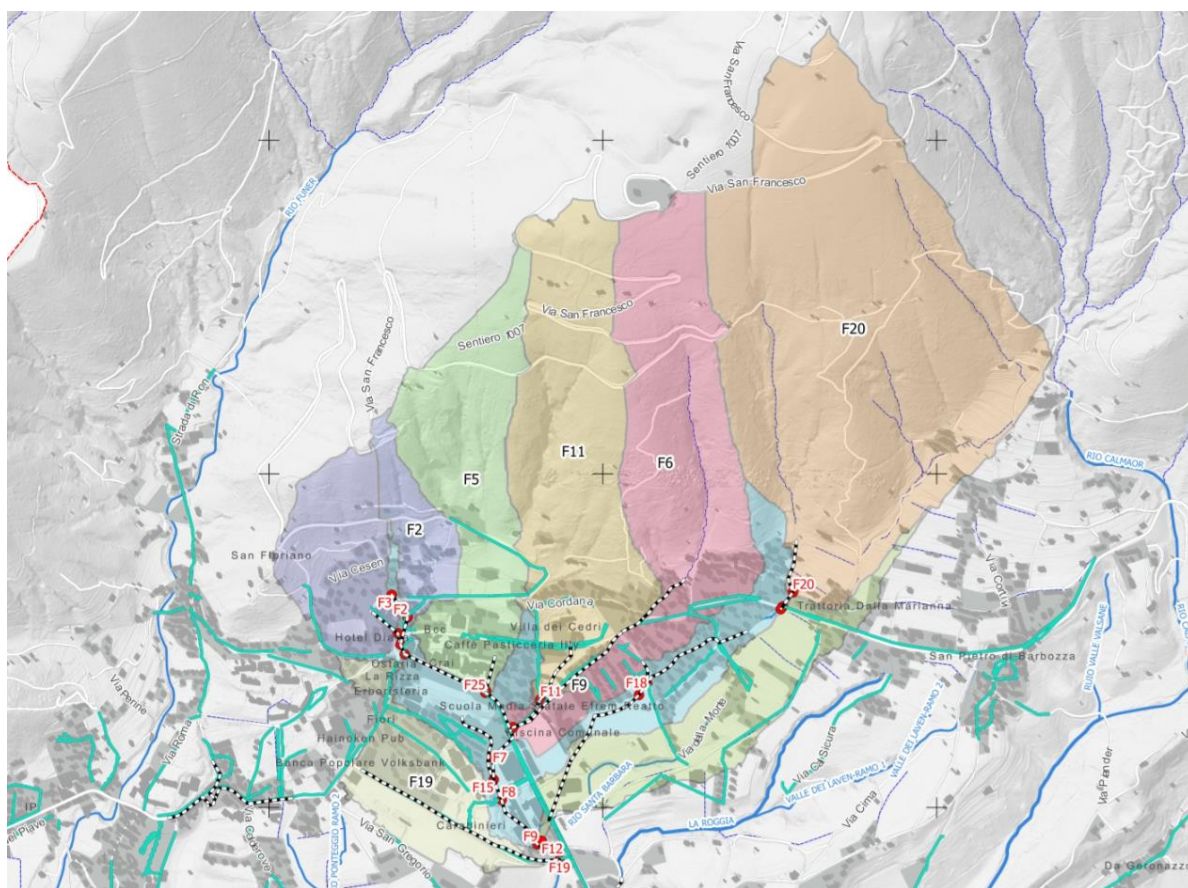


Figura 3.31 – Bacini idrografici scolanti nel reticolo idrografico comunale tombinato

Ciascuna condotta rilevata è stata caratterizzata con il proprio bacino scolante al quale è stata associata la portata massima attesa in occasione dell'evento con TR = 50 anni, come descritto nel precedente capitolo 2, dedicato all'analisi idrologica.

Tale base informativa ha permesso di implementare il modello idraulico della rete cui sono state

Legend

modello

- 2d_zsh_Piva_L
- 2d_zsh_Piva_P
- 2d_zsh_Piva_R
- 1d_bc_Piva_03
- 1d_nwk_Piva_P_03
- 1d_nwk_Piva_L_03
- 2d_bc_int_piva_L
- 2d_bc_int_Piva_P
- 2d_bc_Piva_L
- 2d_mat_piva_R
- 2d_code_Piva_00_R
- 2d_loc_Piva_L

PA

- Canali_VDB_03
- G1522_FOGNATURE_PUNTUALI
- G1522_FOGNATURE_LINEARIS

Il modello idraulico implementato ha restituito i risultati relativi ad uno scenario in cui le condotte ricevono la portata idrologica che compete loro sulla base dei bacini idrografici sottesi

Pertanto il modello è significativo solo in caso di assoluta efficienza delle reti di monte. Allo stato attuale la situazione non è questa perché in occasione delle precipitazioni gran parte della portata ruscella superficialmente attraverso il terreno e le strade

Tuttavia è interessante valutare la capacità di deflusso massima delle condotte esistenti, in base alla loro dimensione e alla loro pendenza, confrontandola con le portate in arrivo. Tale analisi è riassunta nella figura che segue

