

# COMUNE DI DONORI

PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA



## PIANO URBANISTICO COMUNALE

ADEGUAMENTO AL PPR E AL PAI

L.R.N. 8/2004

Adeguamento del PUC al PAI, Art. 8 comma 2 delle NTA del PAI

ELABORATI  
RELAZIONE

Allegato N.

01

Progettista:



Coordinatore dell'Ufficio del Piano:  
DOTT. ING. SALVATORE CASTANGIA

Responsabile dell'Area Tecnica del comune di Donori  
DOTT. ING. LAURA CARTA

MAGGIO 2020

### UFFICIO DEL PIANO

coordinatore e pianificazione urbanistica :  
DOTT. ING. SALVATORE CASTANGIA

gestione del territorio :  
DOTT. ING. LAURA CARTA

assetto ambientale:  
DOTT. GEOL GIOVANNI ATZENI  
DOTT. GEOL MASSIMO TROGU  
DOTT. AGRON. PAOLO CALLIONI  
DOTT. ING. ALESSANDRO SALIS

beni archeologici:  
DOTT. FEDERICO ANGIUS

risparmio energetico e fonti alternative:  
DOTT. ING. MARTINA BASCIU  
DOTT. ING. VITTORIO TRAMORTIN  
DOTT. ING. CLAUDIA LOGGIA

paesaggio e spazio urbano:  
DOTT. ING. ELISA SERRA

edilizia privata:  
GEOM. ROBERTO ERRIU



<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>1. INQUADRAMENTO TERRITORIALE</b>	<b>4</b>
<b>2. CONFIGURAZIONE DEL SISTEMA IDROGRAFICO</b>	<b>7</b>
<b>3. ANALISI IDROLOGICA</b>	<b>12</b>
2.1 CONSIDERAZIONI GENERALI	12
2.2 INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO	14
2.3 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO – METODI DIRETTI	16
2.4 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO – METODI INDIRECTI	16
<b>4. ANALISI IDRAULICA</b>	<b>25</b>
4.1. CONSIDERAZIONI GENERALI	25
4.2. CORSI D’ACQUA PRINCIPALI	25
4.3. METODOLOGIA UTILIZZATA	25
4.4. IL MODELLO DI CALCOLO	26
4.5. APPLICAZIONI DEL MODELLO	28
4.6. SISTEMA RIO VIRGINI MARIA- F.53585 -F.41859 - RIO S’UTTURU MANNU	29
4.7. COMPLUVIO URBANO (MIN 03 F. 281301 ALLO SBARRAMENTO)	31
4.8. COMPLUVI MINORI EXTRAURBANI	45
4.9. RII DEL SETTORE ORIENTALE: RIO SPANEDDU/SICCESU, FIUME 51977	45
4.10. IL RIO COXINAS	47
4.11. AFFLUENTI IN DESTRA DEL RIO COXINAS	48
<b>5. CONSIDERAZIONI SUL RETICOLO IDROGRAFICO DI RIFERIMENTO</b>	<b>49</b>
<b>6. VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI</b>	<b>57</b>
<b>7. VERIFICHE DI SICUREZZA DEI CANALI TOMBATI</b>	<b>59</b>
<b>8. ANALISI DELLA COLATA DETRITICA</b>	<b>73</b>
<b>9. CONCLUSIONI</b>	<b>74</b>



## **PREMESSA**

La relazione in oggetto contiene le risultanze dello studio effettuato in ottemperanza a quanto disposto dagli articoli 8 Norme Tecniche di Attuazione del P.A.I. all'interno del territorio comunale di Donori.

In particolare quanto presentato nella presente versione integra e sostituisce avendo potuto disporre di informazioni territoriali puntuali che hanno consentito un migliore affinamento del quadro di criticità idraulica sul contesto territoriale del comune di Donori.

Le N.T.A. del PAI richiamano i seguenti articoli:

**ARTICOLO 8** Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa

2. Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate dal PAI e tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesaggistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico, i Comuni, con le procedure delle varianti al PAI, assumono e valutano le indicazioni di appositi studi comunali di assetto idrogeologico concernenti la pericolosità e il rischio idraulico, in riferimento ai soli elementi idrici appartenenti al reticolo idrografico regionale, e la pericolosità e il rischio da frana, riferiti a tutto il territorio comunale o a rilevanti parti di esso, anche in coordinamento con gli altri Comuni confinanti.

5. In applicazione dell'articolo 26, comma 3, delle presenti norme negli atti di adeguamento dei piani urbanistici comunali al P.A.I. sono delimitate puntualmente alla scala 1: 2.000 le aree a significativa pericolosità idraulica o geomorfologica non direttamente perimetrate dal P.A.I.

**ARTICOLO 26** Aree pericolose non perimetrate nella cartografia di piano

1. Possiedono significativa pericolosità idraulica le seguenti tipologie di aree idrografiche appartenenti al bacino idrografico unico della Regione Sardegna:

a. reticolo minore gravante sui centri edificati;

[..]

3. Per le tipologie di aree indicate nei commi 1 e 2 le prescrizioni applicabili valgono all'interno di porzioni di territorio delimitate dalla pianificazione comunale di adeguamento al P.A.I., ai sensi dell'articolo 8, comma 5.

[...].

4. Alle aree elencate nei precedenti commi 1 e 2, dopo la delimitazione da parte della pianificazione comunale di adeguamento al P.A.I., si applicano le prescrizioni individuate dalla stessa pianificazione comunale di adeguamento al P.A.I. tra quelle per le aree di pericolosità idrogeologica molto elevata, elevata e media.

L'adempimento di quanto sopra richiamato passa in prima analisi attraverso lo studio delle interazioni tra il reticolo idrografico, l'attività antropica esistente, e le ipotesi relative ad eventuali ulteriori e successive fasi di pianificazione urbanistica.

Il risultato dell'analisi di cui sopra è l'individuazione di aree caratterizzate da possibili coinvolgimenti da parte di aree di esondazione o da situazione di puntuale criticità.



In termini di interazione con gli strumenti di pianificazione territoriale, l'indagine si traduce nell'eventuale apposizione di vincoli di vario grado, passando dalla totale inedificabilità, alla edificabilità soggetta a prescrizioni specifiche, sino alla totale mancanza di condizionamento.

Si rileva che il processo di antropizzazione va visto nella generalità dei casi non solamente come atto esclusivamente edificatorio ma anche legato alla pratica agraria che ha in alcuni casi stravolto il reticolo idrografico originario eliminando qualunque traccia di alveo inciso e che, evidentemente, produce delle superfici di allagamento anche per eventi meteorici non rilevanti, con bassissimi tiranti idrici e ridotta velocità di scorrimento.

La presente relazione, si articola secondo svariate fasi di approfondimento; in particolare il documento si articolerà secondo i seguenti passi successivi:

Inquadramento territoriale: consegna una breve descrizione del territorio comunale unitamente all'elencazione del quadro informativo territoriale utilizzato.

Configurazione del sistema idrografico: riporta un'elencazione delle aste fluviali principali e dei compluvi di cui si è potuto definire un quadro conoscitivo sulla base delle informazioni cartografiche e delle conoscenze locali. I corsi d'acqua richiamati, unitamente all'intero sistema idrografico interno al territorio saranno oggetto di ulteriore analisi nei paragrafi successivi.

Analisi idrologica Oltre ad una breve rassegna relativa alla interpretazione del fenomeno con relativa metodologia di calcolo, sono richiamate le grandezze caratteristiche che contraddistinguono il bacino scolante afferente alle sezioni di chiusura delle aste in esame, le grandezze idrologiche necessarie per la determinazione delle precipitazioni. Successivamente sono consegnate le determinazioni numeriche delle portate di calcolo.

Analisi idraulica Come per quanto visto nel punto precedente, un prima fase è destinata all'illustrazione del fenomeno fisico e al relativo codice di calcolo utilizzato, successivamente, sono consegnate le elaborazioni numeriche, profili, sezioni e tabulati numerici sono consegnati negli allegati.



## 1. Inquadramento territoriale

L'area oggetto di studio è inquadrata all'interno dell'intero territorio comunale e si estende per una superficie di circa 35.4 kmq; essa confina con i Comuni di Ussana e Samatzai a ovest, Sant'Andrea Frius e Barrali a nord, e Serdiana a sud-est.

Dal punto di vista morfologico, una visione generale consegna un'orografia che varia tra quote poco superiori a 500 metri, nell'estremo orientale, sino a ridursi su quote dell'ordine dei 100 m s.l.m. nel comparto più occidentale.

La quota media si attesta su valori dell'ordine dei 190 metri, a significare un territorio prevalentemente pianeggiante, con rilievi che interessano principalmente la parte orientale.

In particolare, il complesso orografico principale è costituito dal rilievo *Genna Altas* ubicato al confine col territorio comunale di Serdiana; l'altro complesso minore, contiguo rispetto a quello precedente, si sviluppa tra il *Monte Andria* e il *Bruncu Marracconis*, al limite comunale con Sant'Andrea Frius.

Le quota più basse si riscontrano al confine col limite amministrativo di Ussana, in corrispondenza degli alvei del Rio Coxinas e del Rio Virgini Maria.

L'abitato di Donori si sviluppa ad una quota media di 140 m, con valori massimi attestati sui 160 m che si riscontrano nell'edificato sparso presente sul versante settentrionale del Monte Su Zurrù (261 m).

L'immagine successiva, realizzata con analisi sul DTM 10m fornito dalla RAS, evidenzia un territorio generalmente pianeggiante e con una superficie contenuta entro i 200 m per poco meno del 70% della sua superficie. In particolare risulta:

- ✓ 68% quote comprese tra 100 e 200 m
- ✓ 23% quote comprese tra 200 e 300 m
- ✓ 9% quote comprese tra 300 e 500 m

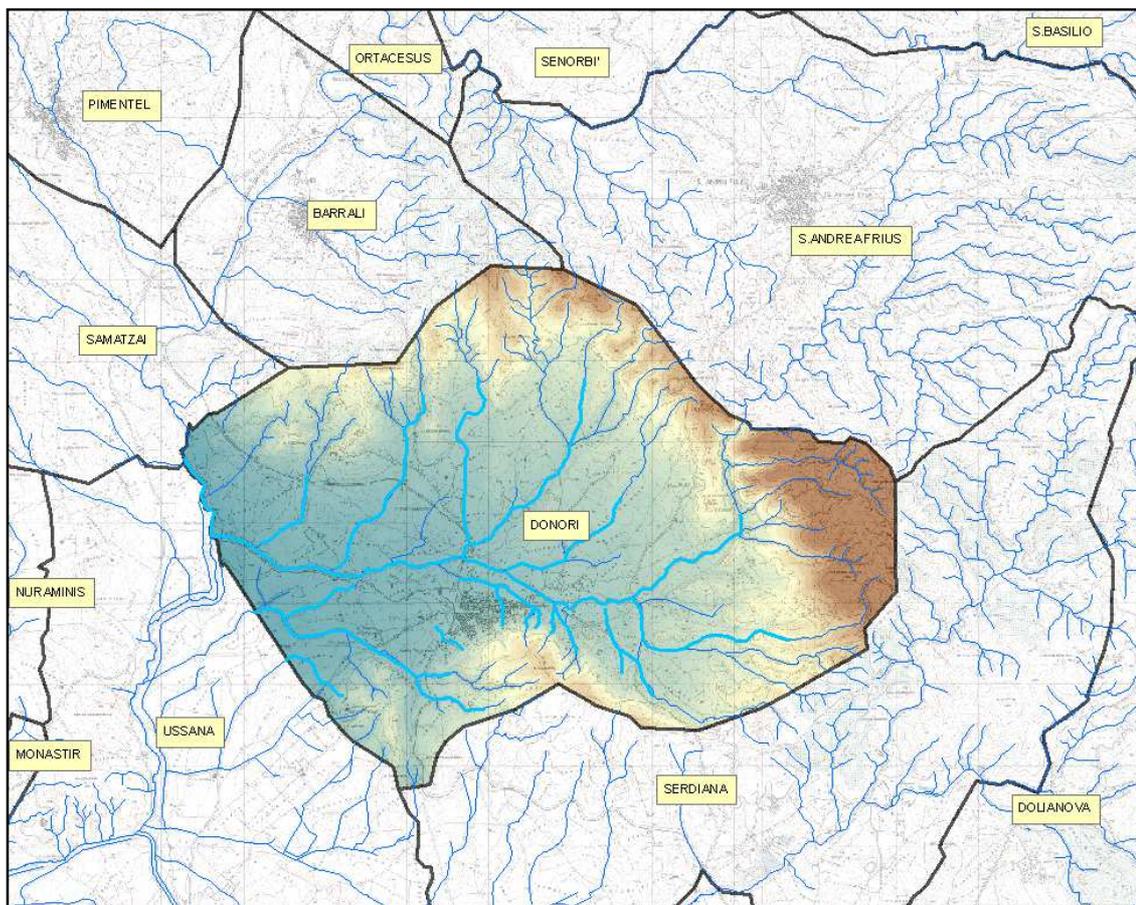
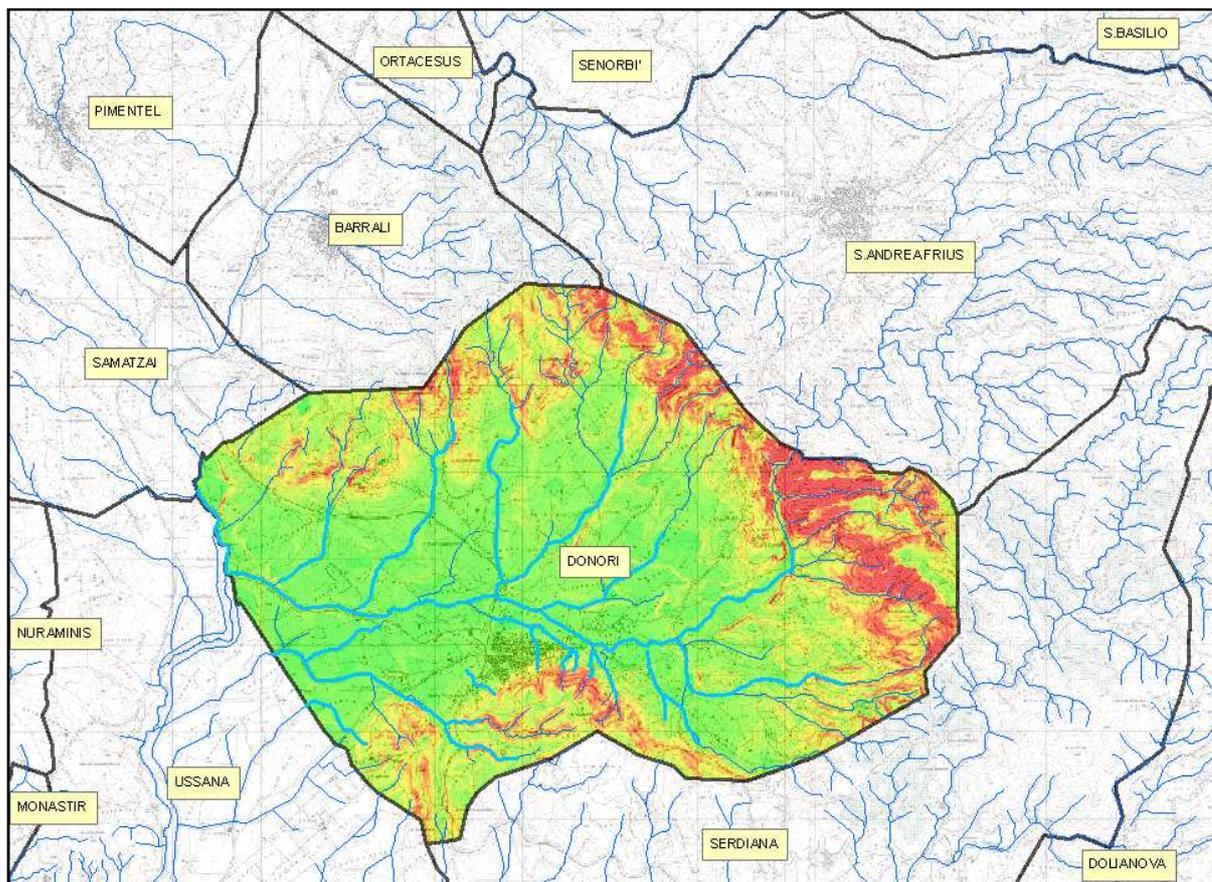


Figura 1 DTM 10m

Per quanto concerne le condizioni di acclività a scala comunale, si rileva che metà dell'intero territorio analizzato presenta una pendenza inferiore al 10% (campo verde); inoltre lo stesso ha una discreta presenza di aree (circa il 20%) con pendenze comprese tra il 10% e il 20% (giallo) e un'altra pari al 28% della superficie con pendenza superiore a 20%. In particolare, l'edificato di Donori si sviluppa quasi interamente su territorio con pendenze inferiori al 10%, eccezione fatta per la fascia meridionale che giace ai piedi del *Monte Su Zurrù*, seguendo versanti acclivi con pendenza dell'ordine del 25%.



**Figura 2 carta dell'acclività comunale**

La conformazione del limite comunale si presenta abbastanza regolare, evidenziando un orientamento secondo una direttrice E-W, con un'idrografia riconducibile a due sistemi:

1. il sistema del Rio Coxinas, affluente in sinistra del Rio Flumini Mannu, che si sviluppa a nord dell'abitato e costituisce il bacino idrografico maggiore;
2. il sistema del Rio Virgini Maria, affluente in sinistra del Rio Flumini Mannu, che si sviluppa a sud dell'abitato e rappresenta il bacino idrografico minore.

Nei paragrafi successivi saranno dettagliate le caratteristiche dei corsi d'acqua e dei bacini idrografici di riferimento.



## 2. Configurazione del sistema idrografico

L'individuazione del sistema idrografico, come già anticipato, costituisce la base di partenza dello studio idrologico-idraulico.

In particolare, la rete idrografica del territorio comunale si articola su un sistema maggiore (Rio Coxinas) e su uno minore (Rio Virgini Maria), un terzo elemento idrico di rilevante dimensione ma che interessa solo una porzione occidentale del limite amministrativo e il Rio Mannul

Il Rio Coxinas si sviluppa su un bacino idrografico di dimensioni importanti, pari a 54 kmq, con una pendenza media del bacino pari 21% e una quota media pari a 316 m, considerando la sezione di chiusura in corrispondenza della confluenza col Rio Mannu.

Tale sistema idrografico può essere ulteriormente frazionato in un insieme di affluenti in destra e in sinistra idraulica, consentendo di evidenziare anche le eventuali interferenze e criticità nei confronti dell'abitato di Donori. Tali comparti si differenziano per caratteristiche morfologiche e interferenza con l'abitato: in primo luogo, infatti, gli elementi idrografici presenti in sinistra idraulica e analizzati nel presente studio sono compluvi minori, costituiscono microbacini idrografici di modesta entità. Tuttavia essi si sviluppano su versanti molto acclivi e intersecano l'abitato e aree agricole, e come tali più rilevanti dal punto di vista del presente studio.

In destra idraulica si articolano invece corsi d'acqua ben più rilevanti, che sono caratterizzati da bacini molto più estesi ma con versanti decisamente meno acclivi, attraversanti aree agricole prive, se non in rari casi di insediamenti abitativi.

In generale, le aste indagate sono le seguenti:

### Destra idraulica Rio Coxinas:

- Rio Launaxeddas;
- Rio Mitza Sa Rocca;
- Rio Sa Spinarba;
- Rio Su Fenu;
- Gora Parisoni.

### Sinistra idraulica Rio Coxinas:

- Rio Su Siccesu-Rio Spaneddu;
- Rio Su Fenu;
- Compluvi minori.

Il Rio Virgini Maria, invece, si sviluppa a sud del centro abitato di Donori, al confine con i territori comunali di Sordiana e Ussana. Il bacino idrografico di riferimento ha una superficie di 3,5 kmq, una pendenza media del



50% e una quota media di 157 m, considerando la sezione di chiusura in corrispondenza della confluenza col Rio Flumini Mannu. Le aste indagate sono le seguenti:

- Rio Virgin Maria;
- S'Utturu Mannu;
- F.53585.

Tali compluvi risultano di piccola-media entità e caratterizzati da versanti poco acclivi, ma soprattutto non costituiscono pericolose interferenze con l'abitato di Donori.

Si evidenzia il sistema è originato una modifica del percorso del Rio Coxinas , in particolare dal confronto tra due immagini sot riportate riguardanti stralci della cartografia IGM anni '50 e anni '80 e evidente che il Rio Coxinas ha subito una modifica del tracciato immettendosi in un nuovo punto ben più a nord della confluenza originaria, il Fluminimannu ha per'altro subito un intervento di arginatura, a seguito di questi interventi il Rio Virgini Maria, originariamente affluente in destra idraulica del Coxinas è stato sostanzialmente spezzato in due, la porzione di bacino montano continua a costituire un affluente in destra idraulica del Rio, il bacino residuo , vallivo ha origine a sud del Coxinas e costituisce alimenta l'attuale Rio Virgini Maria

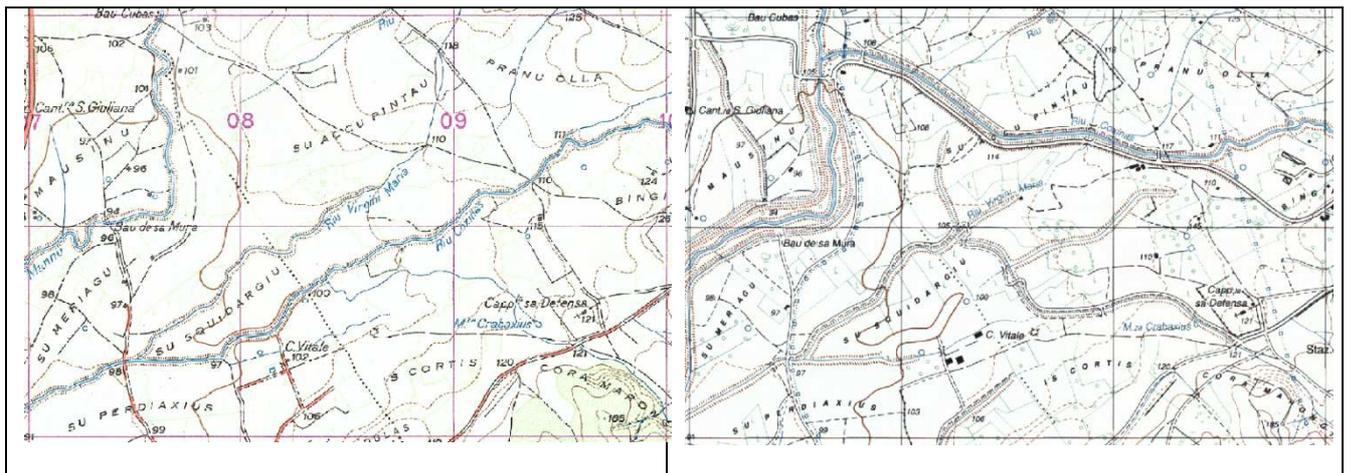


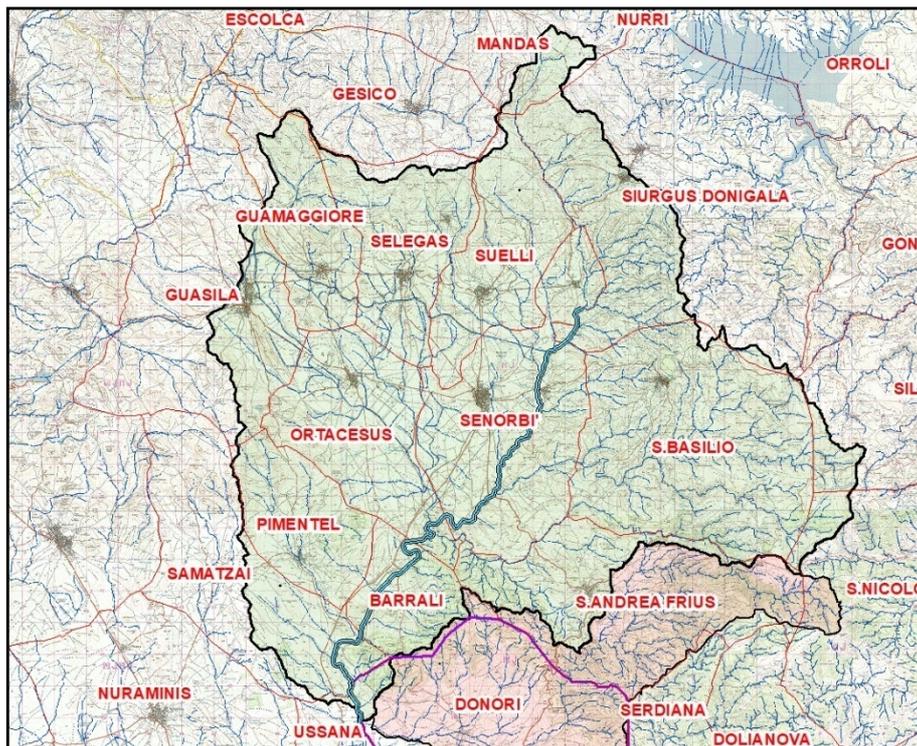
Figura 3 Confronto stralci Igm '50 e ' 80.



## Rio Mannu

Per un tratto di circa due chilometri, il limite comunale nella porzione occidentale è definito dal corso del Rio Mannu

Il Rio Mannu al bacino sotteso al limite comunale drena un bacino di circa 250 Km<sup>2</sup> estendendosi sin al Comune di Gesico a nord, San Basilio a est, Nuraminis a ovest; lo sviluppo dell'asta principale di 20 Km alla sezione in corrispondenza del punto in cui il fiume abbandona il territorio di Donori, chilometri che poi diventano trenta se si considera l'elemento del reticolo montano più esteso in lunghezza



**Figura 4 Bacino idrografico del RioMannu.**

Il rio disegna il limite amministrativo con i comuni di Ussana e Samatzai per una lunghezza di circa 1500 m per poi proseguire verso sud interessando il territorio di Ussana

Sulla base di quanto esposto finora, per ognuno di tali corsi d'acqua sono state individuate le sezioni e aste fluviali di interesse, con una nomenclatura e una numerazione mostrata di seguito. L'analisi, condotta in ambiente gis, ha individuato una totalità di 30 sezioni idrologiche (**Figura 5**) di interesse, così suddivise:

- 24 sezioni sul sistema del Riu Coxinas, di cui 15 del sottosistema sinistro, 6 di quello destro e 3 sull'asta principale;
- 6 sezioni sul sistema del Rio Virgini Maria.



La maggiore presenza di sezioni individuata su Rio Coxinas in sinistra idraulica è dovuta alla necessità di indagare con maggiore dettaglio l'area prossima all'abitato di Donori che, pur non drenando superfici di particolare interesse, necessita di un attento esame per l'interazione con il tessuto urbano.

#### SISTEMARIO COXINAS

In destra idraulica sono stati analizzate, nell'ordine da est ad ovest, le seguenti sezioni sulle aste fluviali:

1. Gora Parisoni;
2. R.Su Fenu\_01;
3. R.Sa Spinnarba\_01;
4. R.Sa Spinnarba\_02;
5. R.Mitza Sa Rocca\_02;
6. R.Launaxeddus\_01.

Procedendo nello stesso ordine, sono stati analizzate le seguenti sezioni sulle aste fluviali che si sviluppano in sinistra idraulica:

1. R. Spaneddu\_01;
2. R. Su Siccesu\_02;
3. F.66118\_01;
4. F.51977\_01;
5. F.51977\_03;
6. F.61224\_01;
7. F.56099\_02;
8. R. Su Fenu sin\_02;
9. R. Su Fenu sin\_01;
10. R. Su Fenu sin\_04;
11. F.281301;
12. R. Su Fenu sin\_02a;
13. F.281149.

Sempre nello stesso ordine si riportano di seguito i tratti indagati sull'asta principale del Rio Conixas.

1. Rio Coxinas\_01;
2. Rio Coxinas\_1;
3. Rio Coxinas\_2;
4. Rio Coxinas\_3;
5. Rio Coxinas\_4;
6. Rio Coxinas\_5;
7. Rio Coxinas\_6;
8. Rio Coxinas\_7.
9. Rio Coxinas\_8.
10. Rio Coxinas\_9.
11. Rio Coxinas\_10.



### SISTEMARIO VIRGINI MARIA

1. Rio Virgini Maria\_01;
2. S'Utturu Mannu\_01;
3. F.41859;
4. Rio Virgini Maria\_01b;
5. F.53585;
6. Rio Virgini Maria\_01a.