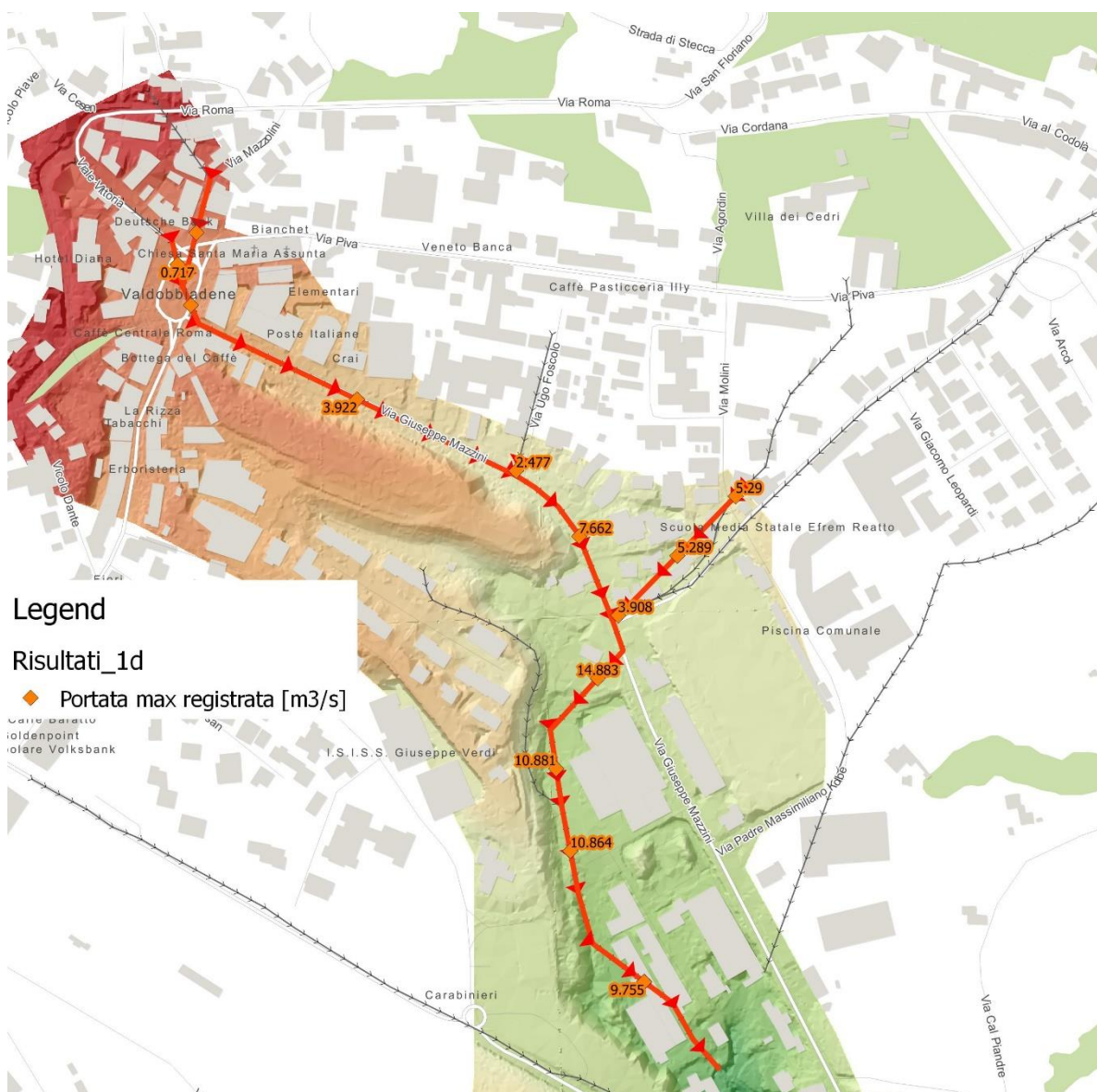


Figura 3.33 – Capacità di portata massima delle condotte modellate

Dalle analisi condotte emerge come la condotta che scorre lungo Via Giuseppe Mazzini sia adeguata allo scarico delle portate in arrivo con una portata max di circa 7 m³/s.

A valle il primo tratto della condotta che attraversa l'area ex Piva, di recente realizzazione, è capace di smaltire 14 m³/s. Procedendo verso valle tale capacità si riduce a circa 10 m³/s. La condotta

proveniente da Via Ruio di Arcane – Lavatoi, è caratterizzata da una portata massima smaltibile stimata di $3.9 \text{ m}^3/\text{s}$ a fronte dei $5 \text{ m}^3/\text{s}$ di portata idrologica in arrivo.

APPENDICE A: IL MODELLO TUFLOW

Il modello idraulico TUFLOW per lo studio della propagazione delle onde di piena è prodotto da WBM Oceanics Australia (<http://www.tuflow.com/>). Esso è costituito dal modello numerico TUFLOW 2D integrato con il modello monodimensionale ESTRY ed è stato progettato per la simulazione idraulica delle onde di piena in un dominio geometricamente complesso, costituito da porzioni in cui è appropriato schematizzare la rete idrografica mediante una rete monodimensionale e porzioni in cui le assunzioni di monodimensionalità del moto vengono a cadere. In questo caso il moto idraulico viene simulato mediante un modello matematico bidimensionale.

Più precisamente, nel caso in cui la capacità di deflusso dell'alveo schematizzato in modo monodimensionale si dimostri insufficiente a contenere la portata in arrivo, il volume in eccesso viene trasferito mediante opportuni link, istante per istante, al territorio latitante che viene rappresentato attraverso uno schema a griglia. Il deflusso attraverso le aree esterne all'alveo viene calcolato dal modello TUFLOW 2D, bidimensionale puro. TUFLOW 2D e ESTRY, integrati nel pacchetto TUFLOW, costituiscono un potente strumento per studi di previsione e propagazione delle onde di piena, l'ottimizzazione di reti di drenaggio, la progettazione di sistemi fognari, gli studi di qualità dell'acqua. TUFLOW non dispone di una propria interfaccia grafica, ma utilizza programmi GIS e altri software, anche open source, per la creazione, elaborazione e visione dei dati. Questi software sono:

- un GIS che può importare/esportare .shp files;
- un programma per la modellazione 3D delle superfici per la creazione e interrogazione di un DTM, e per importare superfici 3D riguardanti i livelli, le profondità, etc. dell'acqua tipo il software gis Qgis.
- La plugin di Q gis Crayfish per la visualizzazione dei risultati e la creazione di animazioni.
- Un editor di testi
- Un foglio di calcolo elettronico del tipo di Microsoft Excel.