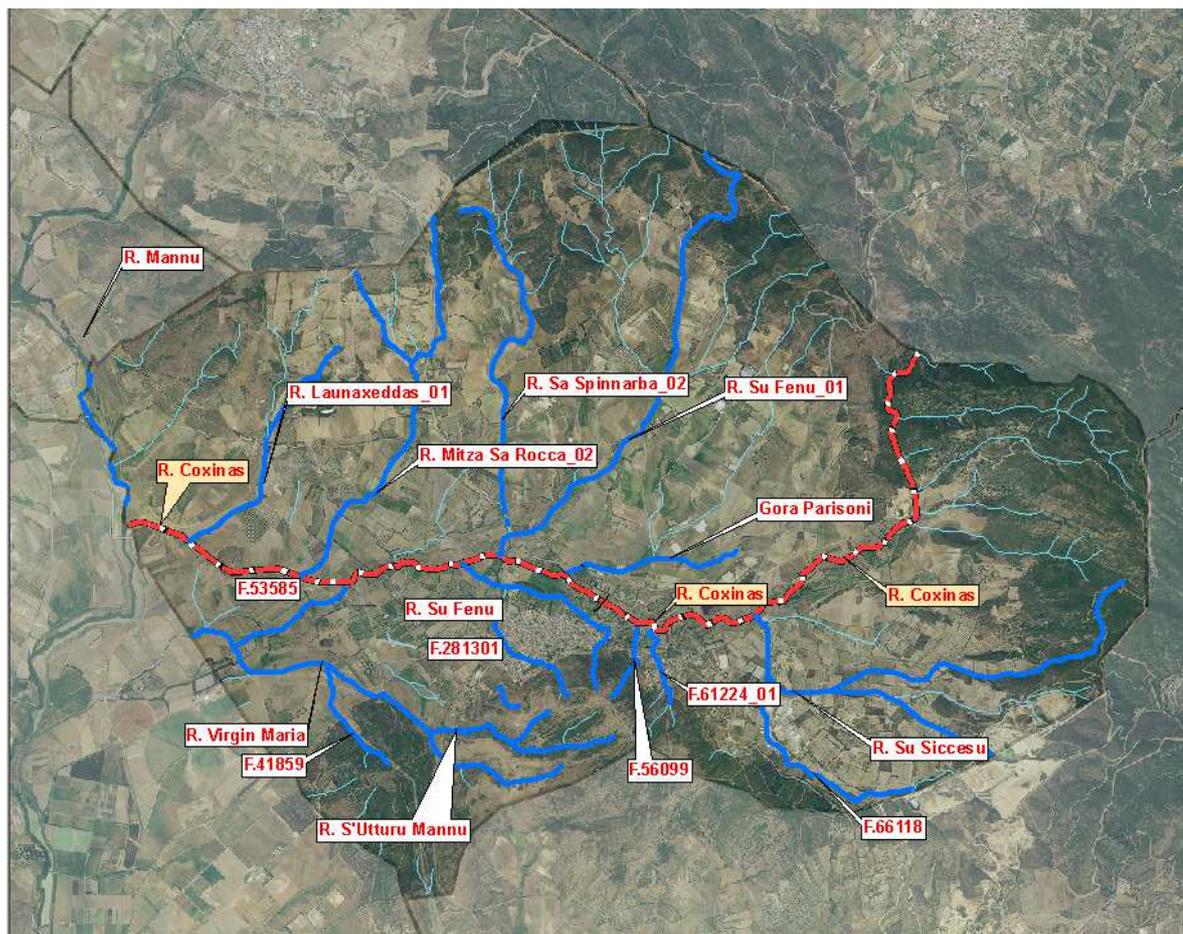


Figura 5 – Configurazione del reticolo idrografico del territorio comunale di Donori



### 3. Analisi idrologica

Per la valutazione delle portate di calcolo sulle superfici scolanti individuate all'interno del territorio comunale, si è operato attraverso l'utilizzo del codice di calcolo Arc Hydro Tools attraverso una successione di fasi:

- una prima fase nella quale sono state individuate le superfici scolanti elementari, con valori areali compresi tra i 100 mq e il chilometro quadrato;
- una seconda fase, in cui sono state aggregate le superfici di cui sopra, individuando i bacini idrografici afferenti ai corsi d'acqua oggetto di valutazione idraulica o per i quali si sia valutata l'interazione con le aree di pertinenza. Complessivamente, come visto, sono stati individuati 30 bacini, con valori della loro estensione compresa tra i 0,9 ha e 54 kmq. Successivamente sono state valutate le grandezze geomorfologiche e quelle idrologiche, al fine di definire i valori delle portate di calcolo che caratterizzano i singoli bacini. I bacini di cui sopra sono stati individuati all'interno di 3 comparti drenanti, definendo come comparto drenante aree afferenti alle aste principali.
- una terza fase nella quale si è calcolata la portata defluente dalle superfici scolanti.

Il calcolo della portata è stato effettuato conformemente a quanto previsto nelle Linee Guida del PAI. In esse si rileva che, in mancanza di dati osservati, si dovrà far ricorso alle metodologie di calcolo disponibili, che possono essere inquadrare in due grandi sottoinsiemi: la prima è nota sotto la generale definizione di *Metodi Diretti*, la seconda come *Metodi Indiretti*, in cui l'aggettivo diretto o indiretto specifica se la portata al colmo in qualunque sezione è ricavata direttamente da valori di portate calcolati, ovvero indirettamente tramite trasformazione afflussi–deflussi.

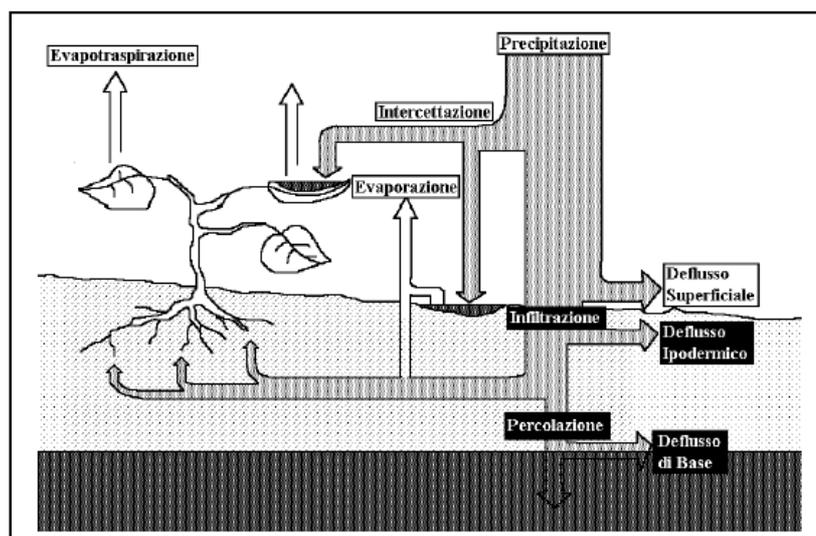
#### 2.1 Considerazioni generali

A premessa della descrizione del metodo utilizzato, è importante rilevare che la definizione delle aree di allagamento sulla cartografia è l'ultimo passo di un processo di analisi che non può essere scisso dalle precedenti fasi e che, come tale, risente delle schematizzazioni che necessariamente devono essere assunte.

Nell'analisi idrologica l'ordine di schematizzazione assunto riguarda sia il quadro concettuale che esprime il verificarsi del fenomeno, sia la successiva traduzione modellistica del fenomeno semplificato.

Nel primo caso giova rilevare che la schematizzazione di base per la rappresentazione della trasformazione degli afflussi in deflussi parte dall'individuazione di un processo descrittivo che assume il deflusso come accorpamento negativo delle grandezze facenti parte del bilancio idrico.

In particolare con il concetto di "trasformazione afflussi-deflussi" raggruppa l'insieme di quei diversi processi idrologici che concorrono alla formazione del deflusso, a partire dalla precipitazione meteorica, prima ancora che il deflusso stesso si incanali nella rete idrografica secondo la schematizzazione riportata in **Figura 6**.



**Figura 6 Elementi che concorrono al bilancio idrologico del processo "afflussi-deflussi"**

La realizzazione di modelli di piena passa necessariamente attraverso ulteriori semplificazioni del fenomeno, trascurando alcune grandezze possono che considerarsi ininfluenti, infatti:

1. l'evapotraspirazione risulta essere modesta o nulla in relazione ai deflussi superficiali che assumono importanza preponderante rispetto agli altri;
2. i diversi tipi di deflusso (superficiale, ipodermico, profondo o di base) assumono una importanza relativa che varia in funzione del tempo caratteristico di risposta del bacino in esame.
3. il deflusso di base, ovvero quello che può ritenersi costante e determinato dalle portate di magra del corso d'acqua, può essere ritenuto costante nell'ambito dell'evento di piena. Tale contributo, risulta in genere essere di uno o più ordini di grandezza inferiore alle portate di piena, e quindi in buona approssimazione trascurabile, così pure il deflusso ipodermico nel caso di un bacino di dimensioni medie o piccole.

La seconda fase consiste nello stabilire le relazioni analitiche intercorrenti tra le caratteristiche dell'evento meteorico che causa la piena e le modalità con cui avviene la trasformazione afflussi-deflussi.

Il processo di analisi ha avuto le sue prime formulazioni nella metà dell'800 (Mulvany) nella relazione veniva definito il valore della portata al colmo  $Q$  per un assegnato periodo di ritorno per effetto di una precipitazione ricadente in un bacino assegnato.

Nella sua formulazione, venivano assunte le seguenti semplificazioni:

- ✓ il valore della portata al colmo  $Q$  relativo ad un evento meteorico costante, è il maggiore tra tutti i valori di portata definiti per lo stesso bacino e per lo stesso tempo di ritorno  $T$ .
- ✓ per un preassegnato periodo di ritorno, l'evento meteorico che genera il valore massimo di portata ha una durata pari al tempo di corrivazione;
- ✓ che la portata al colmo  $Q$  per un evento causata da una precipitazione ragguagliata di intensità costante sia proporzionale all'intensità della precipitazione, alla superficie del



bacino e a un coefficiente  $C$  legato alle caratteristiche del bacino e al suo grado di impermeabilità.

Il successivo approccio cinematico cui si fa affidamento per la determinazione della portata introduce semplificazioni che tendono a schematizzare il deflusso sempre assumendo delle condizioni che tendono a eliminare le interazioni tra le grandezze che concorrono; in particolare, le ipotesi di base sono:

- ✓ il trasferimento della piena sia affidata al trasferimento di massa liquida;
- ✓ ogni goccia percorra sempre la stessa traiettoria anche con l'evoluzione del processo di pioggia, e che quindi le linee di corrivazione siano immutabili;
- ✓ il tempo di corrivazione, e quindi la velocità di ruscellamento dell'acqua sia immutabile con il livello di saturazione del terreno e con il formarsi del velo idrico superficiale,
- ✓ la velocità della goccia non sia influenzata dal moto delle altre gocce;
- ✓ la portata di piena sia data dalla somma delle portate provenienti dalle altre parti di bacino che si presentano alla sezione di chiusura allo stesso istante.

Le ipotesi di cui sopra diventano di fondamentale importanza in relazione al contesto territoriale entro cui si opera, e inducono approssimazioni più o meno rilevanti in base alle forme e caratteristiche dei bacini riferimento.

Entrando nelle specifiche grandezze che influenzano il modello, si rileva che le semplificazioni riguardano sia il grado di precisione della stima dell'intensità di pioggia, della sua distribuzione spaziale, che evidentemente la superficie del bacino ma anche la sua forma, così pure dell'individuazione della pioggia netta, e passa attraverso una modellizzazione della risposta del bacino stesso.

Le considerazioni su esposte, dunque, inducono a ritenere che possa essere accettato un grado di scostamento rispetto alle condizioni che realmente potrebbero verificarsi.

In fase di valutazione delle grandezze su richiamate, sarà opportuno valutare il grado di imprecisione che deriva dalla valutazione dell'intensità di pioggia, dalla sua distribuzione spaziale e dal comportamento del bacino idrografico per quanto attiene il processo di trasformazione afflussi deflussi.

## **2.2 Individuazione dei parametri di bacino**

Con l'ausilio di codici specifici per l'idrologia in ambiente GIS è stata dunque eseguita la prima fase di processo dei dati. Successivamente sono stati definiti, per ogni cella<sup>1</sup>, la direzione del flusso, la direzione di massima pendenza, il numero di celle a monte che contribuiscono al flusso, la rete di drenaggio, le aree di drenaggio per ogni segmento idrico, etc., ai fini di ottenere il quadro completo che concorre all'individuazione dei parametri di bacino.

L'intera procedura consente di individuare quindi i principali parametri idrologici, quali la pendenza del bacino, la lunghezza e pendenza dell'asta principale, la quota massima, minima e la superficie del bacino, la pendenza media.

---

<sup>1</sup> Il modello è costituito da una griglia di celle la cui dimensione viene assegnata sulla base delle necessità di calcolo.



NOME	progr.	Sezione idrologica	AREA DEL BACINO	QCHIUSURA	QUOTA MASSIMA	QUOTA MEDIA	PENDENZA MEDIA DEL BACINO	PENDENZA MEDIA DEL BACINO	LUNGHEZZA ASTA	LUNGHEZZA ASTA	pendenza	v media	sottozona	hg media	CN( Il categ.)
			Km <sup>2</sup>	m	m	m	%	m	(Km)	m/s					
Rio Su Fenusin 02a	1	179	0.80	125.43	253.70	158.24	10.38	0.10	1787.31	1.79	0.072	1.50	2	50.28	92.4
Rio Su Fenusin 04	2	181	0.17	149.52	253.70	183.67	21.56	0.22	768.20	0.77	0.136	1.50	2	50.87	96.0
Fiume 56099	3	183	0.10	149.90	259.36	195.39	24.22	0.24	784.41	0.78	0.145	1.50	2	51.13	93.6
Rio Coxinas 01	4	187	31.88	158.62	794.99	420.45	27.66	0.28	17492.65	17.49	0.036	1.50	2	60.47	88.9
Fiume 66118	5	189	1.26	163.33	270.20	214.73	16.37	0.16	3009.63	3.01	0.036	1.50	2	53.57	88.8
Rio Su Siccesu 02	6	191	3.15	160.73	512.81	239.89	18.74	0.19	4111.41	4.11	0.086	1.50	2	54.92	90.0
Rio Su Siccesu 02	7	193	4.46	160.67	511.65	231.96	17.90	0.18	4183.48	4.18	0.084	1.50	2	54.51	88.8
Gora Parisoni	8	195	3.65	137.56	345.66	184.33	9.10	0.09	3988.39	3.99	0.054	1.50	2	52.20	88.8
Rio Su Fenu 01	9	197	6.72	130.30	374.18	233.61	18.79	0.19	6225.68	6.23	0.039	1.50	2	50.82	84.7
Rio Spinarba	10	199	2.19	128.35	314.36	190.11	13.28	0.13	3985.78	3.99	0.044	1.50	2	50.00	90.0
R.Mitza Sa Rocca 02	11	201	1.31	136.27	278.18	196.08	19.40	0.19	2513.17	2.51	0.055	1.50	2	50.00	90.0
Rio Coxinas 05	12	203	37.44	129.04	794.99	362.09	23.81	0.24	20006.51	20.01	0.033	1.50	2	58.50	86.1
Rio Coxinas 10	13	205	53.92	99.88	795.45	316.38	21.11	0.21	23159.30	23.16	0.030	1.50	2	56.30	84.8
Rio Virgini Maria 03	14	207	0.55	138.20	259.01	200.92	20.29	0.20	1897.67	1.90	0.065	1.50	2	50.48	92.4
Rio Virgini Maria 01	15	209	0.31	141.35	219.47	176.02	12.83	0.13	1357.61	1.36	0.061	1.50	2	50.14	92.4
Rio Virgini Maria 01b	16	211	1.51	119.34	259.01	176.22	16.72	0.17	2761.28	2.76	0.052	1.50	2	50.20	89.6
Rio Virgini Maria 01b	17	213	2.36	104.90	258.02	157.81	13.60	0.14	4051.11	4.05	0.039	1.50	2	50.13	88.8
R.Mitza Sa Rocca 02	18	215	2.45	111.92	279.56	167.39	12.80	0.13	4302.77	4.30	0.038	1.50	2	50.00	90.0
Fiume 281301 (su zurru)	19	2080	0.10	168.12	250.21	217.74	21.32	0.21	639.56	0.64	0.131	1.50	2	50.51	96.0
Urbano min 03	20	2082	0.06	138.28	238.19	168.88	19.38	0.19	599.56	0.60	0.171	1.50	2	50.44	97.2
Fiume 281149	21	2084	0.12	135.21	225.68	175.88	14.77	0.15	831.63	0.83	0.109	1.50	2	50.06	93.6
Bacino di ridotte dimensioni	22	2086	0.01	172.25	221.04	208.02	29.31	0.29	274.71	0.27	0.247	1.50	2	50.54	96.0
Rio Su Fenu (sin 01)	23	2088	0.07	164.51	251.56	212.67	29.55	0.30	442.63	0.44	0.201	1.50	2	50.78	96.0
Fiume 56099 02	24	2090	0.06	156.68	259.36	219.34	30.90	0.31	544.06	0.54	0.197	1.50	2	51.08	94.8
Fiume 61224 01	25	2092	0.29	150.18	259.77	208.06	26.04	0.26	992.05	0.99	0.107	1.50	2	51.48	93.6
Rio Su Fenu (sin 02)	26	2098	0.06	144.18	245.56	176.10	23.07	0.23	466.42	0.47	0.219	1.50	2	50.96	96.0
Rio Launaxeddus	27	4347	1.37	110.04	280.57	176.47	12.42	0.12	3498.56	3.50	0.049	1.50	2	50.00	83.6
Fiume 53585	28	4349	1.35	105.49	225.68	130.89	5.14	0.05	3011.28	3.01	0.040	1.50	2	50.01	91.2
Fiume 51977 03	29	4351	0.40	156.89	262.92	188.89	15.46	0.15	1070.69	1.07	0.098	1.50	2	52.12	92.4
Fiume 63920	30	4353	0.60	158.49	224.83	183.35	8.68	0.09	1849.74	1.85	0.036	1.50	2	53.77	97.2

Relativamente al rio Mannu, avendo un superficie superiore ai 60 Km<sup>2</sup>, verrà calcolata la portata attraverso il metodo diretto, così come indicato nella relazione metodologica allegata al PSFF si consegnano di seguito le grandezze specifiche

Area del Bacino [Km <sup>2</sup> ]	Quota Chiusura [m slm]	Quota Massima [m slm]	Quota Media [m slm]	Pendenza Media del Bacino	Lunghezza dell'asta principale [Km]
246.42	99.85	833.80	284.00	0.15	31.55

In relazione al solo bacino idrografico sotteso dalla sezione **4355** sul **F.41859**, non sono stati calcolati i parametri di riferimento in quanto la stima della portata è stata effettuata tramite il metodo del contributo unitario.



### 2.3 Determinazione della portata di progetto – Metodi diretti

#### Analisi regionale

La *Valutazione delle Piene* (VAPI) in Sardegna riporta due metodi di stima regionali, basati sulla distribuzioni probabilistiche *log-normale* e *Two Components Extreme Values* applicati a dati massimi annuali di portata al colmo.

La prima metodologia introdotta da Lazzari nel 1967, esprime la portata al colmo come:

$$\text{Log } Q(T) = 0.3583 \cdot z(T) + 0.956 \cdot \text{Log}(A \cdot z_m) - 8.731$$

per i bacini della parte occidentale dell'isola e

$$\text{Log } Q(T) = 0.4413 \cdot z(T) + 0.746 \cdot \text{Log}(A \cdot z_m) - 6.257$$

per i bacini della parte orientale.

La seconda, in base a studi più recenti, interpreta i fenomeni di piena con la *distribuzione TCEV* (Two Components Extreme Values), nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscela di due distribuzioni esponenziali del tipo:

$$P(x) = e^{(-\lambda_1 \cdot e^{(-x/\theta_1)} - \lambda_2 \cdot e^{(-x/\theta_2)})}$$

caratterizzata dai quattro parametri  $\lambda_1, \lambda_2, \theta_1, \theta_2$ .

In base all'analisi regionale l'intero territorio della Sardegna è diviso in due zone idrologicamente omogenee nelle quali i parametri valgono rispettivamente:

$$\ln \varepsilon_1 = -1.1954 + 0.9235 \ln(S) ; \lambda_1 = 6.286 \text{ per i bacini occidentali}$$

$$\ln \varepsilon_1 = 0.9982 + 0.6452 \ln(S) ; \lambda_1 = 4.571 \text{ per i bacini orientali}$$

mentre

$$\lambda^* = 0.3938 \text{ e } \theta^* = 5.8866 \text{ per tutto il territorio regionale}$$

Per quanto concerne il campo di applicazione di questa metodologia, si rileva che essa deriva dall'analisi di serie storiche relative alle stazioni che sottendono bacini di estensione superiore a circa 60 Km<sup>2</sup>.

Nel caso specifico, l'unico bacino la cui superficie superi tale valore è il bacino del Rio Mannu, il cui bacino appartiene ai bacini occidentali, i valore della portata di calcolo sono i seguenti

	Superficie	Tr 50 anni	Tr 100 anni	Tr 200 anni	Tr 500 anni
	[Km <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s]
Rio Mannu	250	515	624	732.5	876.5

### 2.4 Determinazione della portata di progetto – Metodi indiretti

Tale metodologia stima la portata al colmo a partire dalla precipitazione, nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di quest'ultima caratterizzi quella della portata al colmo.

La portata di piena è espressa dalla ben nota *Formula Razionale*:



$$Q_p = i_{[T_R, r(\tau, A)]} * \Phi * A * \varepsilon(\tau)$$

espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico, con il seguente significato dei simboli:

$i$	Intensità di pioggia
$T_R$	Tempo di ritorno
$r(\tau, A)$	Coefficiente di ragguglio areale
$A$	Area del bacino
$\tau$	Durata della pioggia critica
$\Phi$	Coefficiente di deflusso
$\varepsilon(\tau)$	Coefficiente di laminazione

Nella valutazione dell'entità della precipitazione si è ritenuto di applicare sia la metodologia classica proposta dal Puddu e successivamente aggiornata, sia il metodo di più recente pubblicazione che prevede la definizione delle curve di possibilità pluviometrica basate sul modello Tcev.

Altezza di pioggia critica

*Metodo TCEV*

Eventi di pioggia particolarmente intensi sfuggivano alla capacità di previsione delle curve di possibilità pluviometriche formulate da curve a due parametri, si è reso pertanto necessario sviluppare una trattazione capace di interpretare più fedelmente eventi di breve durata, anche utilizzando curve di distribuzione con un maggior numero di parametri.

In detta recente trattazione si è riscontrata l'impossibilità di adottare, per tempi di ritorno superiori ai 10 anni, un unico tipo di funzione monomia; si è invece reso necessario separare la casistica in due tipologie di eventi: piogge di durata inferiore a un'ora e piogge di durata superiore a un'ora.

Le equazioni elaborate sono:

$$h(T, t) = (a_1 a_2') * t^{(b_1 + b_2')} \quad t \leq 1 \text{ ora}$$

$$h(T, t) = (a_1 a_2'') * t^{(b_1 + b_2'')} \quad t > 1 \text{ ora}$$

dove

$$a_1 = \frac{\mu_g}{0.886 * 24^{b_1}}$$

$$b_1 = -0.493 + 0.476 * \text{Log } \mu_g$$

avendo indicato con  $\mu_g$  il valore medio giornaliero della pioggia il cui valore è rilevabile nella seguente carta. I parametri  $a_2'$ ,  $a_2''$  e  $b_2'$ ,  $b_2''$  contraddistinguono invece la sottozona di appartenenza.

La sottostante figura consegna i valori di pioggia indice relativi al contesto in esame; in azzurro sono individuati i valori massimi (circa 60) e in verde chiaro i valori minimi (50), mentre nell'analisi idrologica sono stati definiti i valori medi per ogni bacino.

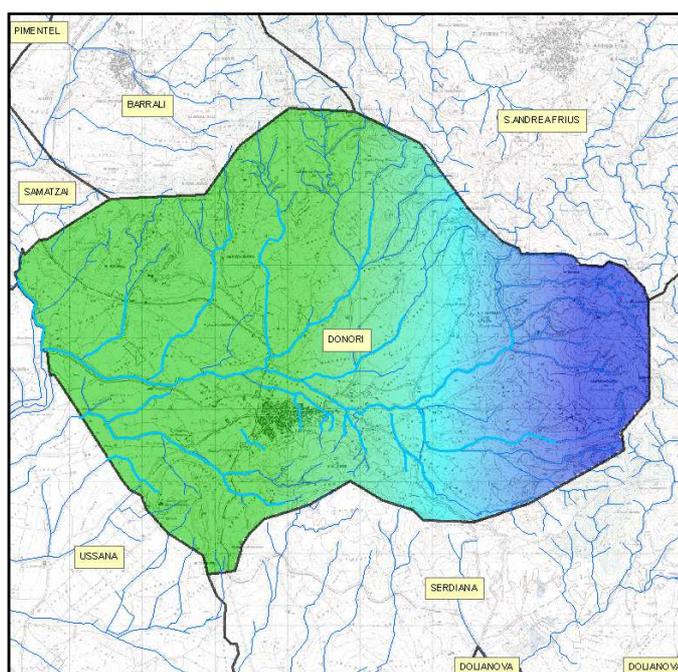


Figura 7 – Altezza di pioggia indice

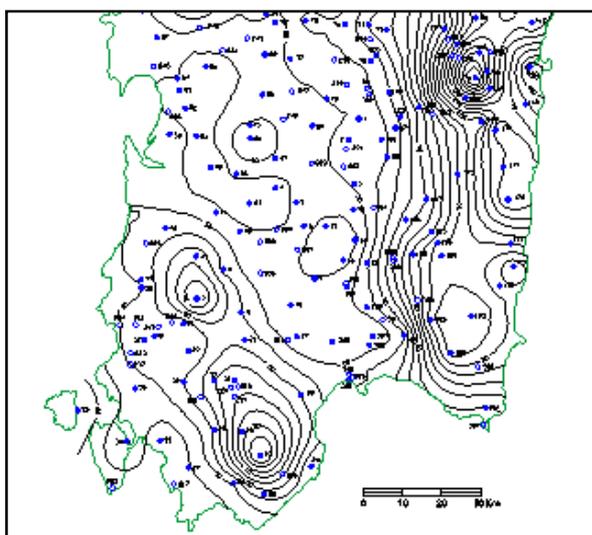


Figura 8 – Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997).



Figura 9 – Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. In ciascuna zona i parametri del modello TCEV sono riportati in Tabella 8. (da Deidda ed. al., 1993)



### Valutazione del coefficiente di deflusso $\Phi$

Per la valutazione del coefficiente di deflusso, si fa ricorso al metodo CN del *Soil Conservation Service*, che secondo gli autori trova impiego ottimale nell'ambito dei piccoli bacini.

Si intende per pioggia netta la grandezza:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I_a)^2}{h_{lorda} + S - I_a}$$

dove

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

Il valore del CN è definito sulla base dell'analisi condotta nell'ambito del PSFF, ricalibrato moltiplicandolo per un fattore compreso tra 1.1 e 1.3 per tenere conto di situazioni locali non definibili in ambito regionale.

Il parametro S, rappresenta la quantità d'acqua immagazzinabile nel bacino, e quindi nel terreno, ed è legato alla possibilità di infiltrazione, e alle condizioni di umidità precedenti (*AMC Antecedet Mixture Condition*).

Il valore medio per ogni bacino è stato ottenuto in ambiente Gis

Il valore dell'infiltrazione iniziale è dato dalla:

$$I_a = 0.2 * S$$

La presente valutazione porta a dei valori del coefficiente di deflusso decisamente inferiori a 0.5 si ritiene che nelle condizioni in esame possano i suddetti valori ritenuti non cautelativi, saranno assunti quindi valori del CN maggiori cui competeranno coefficienti di deflusso maggiori.

Per il coefficiente di ragguglio areale si assumono le seguenti espressioni:

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40 + 0.0208 \ln(4.6 - \ln(A)))} \text{ per } A < 20 \text{ km}^2$$

$$r = 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40)} \text{ per } A > 20 \text{ km}^2$$

### Durata della pioggia critica

Per la valutazione della durata della pioggia critica si è assunto il modello utilizzato nella procedura VAPI Sardegna; si è quindi ammesso che la durata della pioggia corrisponda alla somma del tempo necessario per la formazione del deflusso superficiale e del tempo di corrivazione del bacino:

$$\tau = \tau_c + \tau_f$$

dove

$\tau_c$  è il tempo di corrivazione

$\tau_f$  è il tempo necessario per la formazione del ruscellamento superficiale

La valutazione del tempo di corrivazione viene fatta attraverso un confronto critico delle seguenti formule empiriche:



**Tabella 1 Formule utilizzate per la stima del tempo di corrivazione**

Tempo di corrivazione [h]	
<b>Ventura:</b>	$t_c(h)=0,1272*(A/i_m)^{0,5}$
<b>Pezzoli:</b>	$t_c(h)=0,55*L/(i_m)^{0,5}$
<b>Viparelli:</b>	$t_c(h)=L/A$
<b>VAPI:</b>	$t_c(h)=0.212*a^{0.231}*(hm/J)^{0.289}$
<b>Puglisi:</b>	$t_c(h)=6*L^{2/3}/(h_{max}-h_{min})^{0,5}$
<b>Tournon:</b>	$t_c(h)=0,369*L/(i)^{0,5}*[(A/L^2)*(i/i_m)]^{0,72}$
<b>Giandotti</b>	$t_c(h)=(4*A^{0,5}+1,5*L)/(0,8*H_m^{0,5})$
<b>Pasini:</b>	$t_c(h)=0,108*(A*L^{1/3})/i_m^{0,5}$

Dove:

A rappresenta la superficie del bacino [km<sup>2</sup>]

L la lunghezza dell'asta principale [m]

L<sub>m</sub> distanza massima percorsa dall'acqua [m]

i la pendenza del versante [%]

i<sub>m</sub> la pendenza media dell'asta principale [%]

h<sub>m</sub> la quota media del versante [m]

h<sub>max</sub> e h<sub>min</sub> le quote, rispettivamente, massima e minima del versante [m].

Relativamente alla determinazione del tempo di corrivazione, la scelta è stata effettuata sulla base del confronto tra i valori calcolati con le varie metodologie proposte dalla letteratura tecnica.

Alla base della valutazione dei metodi proposti è necessaria una breve rappresentazione delle ipotesi o dei campioni esaminati dagli estensori delle formule proposte per la determinazione del tempo di corrivazione.