La combinazione dei programmi sopra descritta offre un sistema per la modellazione idraulica 2D/1D molto potente. L'approccio di tipo GIS offre molti benefici, alcuni dei quali sono di seguito elencati:

- La possibilità di lavorare direttamente in un ambiente "aperto" come il GIS e il Web GIS;
- La presenza di una gran quantità di strumenti per la gestione dei dati, direttamente utilizzabili nella fase di costruzione del modello;
- Georeferenziazione di tutti i dati, con la possibilità di cambiare le dimensioni delle celle 2D in modo immediato;
- Maggior efficienza nella produzione di mappe, report, brochure, filmati etc;
- Maggior facilità di comprensione del processo di modellazione da parte del modellista, del cliente e dei portatori di interesse;
- Possibilità di fornire al cliente tutti i dati e i risultati in formato GIS, Database spaziale o Web gis;

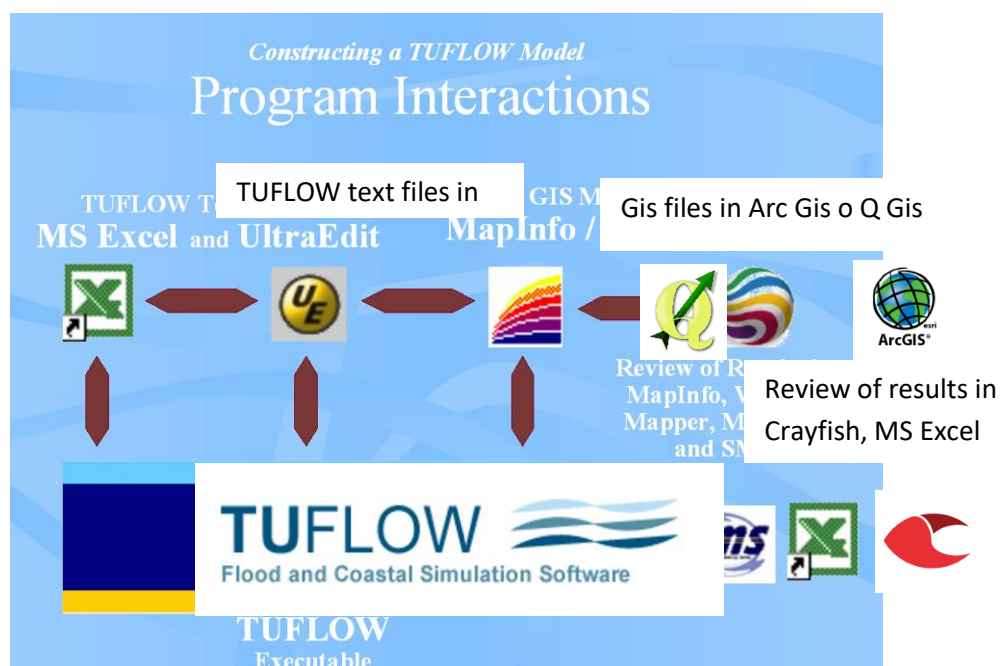


Figura 1 – Schema delle interazioni tra i programmi utilizzati per l'implementazione del modello

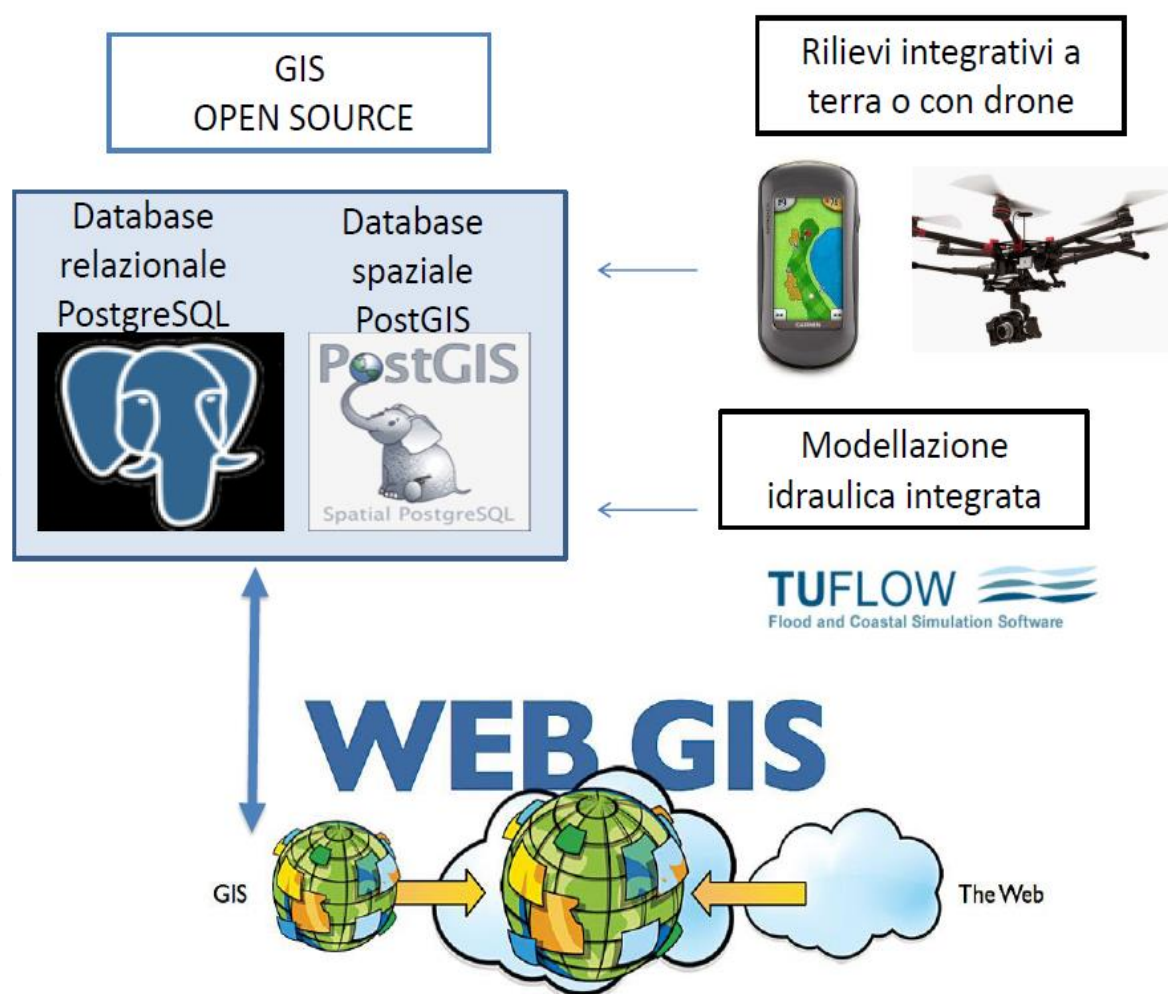


Figura 2 – Schema delle interazioni tra i programmi utilizzati per la pubblicazione dei dati

A.1 TUFLOW

TUFLOW è un programma per la simulazione di deflussi mono e bi dimensionali per lo studio di piene e maree. TUFLOW, è stato originariamente sviluppato per flussi bidimensionali (2D), il suo anagramma sta per Two dimensional Unsteady FLOW. Esso incorpora tutte le funzioni di ESTRY 1D sia monodimensionale che quasi2D, basato sulle equazioni monodimensionali del moto a pelo libero.