Il metodo di calcolo di Viparelli (1961), è sostanzialmente un metodo che parte dalla definizione di un modello sintetico del bacino idrografico; il principio quello di considerare le isocorrive coincidenti con le isoipse; conseguentemente ammettere che la distanza percorsa dalla goccia sia sostanzialmente legata alla differenza di quota tra i punti del bacino e la quota della sezione di chiusura. L'ipotesi di base è tanto più vera quanto maggiore è la circolarità del bacino esaminato; per quanto concerne il caso specifico, si ravvede che il bacino del San Giorgio presenta sostanzialmente una forma allungata mentre più compatta è la forma dei bacini minori. Parti di bacino con la medesima quota di spartiacque hanno isocorrive differenti, in queste condizioni cade la coincidenza dei tempi di percorrenza, e conseguentemente l'idrogramma di piena reale tende a essere più schiacciato di quello di calcolo. In base a questi presupposti il metodo tende quindi a sovrastimare le portate di calcolo. Un'ultima considerazione è invece legata al comportamento della corrente in relazione al fenomeno di esondazione: si è infatti osservato (VAPI Sardegna) che durante la fase di esondazione, la corrente, tende a rallentare soprattutto nelle sue aree di frangia, conseguentemente il tempo di ascesa dell'idrogramma di piena tende ad essere più lungo del tempo di corrivazione, in queste condizioni la determinazione della pioggia critica andrebbe definita sulla base di un evento meteorico avente una durata maggiore rispetto a quello definito in base ai tempi di corrivazione.

Gli altri metodi proposti nascono invece dall'analisi dei tempi di risposta di una serie di bacini osservati, sulla base delle osservazioni effettuate, viene definita una formula per il calcolo del tempo di risposta dello stesso comparto drenante legandolo ad una serie di parametri morfologici.



Il peso dei vari parametri definiti, è evidentemente variabile tra una formula ed un'altra, in considerazione alle caratteristiche dei tipi di bacini osservati. In linea di principio, la scelta del metodo da utilizzare in ogni specifica applicazione, dovrebbe definirsi sulla base di una eventuale similitudine dei bacini oggetto di valutazione con il campione esaminato in fase di predisposizione della formula.

La difficoltà di definire l'eventuale similitudine dei casi specifici con i campioni osservati, porta, ai fini cautelativi, ad assumere di volta in volta valori dei tempi di corrivazione in linea con le valutazioni più basse derivanti dall'applicazione dei vari metodi; escludendo comunque quei valori che tendono a scostarsi in maniera significativa dalle valutazioni medio basse o quei valori che nascono dall'applicazione di una formula che trae origine da esperienze decisamente differenti.

Di seguito si consegna una rapida descrizione delle caratteristiche dei campioni di bacini osservati per la determinazione delle formule di calcolo.

- ✓ Metodo di Giandotti: è indicato per bacini collinari con estensione maggiore ai 170 Km<sup>2</sup>
- ✓ Metodo di Pasini: il metodo è applicato su bacini di pianura delle dimensioni di qualche chilometro quadrato
- ✓ Metodo di Ventura: il campo di impiego riguarda principalmente bacini pianeggianti di modeste dimensioni
- ✓ Tournon: il campione osservato, e conseguentemente il campo di applicazione riguarda bacini con estensioni comprese tra 30 e 170 e Km<sup>2</sup>;
- ✓ Puglisi: è stato determinato dall'esame di bacini dell'apennino dauno con superfici tra i 43 e i 94 Km<sup>2</sup>
- ✓ Pezzoli: l'analisi ha riguardato un campione di piccoli bacini ricadenti nel territorio del Piemonte
- ✓ Salis-Sechi: il metodo è stato proposto in occasione della pubblicazione del VAPI Sardegna (1991) ha origine dalla necessità di valutare l'attendibilità in campo regionale dell'applicazione delle consuete formule per la determinazione dei tempi di corrivazione. La formulazione proposta nasce dall'esame di 18 stazioni idrometriche e dall'analisi di fenomeni estremi di portata di piena registrati, il campione esaminato riguarda bacini di grandi dimensioni (oltre 100 Km<sup>2</sup>).

NOME	progr.	N. Sezione	Pasini	Giandotti	Viparelli	Ventura	Pezzoli	Puglisi	Tournon	Salis-Sechi	Valore adottato
Rio Su Fenusin 02a	1	179	0.45	0.75	0.41	0.43	0.37	8.67	0.79	1.58	<b>0.37</b>
Rio Su Fenusin 04	2	181	0.15	0.30	0.18	0.14	0.11	6.57	0.28	0.99	<b>0.11</b>
Fiume 56099	3	183	0.12	0.44	0.18	0.11	0.11	1.06	0.19	0.87	<b>0.11</b>
Rio Coxinas 01	4	187	4.65	3.73	4.05	3.76	5.04	4.69	3.46	3.94	<b>3.46</b>
Fiume 66118	5	189	0.89	1.57	0.70	0.75	0.87	2.64	0.88	1.78	<b>0.70</b>
Rio Su Siccesu 02	6	191	0.87	1.87	0.95	0.77	0.77	2.18	1.25	2.18	<b>0.77</b>



NOME	progr.	N. Sezione	Pasini	Giandotti	Viparelli	Ventura	Pezzoli	Puglisi	Tournon	Salis-Sechi	Valore adottato
Rio Su Siccesu 02	7	193	0.99	2.17	0.97	0.92	0.79	2.21	1.63	2.38	<b>0.79</b>
Gora Parisoni	8	195	1.14	2.47	0.92	1.05	0.95	2.54	1.95	2.58	<b>0.92</b>
Rio Su Fenu 01	9	197	1.90	2.42	1.44	1.67	1.74	3.25	2.01	2.58	<b>1.44</b>
Rio Spinarba	10	199	1.06	1.89	0.92	0.89	1.04	2.64	1.21	2.07	<b>0.89</b>
R.Mitza Sa Rocca 02	11	201	0.68	1.36	0.58	0.62	0.59	2.13	0.87	1.66	<b>0.58</b>
Rio Coxinas 05	12	203	5.37	4.46	4.63	4.26	6.02	5.06	3.88	4.07	<b>3.88</b>
Rio Coxinas 10	13	205	6.70	5.45	5.36	5.38	7.34	5.50	5.05	4.43	<b>4.43</b>
Rio Virgini Maria 03	14	207	0.43	0.91	0.44	0.37	0.41	1.85	0.51	1.36	<b>0.37</b>
Rio Virgini Maria 01	15	209	0.33	0.92	0.31	0.29	0.30	1.73	0.46	1.31	<b>0.29</b>
Rio Virgini Maria 01b	16	211	0.76	1.50	0.64	0.69	0.67	2.28	0.98	1.74	<b>0.64</b>
Rio Virgini Maria 01b	17	213	1.16	2.09	0.94	0.99	1.13	2.85	1.28	1.99	<b>0.94</b>
R.Mitza Sa Rocca 02	18	215	1.22	2.13	1.00	1.02	1.22	2.88	1.32	2.07	<b>1.00</b>
Fiume 281301 (Su Zurru)	19	2080	0.12	0.41	0.15	0.11	0.10	1.03	0.22	0.93	<b>0.10</b>
Urbano min 03	20	2082	0.09	0.43	0.14	0.08	0.08	0.92	0.15	0.79	<b>0.08</b>
Fiume 281149	21	2084	0.15	0.52	0.19	0.13	0.14	1.19	0.25	1.00	<b>0.13</b>
Non presente	22	2086	0.03	0.18	0.06	0.03	0.03	0.71	0.05	0.49	<b>0.03</b>
Rio Su Fenu (sin 01)	23	2088	0.07	0.30	0.10	0.07	0.05	0.78	0.16	0.76	<b>0.05</b>
Fiume 56099 02	24	2090	0.08	0.28	0.13	0.07	0.07	0.85	0.13	0.74	<b>0.07</b>
Fiume 61224 01	25	2092	0.22	0.60	0.23	0.21	0.17	1.25	0.36	1.10	<b>0.17</b>
Rio Su Fenu (sin 02)	26	2098	0.07	0.36	0.11	0.06	0.05	0.77	0.15	0.74	<b>0.05</b>
Rio Launaxeddus	27	4347	0.82	1.52	0.65	0.67	0.87	2.49	0.94	1.88	<b>0.65</b>
Fiume 53585	28	4349	0.86	2.27	0.56	0.74	0.83	2.53	1.40	2.21	<b>0.56</b>
Fiume 51977 03	29	4351	0.26	0.91	0.20	0.26	0.19	1.33	0.54	1.35	<b>0.19</b>
Fiume 63920	30	4353	0.59	1.47	0.34	0.52	0.54	2.23	0.79	1.70	<b>0.34</b>



### Scelta del tempo di ritorno

I tempi di ritorno adottati sono conformi alle indicazioni del PAI, in particolare sono stati adottati 50, 100, 200, 500 anni.

I valori sono sintetizzati nella tabella successiva.

NOME	progr.	N. sezione	portata Tr-50	portata Tr-100	portata Tr-200	portata Tr-500
			m3/s	m3/s	m3/s	m3/s
Rio Su Fenusin 02a	1	179	13.86	15.62	17.39	19.79
Rio Su Fenusin 04	2	181	5.81	6.23	6.67	7.32
Fiume 56099	3	183	3.32	3.58	3.84	4.24
Rio Coxinas 01	4	187	154.18	179.22	204.27	237.38
Fiume 66118	5	189	14.81	17.21	19.62	22.85
Rio Spaneddu	6	191	35.93	41.76	47.63	55.47
Rio Su Siccusu 02	7	193	48.49	56.54	64.66	75.50
Gora Parisoni	8	195	36.77	43.10	49.48	57.97
Rio Su Fenu 01	9	197	47.12	55.66	64.30	75.82
Rio Spinarba	10	199	22.80	26.64	30.51	35.66
R.Mitza Sa Rocca 02	11	201	16.59	19.13	21.68	25.11
Rio Coxinas 05	12	203	157.31	183.65	210.05	244.98
Rio Coxinas 10	13	205	198.71	232.21	265.80	310.24
Rio Virgini Maria 03	14	207	9.57	10.79	12.01	13.67
Rio Virgini Maria 01	15	209	6.10	6.82	7.54	8.54
Rio Virgini Maria 01b	16	211	18.46	21.34	24.24	28.13
Rio Virgini Maria 01b Valle	17	213	23.45	27.50	31.59	37.03
R.Mitza Sa Rocca 02	18	215	24.27	28.46	32.67	38.27
Fiume 281301 (Su Zurru)	19	2080	3.83	4.09	4.36	4.76
Urbano min 03 (Su zurru allo sbarramento)	20	2082	2.59	2.74	2.90	3.16
Fiume 281149	21	2084	3.47	3.77	4.07	4.51
Non presente	22	2086	0.70	0.71	0.73	0.77
Rio Su Fenu (sin 01)	23	2088	3.28	3.43	3.59	3.87
Fiume 56099 02	24	2090	2.52	2.66	2.81	3.05
Fiume 61224 01	25	2092	7.49	8.19	8.91	9.93
Rio Su Fenu (sin 02)	26	2098	2.79	2.92	3.06	3.29
Rio Launaxeddus	27	4347	16.54	19.16	21.79	25.33
Fiume 53585	28	4349	17.87	20.58	23.29	26.94
Fiume 51977 03	29	4351	9.72	10.72	11.74	13.16
Fiume 63920	30	4353	10.82	12.22	13.61	15.51

A valle della confluenza tra il Fiume 53585 (alla sez.4349) e il Rio Virgin Maria (alla sez 213) prosegue il tratto dell'elemento idrico che continua a chiamarsi Virgin Maria ; all'interno del territorio comunale interessa una lunghezza di circa 400m; è un area interessata decisamente da attività di bonifica agraria resasi necessaria a seguito dell'occultamento dell'alveo del coxinas e del suo inalveamento nel nuovo percorso



attualmente cartografato. La portata dell'ultimo tratto del Rio Virgin Maria può ragionevolmente considerarsi quale somma dei contributi dei due elementi idrici di cui sopra il valore è quindi per i quattro tempi di ritorno il seguente:

$$Q_{50}=41.32 \text{ mc/s} \quad Q_{100}=48.08 \text{ mc/s} \quad Q_{200}=54.88 \text{ mc/s} \quad Q_{500}=63.97 \text{ mc/s}$$

Come già detto, la portata del F.41859 con sezione di chiusura n.4355 è stata calcolata col metodo del contributo unitario, utilizzando come bacino campione quello corrispondente alla sezione 209.

Nome	Codice Sezione	Area [kmq]	Portata Tr 50 [m <sup>3</sup> /s]	Portata Tr100 [m <sup>3</sup> /s]	Portata Tr 200 [m <sup>3</sup> /s]	Portata Tr 500 [m <sup>3</sup> /s]
Rio Virgini Maria 01	209	0.31	6.10	6.82	7.54	8.54
	Contributo unitario		19.65	21.96	24.29	27.49
Fiume 41859	4355	0.29	<b>5.70</b>	<b>6.37</b>	<b>7.04</b>	<b>7.97</b>



## **4. Analisi idraulica**

### **4.1.Considerazioni generali**

L'analisi degli effetti dei deflussi sul territorio, legati ad eventi di particolare rilevanza sul reticolo idrografico interno al territorio comunale, è stata effettuata rilevando il comportamento che le portate veicolate internamente al reticolo idrografico hanno con le aree di pertinenza fluviale.

### **4.2.Corsi d'acqua principali**

Come per l'analisi idrologica, anche in quella idraulica sono state utilizzate opportune schematizzazioni e semplificazioni che mirano a produrre un approccio modellistico del fenomeno che possa tradursi in una procedura di calcolo.

La trasposizione dell'evento meteorico e conseguentemente di piena sul territorio è descritta attraverso la modellazione della propagazione della piena sul reticolo idrografico.

In questa fase sono svariate le semplificazioni che vengono assunte: in primo luogo di carattere modellistico, assumendo valide le ipotesi di base dell'equazione di de Saint Venant, e quindi ritenendo in prima stesura che l'alveo sia un cilindroide, che il moto sia gradualmente variato, che durante l'evento di piena la sezione si mantenga immutata come forma e come caratteristiche di scabrezza, e infine che il fluido trasportato si comporti come un fluido newtoniano.

Il codice di calcolo utilizzato introduce dei parametri correttivi, che in qualche maniera danno ragione alle semplificazioni adottate in fase di calcolo dei livelli idrici durante lo sviluppo longitudinale dell'asta.

Il modello idraulico è stato realizzato utilizzando le informazioni desunte dal modello digitale di terreno disponibile, supportato da ulteriori indagini in situ.

La simulazione del deflusso idraulico sul modello generato dalle informazioni cartografiche ha definito un profilo di corrente per ogni portata di calcolo.

L'impronta dell'allagamento è definito dal luogo dei punti che in ogni sezione si trovano al di sotto dell'altezza idrica calcolata.

In fase di modellazione si è operato valutando l'andamento dei profili idrici su più sezioni attigue effettuando sostanzialmente una media mobile ed eliminando i valori decisamente anomali. Inoltre, si è osservato se le aree esondate potessero o meno rientrare in alveo: laddove non risultasse possibile il rientro in alveo si è confermata un'area di esondazione anche laddove la sezione risultasse idonea.

In ultima analisi, si è cercato di dare una giustificazione globale alle aree coinvolte dagli allagamenti valutando sulla base delle informazioni locali il comportamento delle portate di piena in occasione di eventi di rilievo, consentendo indubbiamente di realizzare una calibrazione dei modelli idraulici prodotti.

### **4.3.Metodologia utilizzata**

In ottemperanza a quanto disposto dalle Linee Guida del PAI, l'analisi verrà condotta in condizioni di moto permanente per le portate di piena con tempi di ritorno 50, 100, 200, 500 anni.