Il completo algoritmo di soluzione 2D, creato da Stelling 1984 sviluppato da Syme 1991, risolve equazioni bidimensionali di continuità e conservazione della quantità di moto per superfici libere. Il software è stato sviluppato come progetto di ricerca dalla WBM Oceanics Australia e dall'Università di Queensland nel 1990. Il progetto è stato successivamente ampliato aggiungendo una connessione dinamica 2D/1D (Syme 1991). I successivi miglioramenti dal 1998 ad oggi si sono focalizzati sulle strutture idrauliche, modellazione del flusso, connessione tra le strutture 2D/1D e l'utilizzo del GIS per la gestione dei dati (Syme 2001a, Syme 2001b). TUFLOW è anche stato oggetto di numerosi tests da parte della WBM Pty Ltd e altri (Barton 2001, Huxley, 2004).

TUFLOW è sostanzialmente orientato a stabilire il percorso del flusso delle acque lungo coste, estuari, rive, aree soggette ad allagamenti e urbanizzate dove i percorsi del flusso in natura sono essenzialmente 2D e non è possibile o sarebbe complicato rappresentarle utilizzando una modellazione 1D.

Una notevole potenzialità di TUFLOW è la sua capacità di connettersi dinamicamente con il programma idrodinamico 1D (quasi2D) ESTRY. L'utente configura un modello come una combinazione di domini monodimensionali 1D connessi con un domini bidimensionali 2D. Vale a dire che i domini 2D e 1D sono collegati per formare un unico modello. TUFLOW risolve le equazioni delle acque basse (SWE). Le SWE sono equazioni di flusso utilizzate per modellare le onde lunghe come ad es. flussi, maree e moti ondosi. Esse sono state ottenute utilizzando le ipotesi di velocità verticale ed orizzontale uniforme ed accelerazione verticale trascurabile (cioè una distribuzione idrostatica di pressione). Queste semplificazioni sono valide dove la lunghezza d'onda è molto più grande della profondità dell'acqua. Nel caso di onde oceaniche le SWE sono applicabili ovunque. Le 2D SWE nel piano orizzontale sono descritte dalle seguenti equazioni differenziali di conservazione della massa e del conservazione della quantità di moto in direzione X e Y in un piano cartesiano di riferimento.

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial(Hu)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv)}{\partial y} = 0 \quad (\text{Continuità 2D})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - c_f v + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + g u \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 H} - \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = F_x \quad (\text{Conservazione della quantità di moto } x)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + c_f u + g \frac{\partial \zeta}{\partial y} + g v \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{C^2 H} - \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = F_y \quad (\text{Conservazione della quantità di moto } y)$$

Dove:

u e v = velocità specifiche medie in direzione x e y ;

ζ = livello idrometrico;

H = tirante idraulico

t = tempo;

x e y = distanza in direzione x e y ;

cf = coefficiente di Coriolis;

C = coefficiente di Chezy

μ = coefficiente di diffusione orizzontale della quantità di moto;

p = pressione atmosferica;

ρ = densità dell'acqua;

F_x e F_y = risultante delle forze esterne (ad esempio il vento) applicate in direzione x e y .

A.2 ESTRY

ESTRY è un potente programma a moto vario adatto per la modellazione matematica di flussi e maree (e/o moti ondosi). Il programma è stato sviluppato dalla WBM Oceanics Australia da più di trentacinque anni ed è stato successivamente applicato in centinaia di studi partendo dalle applicazioni ad un canale singolo per arrivare fino alle più complesse quasi2D.

Il modello si basa sulla soluzione numerica delle equazioni di moto vario dei fluidi (conservazione della quantità di moto e continuità), e include i termini inerziali.

$$\frac{\partial(uA)}{\partial x} + B \frac{\partial \zeta}{\partial t} = 0 \quad (\text{Equazione di continuità})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial \zeta}{\partial x} + k |u| u = 0 \quad (\text{Conservazione della quantità di moto})$$

Dove:

u = velocità specifica media;

ζ = livello idrometrico;

t = tempo;

x = distanza;

A = area della sezione di deflusso;

B = larghezza della lama d'acqua;

k = coefficiente per le perdite continue = $\frac{gn^2}{R^{4/3}}$

n = coefficiente di scabrezza di Manning;

R = raggio idraulico

g = accelerazione di gravità;

La soluzione monodimensionale in TUFLOW usa la tecnica di soluzione alle differenze finite, di secondo ordine, di RungeKutta (Morrison and Smith, 1978) per le equazioni 1D SWE di continuità e conservazione della quantità di moto come mostrato dalle seguenti equazioni. In aggiunta ai canali a pelo libero, sono disponibili per la modellazione le seguenti opere idrauliche: Scatolari multipli circolari o rettangolari; Ponti, pile da ponte; Briglie, canalette di scolo lato strada, arginature etc.; Strutture definite dall'utente.

A.3 Accoppiamento dei modelli

TUFLOW risolve simultaneamente la rete monodimensionale (mediante ESTRY) e uno o più domini bidimensionali fornendo un'accurata simulazione idrodinamica dei fenomeni di piena e dell'allagamento delle aree adiacenti ai corsi d'acqua. Il modello fornisce inoltre informazioni non solo sui volumi esondati e sulle altezze d'acqua raggiunte sul piano campagna, ma anche la stima delle velocità raggiunte durante il fenomeno alluvionale e dei tempi di sussistenza della piena. In particolare la modellazione dell'alveo del corso d'acqua avviene secondo uno schema monodimensionale implementato in ESTRY (figura 3). In questo modo le caratteristiche dell'alveo di morbida sarà rappresentato con la necessaria precisione laddove una modellazione bidimensionale pura comporterebbe una perdita di informazioni significativa (figura 4).