Nella valutazione delle aree di esondazione si è operato secondo la metodologia di seguito descritta.



Si è realizzato un modello idraulico del terreno nel quale fossero ben definite le sezioni trasversali (transetti), l'andamento planimetrico dell'alveo e la presenza di opere di attraversamento; le caratteristiche di cui sopra definiscono l'andamento planoaltimetrico del rio e conseguentemente le sue caratteristiche geometriche.

In una seconda fase, sulla base delle presenza di vegetazione, o sulla base delle caratteristiche del materiale presente in alveo, si è attribuito il coefficiente di scabrezza.

L'analisi in condizioni di moto permanente necessita della definizione della condizione a contorno di monte e della definizione a contorno di valle; premettendo che da un'analisi di sensitività si è osservato che generalmente questo parametro, se scelto con criterio, non produce particolari variazioni dei livelli idrici già dopo alcuni metri, si è ritenuto cautelativo assumere per le due condizioni l'ipotesi di altezza di moto uniforme.

#### 4.4. Il modello di calcolo

Il modello idraulico utilizzato in questo studio, denominato HEC-RAS, nella sua versione 4.0, è stato sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers; il modello è in grado di effettuare simulazioni di tipo monodimensionale del fenomeno di propagazione dell'onda di piena su corsi d'acqua in condizioni di moto stazionario e non stazionario.

Questa scelta è stata fatta per ragioni di coerenza con il PAI che ha individuato e perimetrato le aree a rischio idraulico utilizzando questo codice di calcolo. Il modello presuppone che siano fornite tutte le informazioni necessarie, ed in particolare la geometria di un numero sufficiente di sezioni trasversali, la scabrezza che metta in conto le resistenze idrauliche, le condizioni al contorno e le portate.

Il programma consente di inserire sezioni trasversali fittizie, interpolando quelle rilevate, in modo da assicurare che il passo di discretizzazione spaziale non ecceda un assegnato valore limite ed è in grado di modellare il comportamento di canali naturali e artificiali tenendo conto dell'influenza sul moto di manufatti di vario tipo quali ponti, briglie, paratoie che influenzano le caratteristiche della corrente ecc.

#### Moto permanente

Per l'analisi in moto permanente HEC-RAS determina il profilo del pelo libero tra una sezione e la successiva mediante la procedura iterativa denominata standard step, risolvendo l'equazione del bilancio energetico,

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - h_e$$

dove:

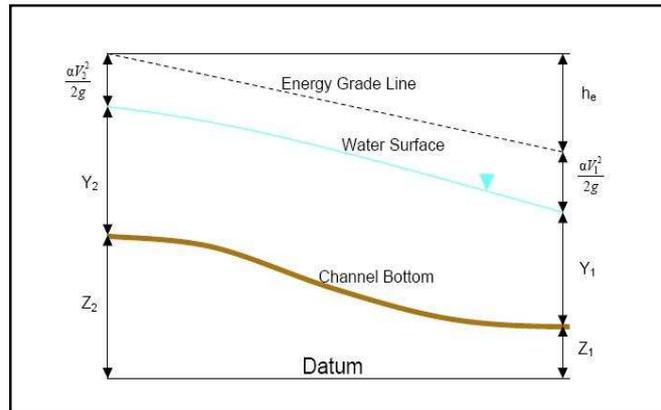
Y1 e Y2 sono le altezze d'acqua riferite al fondo dell'alveo;

Z1 e Z2 sono le altezze del fondo rispetto ad una quota di riferimento;

V1 e V2 sono le velocità medie della corrente nelle due sezioni estreme del tronco fluviale considerato;

$\alpha_1$  e  $\alpha_2$  sono coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche;

$h_e$  è la perdita di carico tra le due sezioni considerate.



Il termine  $h_e$  dipende sia dalle perdite per attrito che da quelle per contrazione ed espansione. Si può valutare mediante la seguente relazione:

$$h_e = L \cdot \overline{S_f} + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

dove:

$L$  è la lunghezza del tronco considerato;

$\overline{S_f}$  è la cadente media tra le due sezioni;

$C$  è il coefficiente di perdita di carico per contrazione o espansione.

Il primo termine rappresenta la perdita totale per attrito, prodotto tra la distanza tra le due sezioni e la cadente media. Il programma prevede diverse possibilità di calcolo della cadente, che viene determinata presupponendo una suddivisione della sezione d'alveo in sottosezioni all'interno delle quali la velocità possa ritenersi con buona approssimazione costante.

Il secondo termine della equazione per il calcolo delle perdite di carico rappresenta invece il contributo dovuto alla contrazione ed espansione dell'area bagnata; tali perdite sorgono nel momento in cui si abbia un allargamento o restringimento della sezione che determini una situazione di corrente non lineare. Il coefficiente  $C$  varia in un intervallo compreso tra 0.1 e 1 per correnti subcritiche, mentre in caso di correnti veloci generalmente si assumono valori inferiori.

L'altezza del pelo libero, in riferimento ad una assegnata sezione, viene determinato mediante una risoluzione iterativa delle equazioni (1) e (2). Il modello fornisce inoltre i valori dell'altezza critica nelle diverse sezioni fluviali. Qualora si verificano transizioni da corrente lenta e veloce o viceversa, in tali segmenti di asta fluviale l'equazione di bilancio energetico è sostituita dall'equazione globale di equilibrio dinamico.

Il modello HEC-RAS consente di modellare l'effetto indotto sulla corrente dalla presenza di attraversamenti fluviali, nel caso che il deflusso attraverso il ponte avvenga a pelo libero ma anche in pressione. La perdita di energia causata dal ponte è divisa in tre parti: in primo luogo le perdite che si hanno nella zona immediatamente a valle del ponte dove, generalmente, si ha un'espansione della corrente. Sono poi



considerate le perdite di energia che si verificano durante l'attraversamento del ponte, nonché le perdite che si hanno immediatamente a monte, ove la corrente subisce una contrazione.

Per lo studio del deflusso attraverso un ponte HEC-RAS fa riferimento a quattro sezioni fluviali trasversali: sezione a monte del ponte, sezione di ingresso al ponte, sezione in uscita al ponte e sezione a valle del ponte. Il calcolo può essere effettuato utilizzando diverse soluzioni.

Il metodo del bilancio energetico (metodo standard step), tratta la sezione in cui è presente il ponte esattamente come le altre, ad eccezione del fatto che l'area occupata dalla struttura viene sottratta dall'area totale e che il perimetro bagnato risulta incrementato per via del contributo dato dal ponte stesso. Poiché le perdite totali sono funzione delle perdite per attrito e delle perdite per contrazione ed espansione, occorre definire in questa fase i coefficienti necessari per il calcolo. In particolare, essendovi variazioni di velocità anche notevoli, il coefficiente di contrazione e soprattutto quello di espansione risulteranno sensibilmente maggiori dei valori assunti per i normali tronchi fluviali.

Il metodo del bilancio della quantità di moto si basa invece sull'applicazione dell'omonima equazione tra le quattro sezioni fluviali in precedenza descritte. Il modello permette all'utente di utilizzare, per lo studio di ogni ponte, ciascuno dei metodi sopra citati o eventualmente di selezionarli entrambi; il software provvede a restituire il profilo che prospetta la situazione caratterizzata da maggior criticità.

Le successive tabelle consegnate in allegato evidenziano i livelli idrici e per i tronchi indagati e per tutte le sezioni di calcolo.

#### **4.5.Applicazioni del modello**

L'analisi idraulica è stata condotta modellando tre diversi comparti, ottenuti raggruppando diversi compluvi a seconda della loro posizione rispetto al centro abitato, come indicato di seguito:

1. Rio Coxinas e affluenti in destra idraulica;
2. Rio Coxinas e affluenti in sinistra idraulica;
3. Rio Virgini Maria.

I corsi d'acqua principali analizzati sono:

- Gora Parisoni (21 sezioni);
- Rio Su Fenu\_01 (20 sezioni);
- Rio Sa Spinarba (24 sezioni);
- Rio Mitza Sa Rocca (25 sezioni);
- Rio Launaxeddass (10 sezioni);
- Rio Coxinas (63 sezioni);
- Rio Spaneddu-Rio Siccesu (53 sezioni);
- Rio Virgini Maria (42sezioni).



Inoltre, tra i compluvi minori, è stato studiato il compluvio F51977 che insiste sulla zona industriale di Donori, che costituisce per l'appunto un'area vulnerabile per la presenza di edificato ed elevato carico umano.

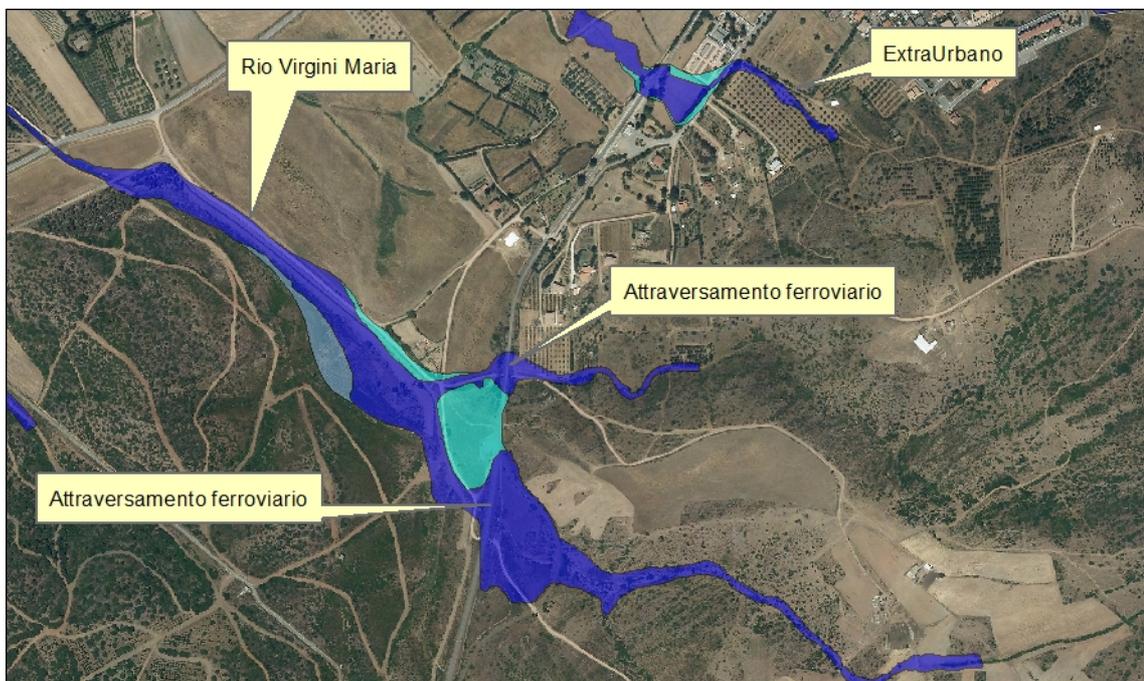
La lunghezza dei transetti individuati è compresa tra 30 m circa e 900 m circa nel caso dei corsi d'acqua esterni al centro abitato.

La predisposizione del modello idraulico ha voluto evidenziare le criticità presenti sul territorio costituite principalmente dalle intersezioni dei corsi d'acqua con la viabilità locale, oltre che indicare i punti di insufficienza idraulica della sezione trasversale dell'alveo.

Sono di seguito riportate le risultanze delle aree allagabili relativi al sistema idrografico comunale.

#### **4.6.Sistema Rio Virgini Maria- F.53585 -F.41859 - Rio S'Utturu Mannu**

Il Rio Virgini Maria, interessa la parte meridionale del territorio comune, attraversando sostanzialmente aree a vocazione agricola; è quindi evidente un'inadeguatezza diffusa della sezione d'alveo. Questa inadeguatezza assume significato maggiore in concomitanza della linea ferroviaria, oltre alla SP 10, in cui si rileva una vasta area depressa, interessata da presenze d'acqua anche in occasione di eventi di non particolare rilievo. Tali insorgenze non sono peraltro legate ad eventi meteorici relativi al bacino drenante, come evidenziato dalla presenza idrica anche in assenza di precipitazioni:l'utilizzo del suolo ha in alcuni punti occultato decisamente la sezione causando esondazioni con fronti anche di 70- 80 m.

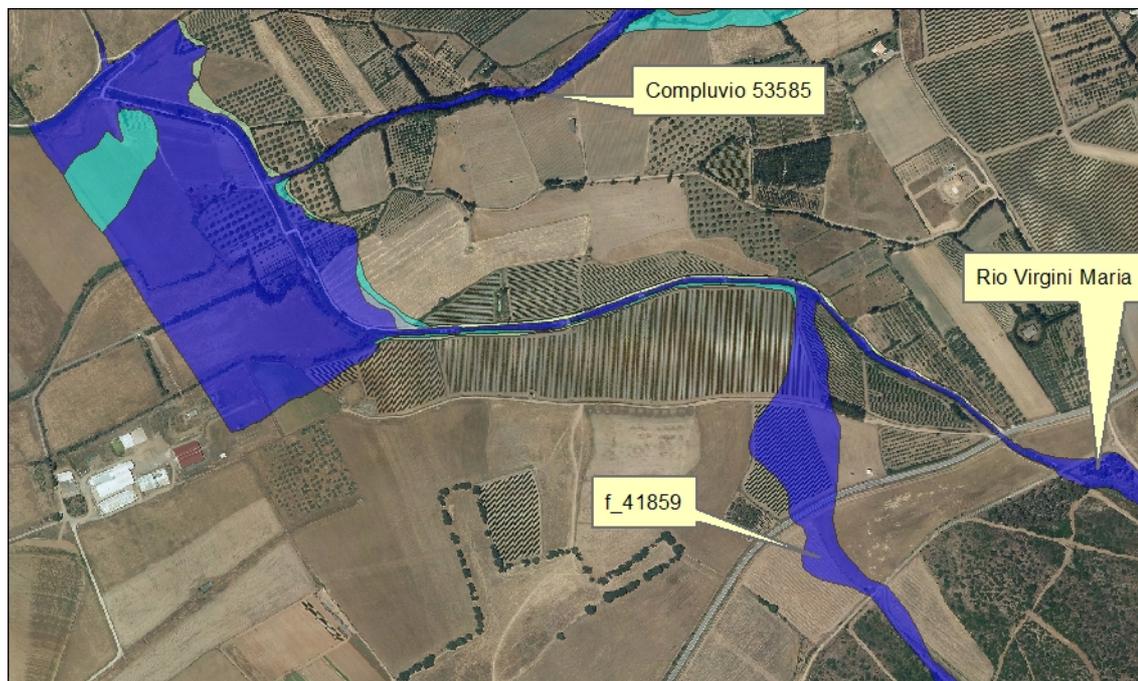


**Figura 10 Tratto Virgini Maria - Monte**

A valle della Strada Provinciale, la sezione d'alveo assume connotati ben marcati e la capacità di trasporto tende ad aumentare; non si ravvedono condizioni di esondazioni di particolare rilevanza, ad eccezione di



situazioni localizzate in prossimità del limite comunale, dove si determinano condizioni di allagamento a valle della confluenza con il compluvio 53585.



**Figura 11 Tratto Virgini Maria Valle.**

Tra l'abitato e il sistema del compluvio Virgini Maria, è presente un piccolo compluvio, in particolare nel tratto tra il cimitero e la stazione ferroviaria: si tratta di un bacino di ridotte dimensioni che esonda per l'inadeguatezza della sezione d'alveo nel tratto a monte e a valle della linea ferrata con fronti di circa 30 metri anche per i tempi di ritorno minori.



**Figura 12** Compluvio minore

#### **4.7. Compluvio urbano (min 03 F. 281301 allo sbarramento)**

Il centro abitato risulta interessato da situazioni di particolare rilevanza, per effetto di un'opera di intercettazione posta a monte dell'abitato che non è in grado di convogliare la portata all'interno di un canale tombato.

L'opera consiste sostanzialmente in uno sbarramento la cui finalità è quella di impedire il deflusso del rio verso l'abitato ; a corredo dell'opera è ubicata in sponda sinistra un canale. Iriginariamente aperto a successivamente oggetto di intervento per la sua copertura; in testa al canale è posizionato un cancello che, a parere dello scrivente aveva il compito di impedire l'ingresso all'interno del canale stesso. Tale cancello però diventa anche sede di impedimento al deflusso allorchè le sue sbarre diventano elementi di trattenuta di ramaglie a materiale flottante.

E' stata dunque verificata la portata di progetto con rispetto dei franchi idraulici previsti dalla normativa vigente, ottemperando dunque alla verifica di sicurezza dei canali tombati descritta nell'apposito paragrafo della presente relazione. Dai risultati emerge che una sola parte, trascurabile, della portata riesce a transitare nel canale ma, secondo quanto previsto dalla direttiva sui canali tombati, il caso rientra in quelli che prevedono di considerare nullo il contributo di portata del canale. Conseguentemente la simulazione idraulica è stata condotta ipotizzando uno scorrimento superficiale secondo le linee di deflusso a maggior pendenza individuate sul DTM a 1 m.



**Figura 13 Imbocco del tratto canalizzato**

Le norme di attuazione del pai stabiliscono che devono essere oggetto di valutazione le *parti del territorio comunale non direttamente afferenti ad elementi idrici appartenenti al reticolo idrografico regionale e per le quali si verificano entrambe le condizioni di bacini di superficie superiore a 0,20 kmq e portate cinquantennali superiori a 5 mc/s (Art.8 c. 5 bis NTA del Pai)*, considerando che nello specifico caso la superficie è di 0.1 Km<sup>2</sup> e le portate sono inferiori ai 5 m<sup>3</sup>/s si sarebbe potuto omettere l'analisi del contesto, si consideri che allo sbarramento le portate sono le seguenti

NOME	progr.	N. sezione	portata Tr 50	portata Tr 100	portata Tr 200	portata Tr 500
Fiume 281301 - (Su Zurru)	19	2080	3.83	4.09	4.36	4.76

Tuttavia, in virtù della particolarità del sito, la presenza di uno sbarramento anche se di ridotte dimensioni ma subito a ridosso dell'abitato si è ritenuto opportuno effettuare una valutazione che attinga informazioni dalle indicazioni contenute nelle Norme di Attuazione del PAI all' *Art.8 c. 5 bis* attraverso un approccio modellistico di tipo bidimensionale in quanto sull'abitato non è individuabile un elemento idrico.

L'analisi bidimensionale è stata effettuata con l'ausilio del codice di calcolo HecRas nella versione 5.0. l'analisi è stata svolta attribuendo una portata in ingresso legata all'idrogramma di piena generato dal bacino montano del Rio Su Zurru.

Assunto i valori di portata al colmo consegnati anche in precedenza L'analisi idrologica ha definito i seguenti valori di portata al colmo (i valori tengono conto del bacino colto a valle del tombato, cautelativamente maggiore rispetto al bacino colto in corrispondenza dello sbarramento a monte dell'abitato):

$$Q_{50} = 3.83 \text{ mc/s} \quad Q_{100} = 4.09 \text{ mc/s} \quad Q_{200} = 4.36 \text{ Mc/s} \quad Q_{500} = 4.76 \text{ mc/s}$$

Il tempo di corrivazione adottato risultava di 0.1 ore pari a 6 minuti; nell'analisi in 2D, per la determinazione delle aree allagabili in ambito urbano si è cautelativamente assunto un idrogramma di piena il cui tempo di ascesa è di 10 minuti e il tempo di esaurimento assunto risultava di 20 minuti; la durata complessiva dell'avvento di trenta minuti.



L'analisi è stata svolta ipotizzando due eventi con tempo di ritorno di 100 e 200 anni su un modello digitale del terreno a passo un metro con presenza dell'edificato (DSM) e privato dell'edificato stesso (DTM).

L'idrogramma assunto gravava sull'area 2D in corrispondenza della diga, mentre la condizione di al contorno di valle era rappresentata dalla condizione di moto uniforme pendenza pari allo 0.1%.

Si ritiene che la condizione contemporaneità degli eventi critici del Rio SU Zurru e del Rio Coxinas sia decisamente improbabile per le differenze di superfici dei bacini idrografici e conseguentemente per le relative durata della pioggia critica. Le zone di frangia dello scenario critico di Su Zurru saranno decisamente sovrastate dalle formazioni di piena del Coxinas, questa considerazione ha determinato la scelta di sganciare la modellazione dell'ambito urbano dalla condizione di piena determinata dal rio Coxinas.

L'area 2D è stata predisposta con un passo della maglia di due metri; il coefficiente di manning assunto di 0.06 m tiene in qualche maniera conto del fatto che il modello assunto è virtualmente *liscio*, privo di edificio e quindi con scabrezza non valutabile in corrispondenza della sua impronta; tuttavia tale analisi consente una visione generale di quale sarebbe l'orientamento della propagazione della piena.

Il risultato delle modellazioni, come di seguito rappresentato nelle immagini mostra che:

la modellazione con presenza dell'edificato(DSM) evidenzia una ripartizione del deflusso lungo la viabilità urbana con ripartizione delle portate;

la modellazione su modello del terreno privato dell'edificato legge invece una leggera linea di compluvio nella quale si raccoglie il deflusso superficiale.

Di seguito si consegnano le immagini rappresentative delle modellazioni per i due tempi di ritorno di cento e duecento anni su base DSM e su base DTM. Le immagini sono consegnate assumendo come sfondo l'immagine satellitare e il modello del suolo con limiti cdi colorazione tra 100e 200 m slm.

Per quanto concerne la gamma di colori delle altezze d'acqua si assume la colorazione gialla per i tiranti idrici il cui valore è uguale o minore a 25 cm, conformemente all'indicazione normativa che determina per tali valori una magnitudo della vulnerabilità pari a zero.

su base ortofoto e su base model

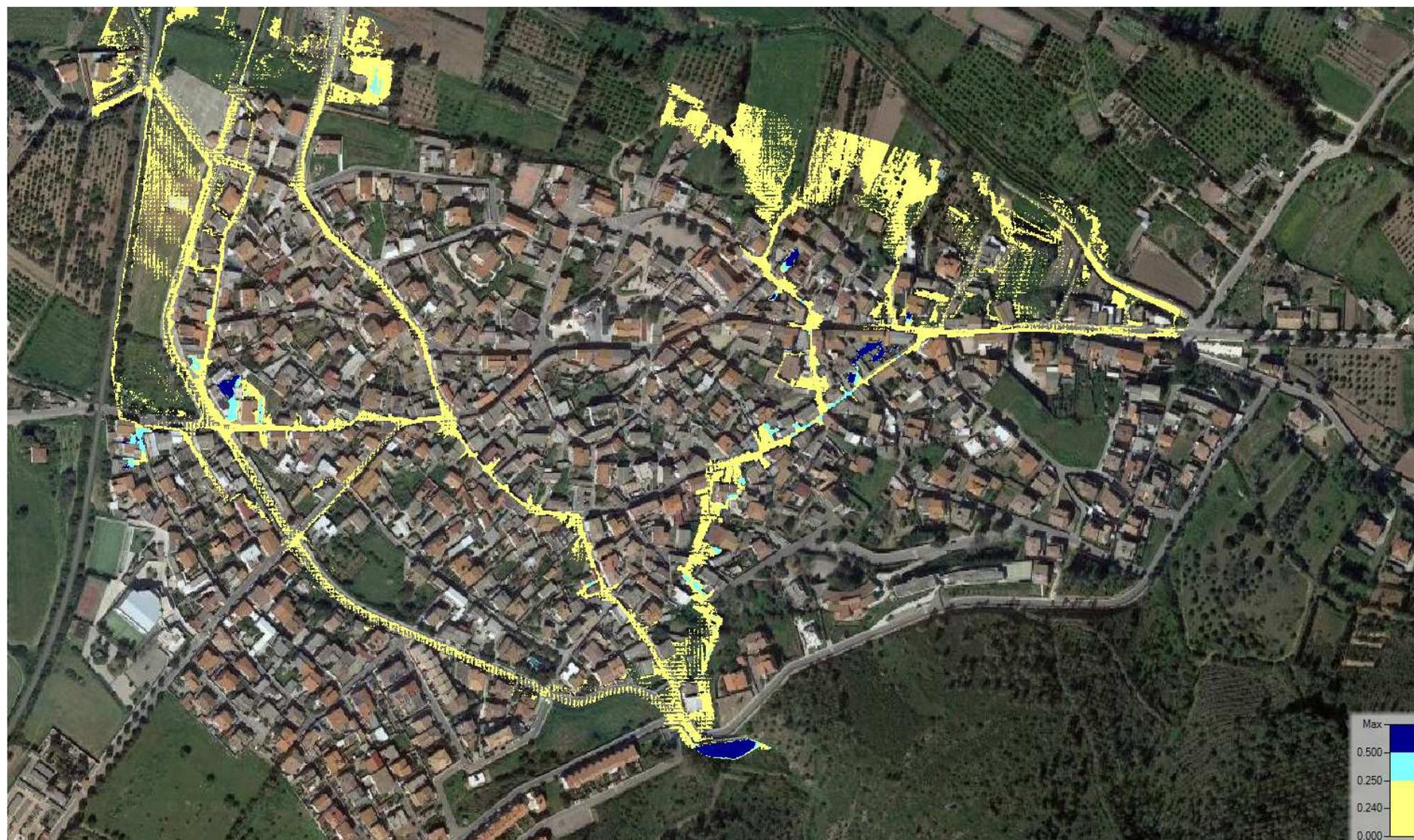


Figura 14 Modellazione di un evento centenario su DSM con immagine satellitare come sfondo.

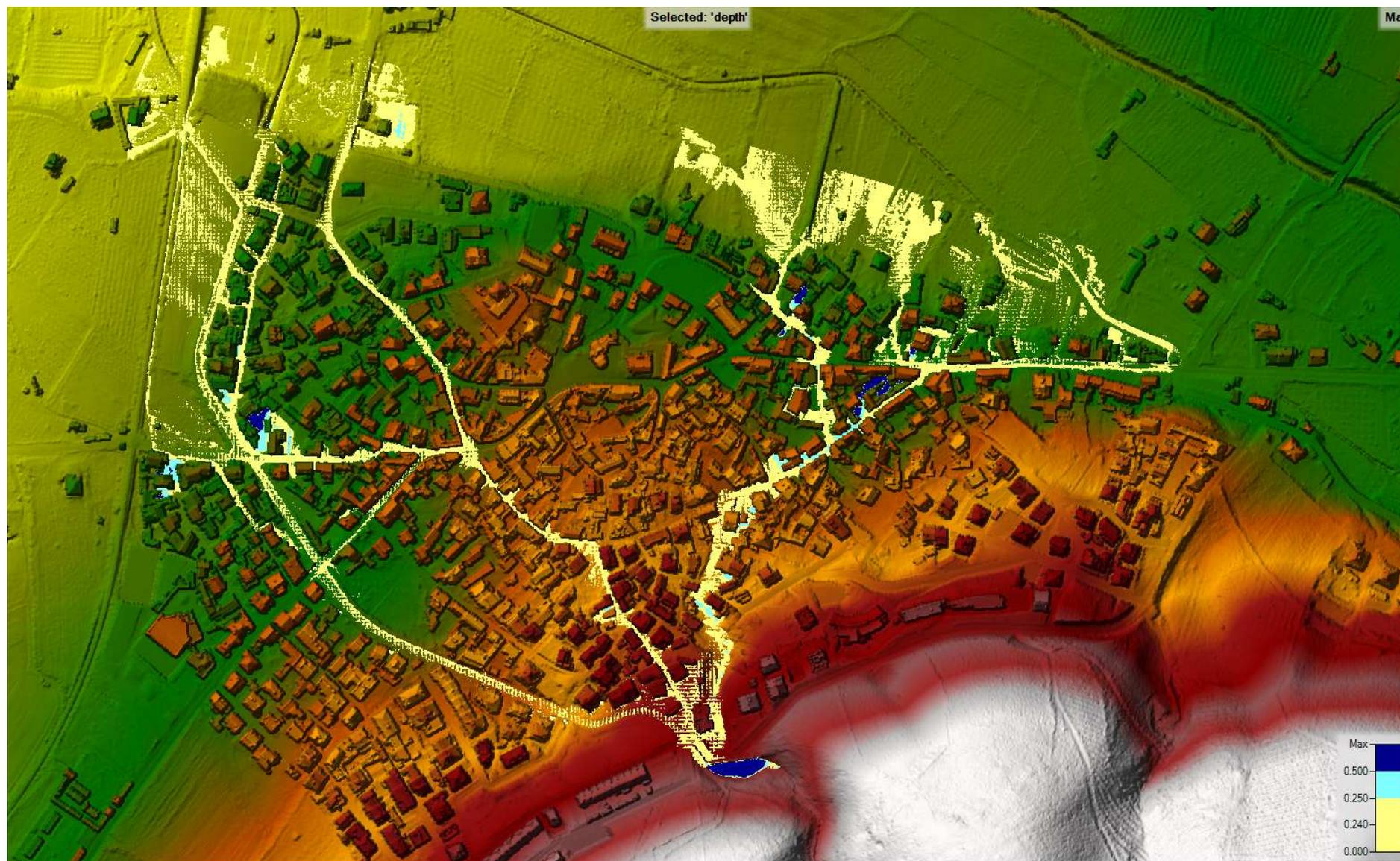


Figura 15 Modellazione di un evento centenario su DSM con modello digitale del terreno come sfondo.