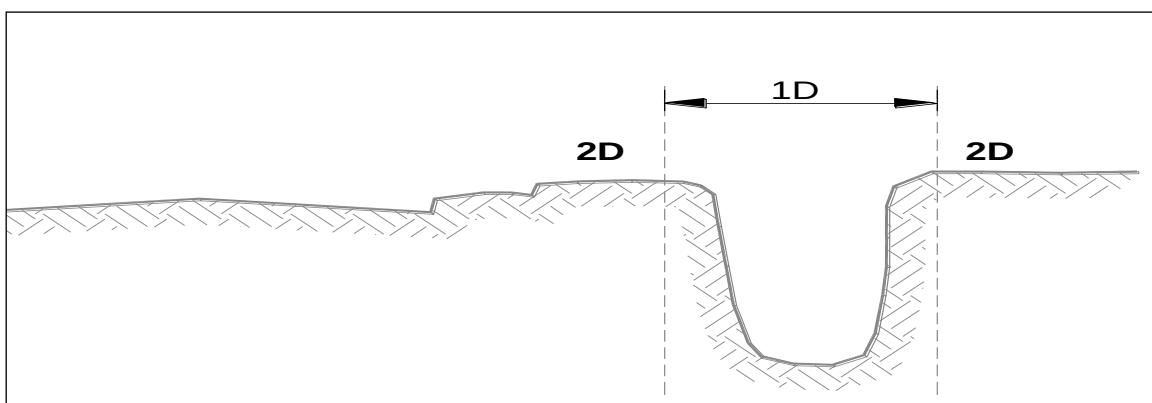


Figura 3– Esempio di modellazione mono-bidimensionale

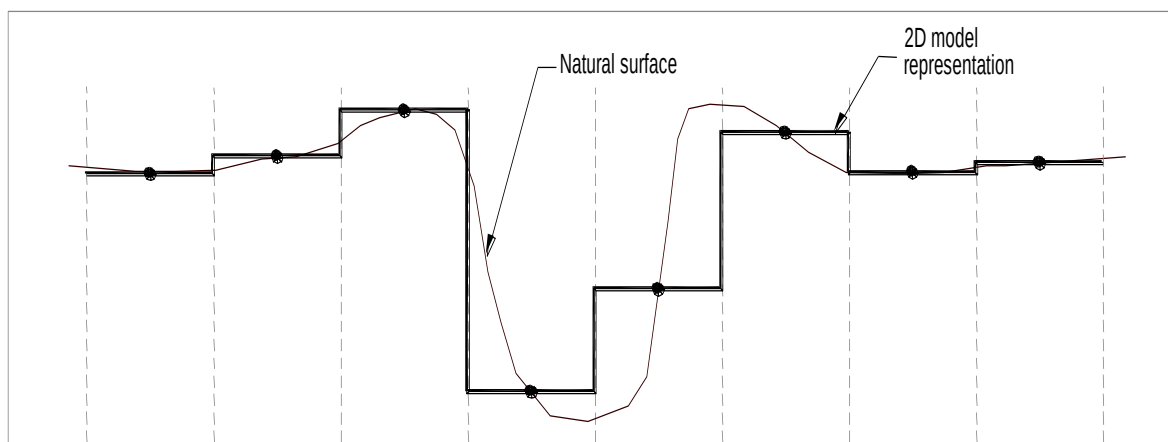


Figura 4 - Esempio di una rappresentazione bidimensionale poco accurata di un corso d'acqua

Nel caso in cui la capacità di deflusso dell'alveo schematizzato in modo monodimensionale si dimostrasse insufficiente a contenere la portata in arrivo, mediante opportuni link il volume in eccesso viene trasferito, istante per istante, al territorio latitante che viene rappresentato attraverso uno schema a griglia ricavato da opportune elaborazioni condotte sul DTM. Il deflusso attraverso tali aree viene calcolato dal modello TUFLOW, bidimensionale puro. In Figura 5 sono riportati gli schemi dei possibili meccanismi di link per l'accoppiamento dei due modelli (1D/2D).

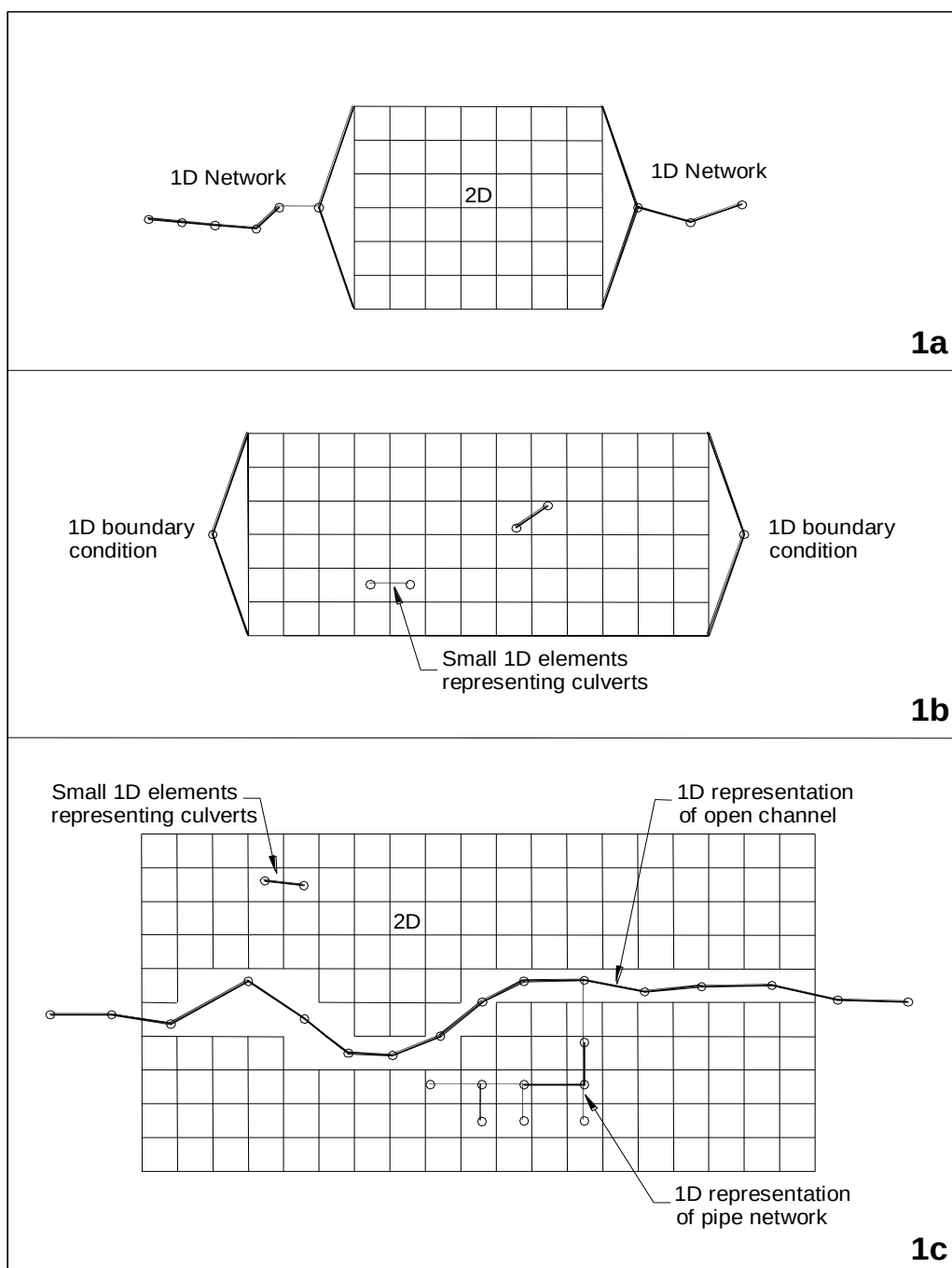


Figura 5 – Schemi di link tra il modello bidimensionale TUFLOW ed il modello monodimensionale ESTRY

A.4 Inserimento dati

La successiva figura illustra il funzionamento del software per quanto riguarda l'inserimento dei dati e la restituzione dei risultati. Tutti i dati riguardanti la topografia e le grandezze idrauliche caratteristiche degli oggetti sono contenute in tematismi GIS. Per le serie temporali come gli idrogrammi e per i dati non georiferiti come la geometria delle sezioni d'alveo o le caratteristiche delle opere idrauliche, si utilizzano files di testo. Per collegare i dati GIS, i dati non georiferiti e le serie temporali e per gestire le simulazioni vengono utilizzati files di testo.

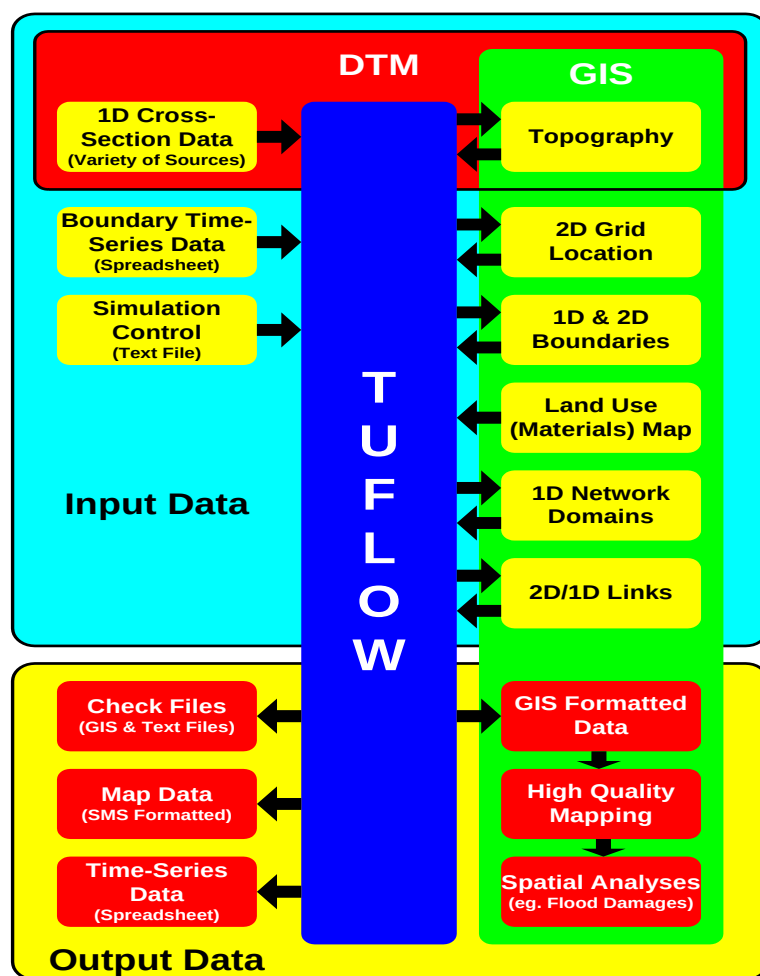


Figura 6 – Struttura del software

A.5 Visualizzazione dei risultati

TufLOW restituisce i risultati delle simulazioni nei domini mono e bidimensionale nelle seguenti tipologie di files:

- Files binari che vengono letti dalla plug in Crayfish¹ di Q Gis in ambiente Gis Open Source per visualizzare i risultati. Le animazioni vengono generate da Crayfish.
- Files .csv per le serie temporali che possono essere visualizzati in Microsoft Excel.
- Files .shp per visualizzare i risultati in formato GIS e produrre le mappe tematiche.
- files di testo per le segnalazioni di errore o di avvertimento.

Nella successiva figura si riporta un esempio di visualizzazione dei risultati di una simulazione idraulica ad un certo istante temporale in Crayfish

¹ <http://www.lutraconsulting.co.uk/products/crayfish/>

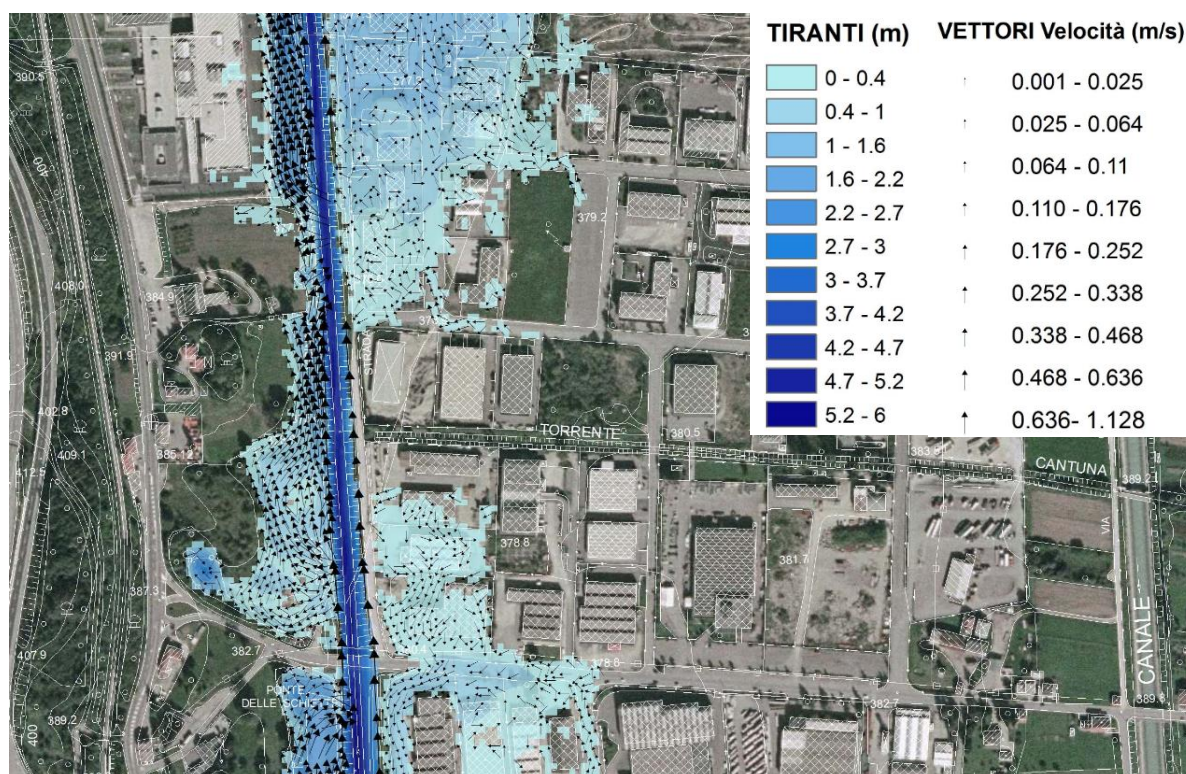


Figura 7 Esempio di visualizzazione dei risultati di simulazione idraulica mono-bidimensionale

Si nota la zona modellata con il modulo monodimensionale in cui valori di altezza d'acqua sul piano campagna sono indicati in scale di blu; la stessa scala è stata adottata nell'area modellata in modo bidimensionale, dove sono visualizzati anche i vettori velocità

A.6 Applicazioni e utenti

Australia: TUFLOW è stato largamente applicato in Australia dal 1990, inizialmente per la modellazione idraulica di estuari/coste e avvezione/dispersione, successivamente per la modellazione di flussi e inondazioni.

Non è stato commercializzato fino al 2001, ma veniva solo utilizzato dagli autori di TUFLOW (Water and Environmental Consultants WBM Pty Ltd). Dal 2001 (quando è stato commercialmente disponibile) è stato largamente utilizzato dalle agenzie pubbliche e consulenti australiani fino al punto da farlo diventare, probabilmente, il più utilizzato software di modellazione del flusso 1D/2D. In termini di progetti TUFLOW è stato selezionato e successivamente applicato per un numero di studi ad alto profilo. In Australia ci sono in totale più di trenta organizzazioni che utilizzano TUFLOW.

Regno Unito: TUFLOW è il software di modellazione del flusso e delle piene più utilizzato nel Regno Unito, come evidenziato nella seguente figura tratta da un'indagine dalla UK Environmental Agency del 2010.

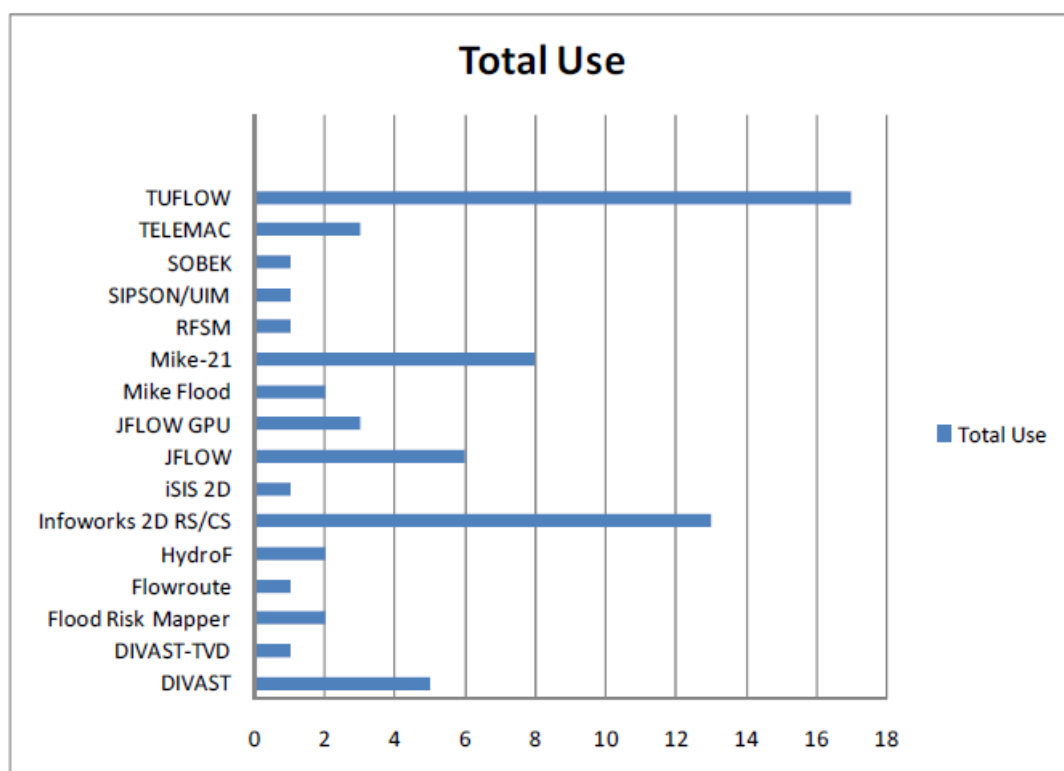


Figure 3.1: Number of respondents using each 2D flood inundation modelling package identified by questionnaire survey

Probabilmente l'applicazione più importante riguarda lo studio delle aree a rischio idraulico del Tamigi a Londra e nelle aree limitrofe (Thames Embayments Inundation Study)). Lo studio è stato sviluppato da Halcrow e Hr Wallingford dal 2003.

Un altro studio inglese molto interessante è la deviazione dell'intero Fiume Trent (il terzo più grande bacino idrografico del Regno Unito) , realizzato da Capita Symonds .

TUFLOW è anche stato utilizzato come software di modellazione per il sito olimpico di Londra 2012. Il modello è stato sviluppato alla fine del 2003 da Capita Symonds come parte della gara d'appalto per i giochi olimpici.

Quasi tutti i maggiori consulenti del regno Unito, un numero di consulenti minori e l'agenzia per lo sviluppo dell'UK hanno acquistato TUFLOW, e in tutto rappresentano più di 40 differenti organizzazioni. Gli utenti più importanti sono: Halcrow, Capita Symonds, HR Wallingford, Atkins, URS, Jacobs, JBA Consulting, Faber Maunsell, Arup, Mott MacDonald, Bureau Veritas, Buro Happold, Golder, Black and Veatch, Mouchel Parkman. Diverse Università del Regno Unito hanno licenze accademiche di TUFLOW, le principali sono: Bristol e Glasgow e l'Università del Galles.

Europa: TufLOW è utilizzato dall'Università di Praga, dal Politecnico di Vienna, dall'Università di Trieste e da alcune società di ingegneria in Italia, Spagna, Germania e in Austria (in particolare, la DonauConsult, importante società di consulenza austriaca con sede a Vienna).

USA/Asia: Ci sono più di 30 utenti in USA e a più di 30 in Asia. Nel Nord America la USA Federal

HighWays utilizza TUFLOW come software per la risoluzione delle interferenze idrauliche.

A.7 BIBLIOGRAFIA

Molte pubblicazioni sono disponibili nel sito

http://www.tuflow.com/Downloads_Publications.htm

in particolare, le più significative sono di seguito elencate:

1. <http://www.tuflow.com/Downloads/Dynamically%20Linked%20D%20and%201D%20Hydrodynamic%20Modelling,%20Syme,%201991.pdf>
2. <http://www.tuflow.com/Downloads/Flow%20Through%20an%20Abrupt%20Constriction%20-%20D%20Hydrodynamic%20Performance%20and%20Influence%20of%20Spatial%20Resolution,%20Barton,%202001.pdf>
3. <http://www.tuflow.com/Downloads/Modelling%20of%20Bends%20and%20Hydraulic%20Structures%20in%20a%20D%20Scheme,%20Syme,%202001.pdf>
4. <http://www.tuflow.com/Downloads/TUFLOW%20Validation%20and%20Testing,%20Huxley,%202004.pdf>
5. <http://www.tuflow.com/Downloads/Modelling%20Flood%20Inundation%20of%20Urban%20Areas%20in%20the%20UK,%20Syme,%202004.pdf>
6. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2006.02%20-%20Meeting%20the%20Challenge%20in%20Newcastle,%20Syme%20and%20Gibbins.Lismore.pdf>
7. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2006.05%20-%20Bruce%20Highway%20Eudlo%20Ck%20Hydraulic%20Investigations%20-%20A%20Turning%20Point.Syme.ASFPM%202006.pdf>
8. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2006.05%20-%20D%20or%20Not%20D%20-%20An%20Australian%20Perspective.Syme.UK%20DEFRA%202006.pdf>
9. <http://www.tuflow.com/Downloads/Publications/2008.09%20-%20D%20Modelling%20Approaches%20for%20Buildings%20and%20Fences.Syme.pdf>

A8 - VALIDAZIONE

I test eseguiti dalla UK Environmental Agency sui vari software di modellazione idraulica disponibili sul mercato sono scaricabili dai seguenti link:

<http://www.tuflow.com/Download/Publications/2012.06%20UK%20EA%20D%20Benchmarking%20Results.TUFLOW%20Products.pdf>

Inoltre si può fare riferimento alla serie di modelli demo presentati alla Flood Managers Association (FMA) Conference in Sacramento, USA, nel 2012. L'obiettivo dell'evento era quello di stabilire la differenza sui risultati in termini di aree allagabili utilizzando diversi modelli idraulici 2D. WBM ha presentato 3 demo scaricabili dai seguenti link

Challenge 1: An urban environment with the main channel concrete lined with numerous structures.

Challenge 2: A coastal river and floodplain with two exits to the ocean during a flood.

Challenge 3: A levied river within an alluvial fan in an arid, irrigated area.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Autorità di Bacino dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Livenza, Piave, Brenta-Bacchiglione (2007) – Progetto di Piano stralcio per l'assetto idrogeologico dei bacini dei fiumi Isonzo, Tagliamento, Piave e Brenta-Bacchiglione - Comitato Istituzionale 09.11/2012;

Commissario Delegato per l'emergenza concernente gli eccezionali eventi meteorologici che hanno colpito parte del territorio della Regione del Veneto nel giorno 26 settembre 2007: *Analisi regionalizzata delle precipitazioni per l'individuazione di curve segnalatrici di possibilità pluviometrica di riferimento*"

P.T.R.C. della Regione Veneto, B.U.R. n. 93, anno XXIII, del 24 settembre 1992.

Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (P.T.C.P.) della Provincia di Treviso , 2010.

Piano di Tutela delle Acque (P.T.A.)

Piano Generale di Bonifica e Tutela del Territorio Rurale" Consorzio di Bonifica Piave.

Soil Conservation Service (1972): National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. U.S