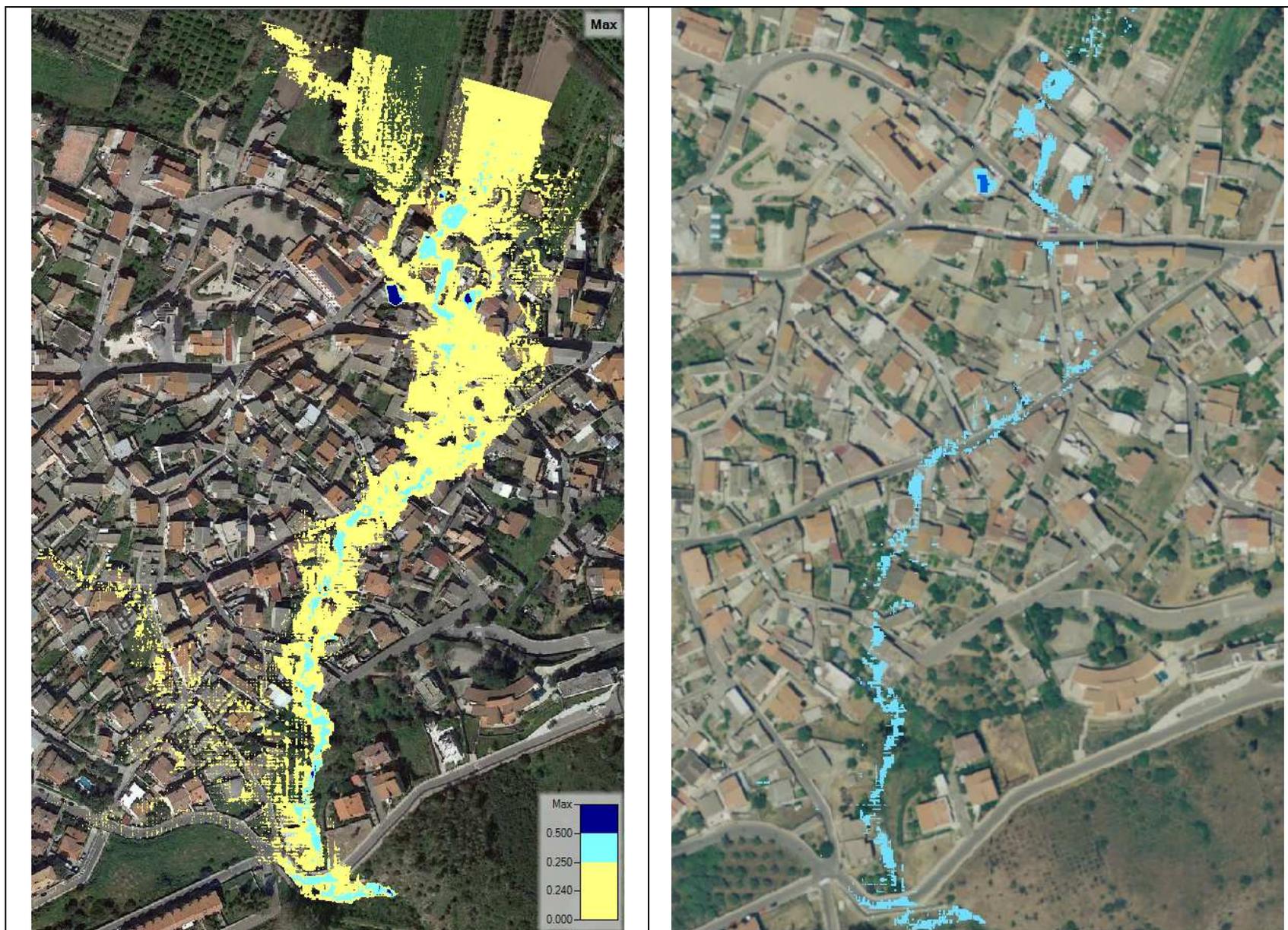


Figura 16 Modellazione di un evento centenario su dtm con immagine satellitare come sfondo, a destra elaborazione gis con evidenza delle aree con  $H > 25\text{cm}$ .

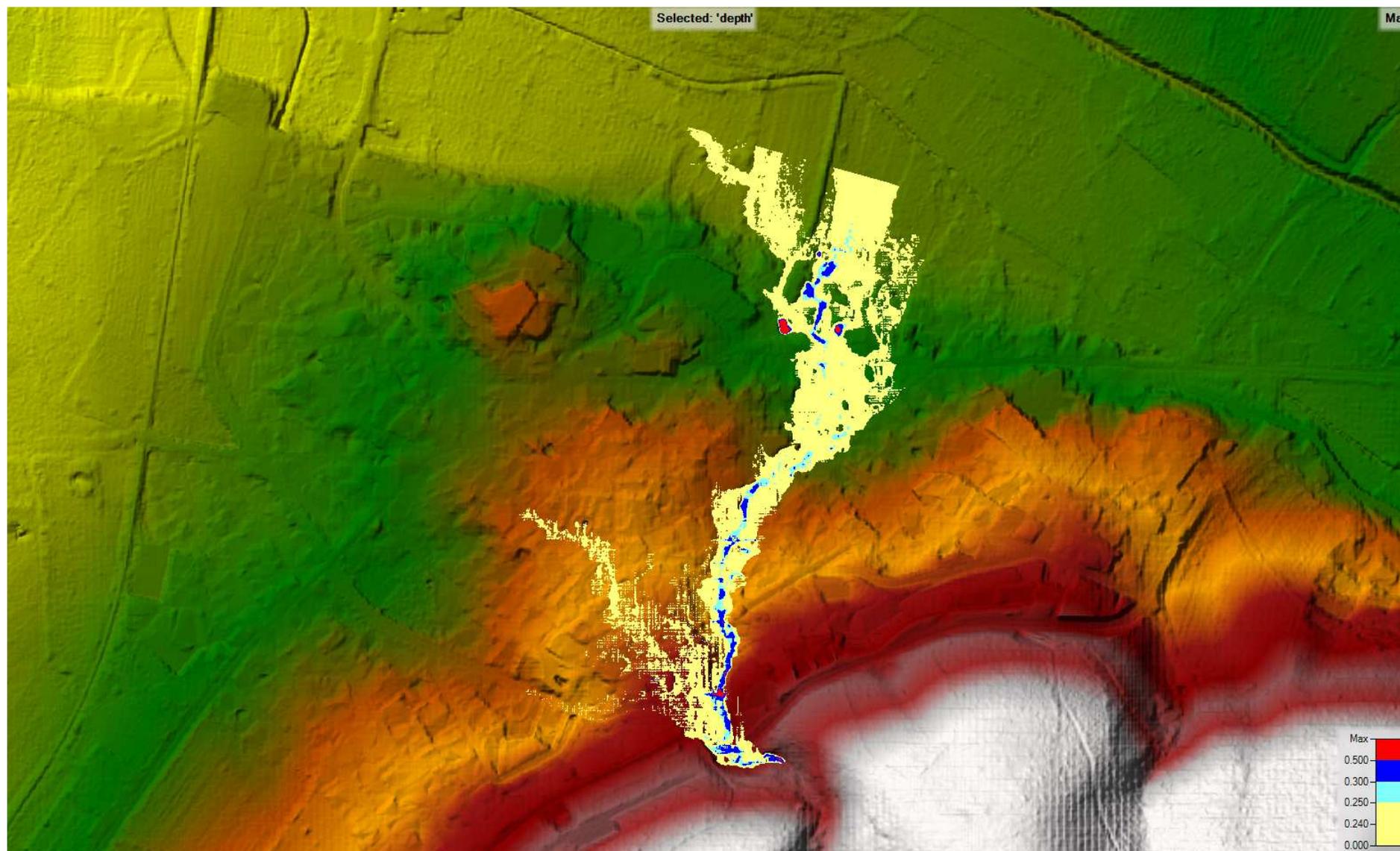


Figura 17 Modellazione di un evento centenario su DTM con modello digitale del terreno come sfondo.

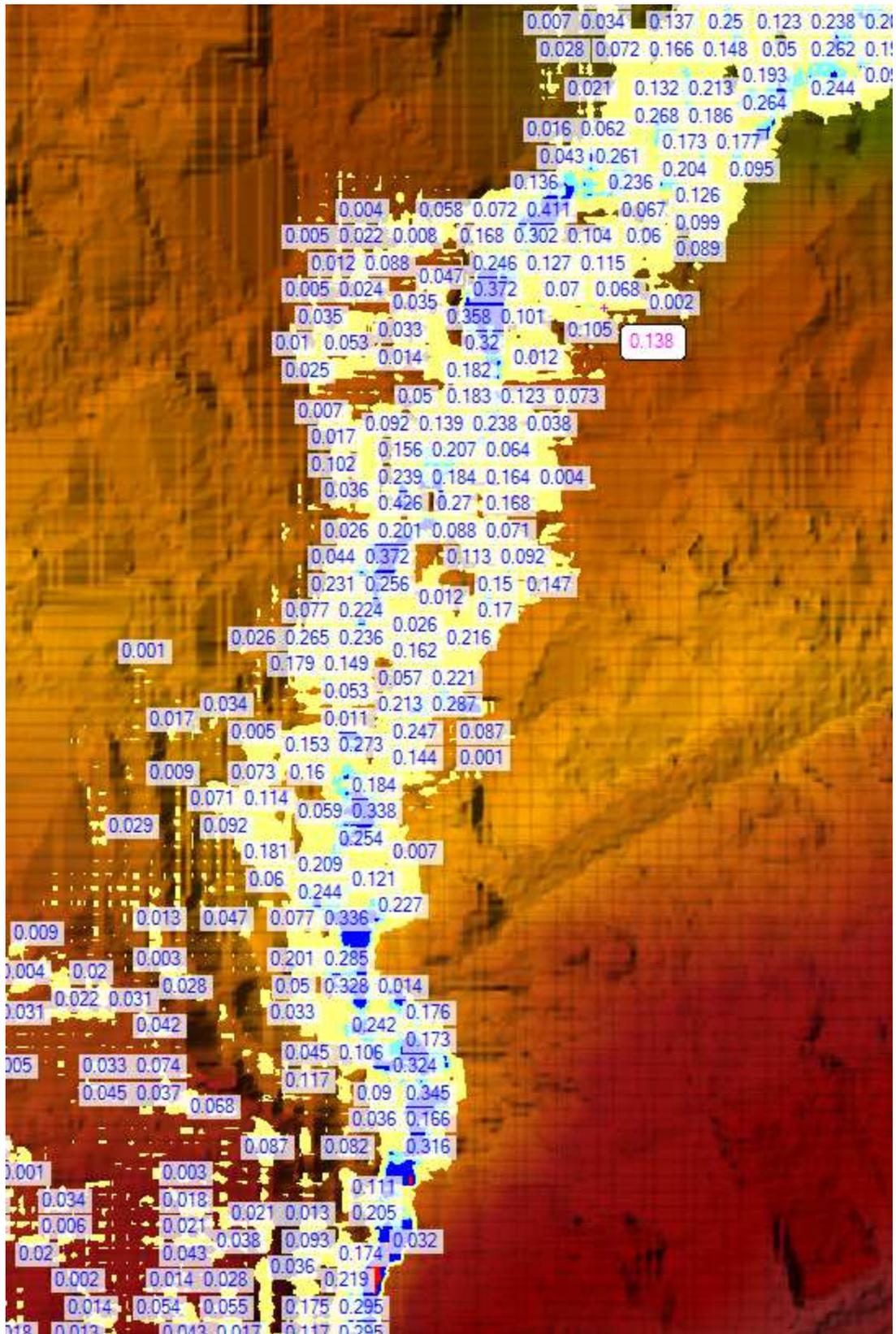


Figura 18 Dettaglio dei tiranti idrici sull'area interessata dal ruscellamento per un evento centenario.



Figura 19 Modellazione di un evento duecentenario su DSM con immagine satellitare come sfondo.

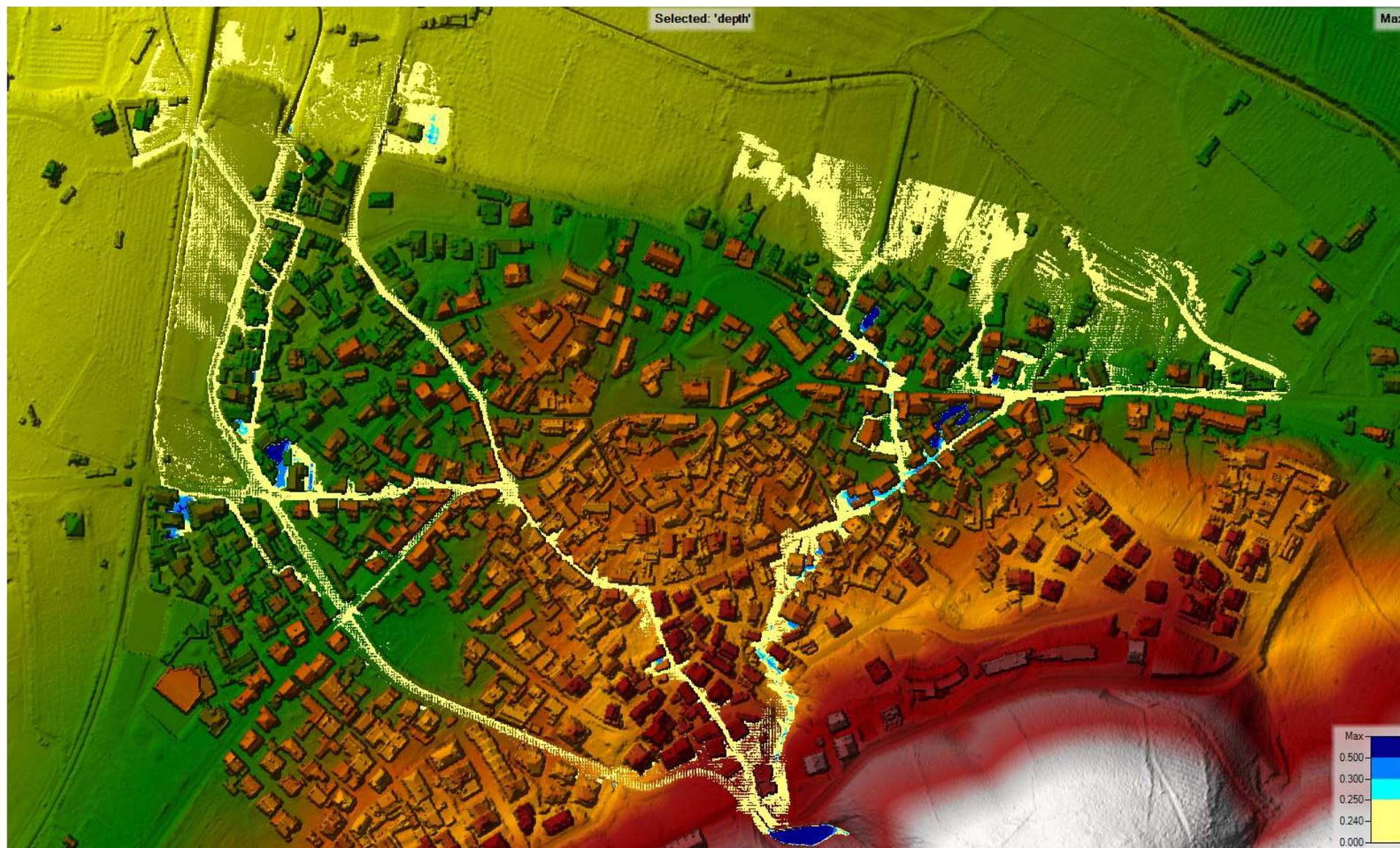


Figura 20 Modellazione di un evento duecentenario su DSM con modello digitale del terreno come sfondo.

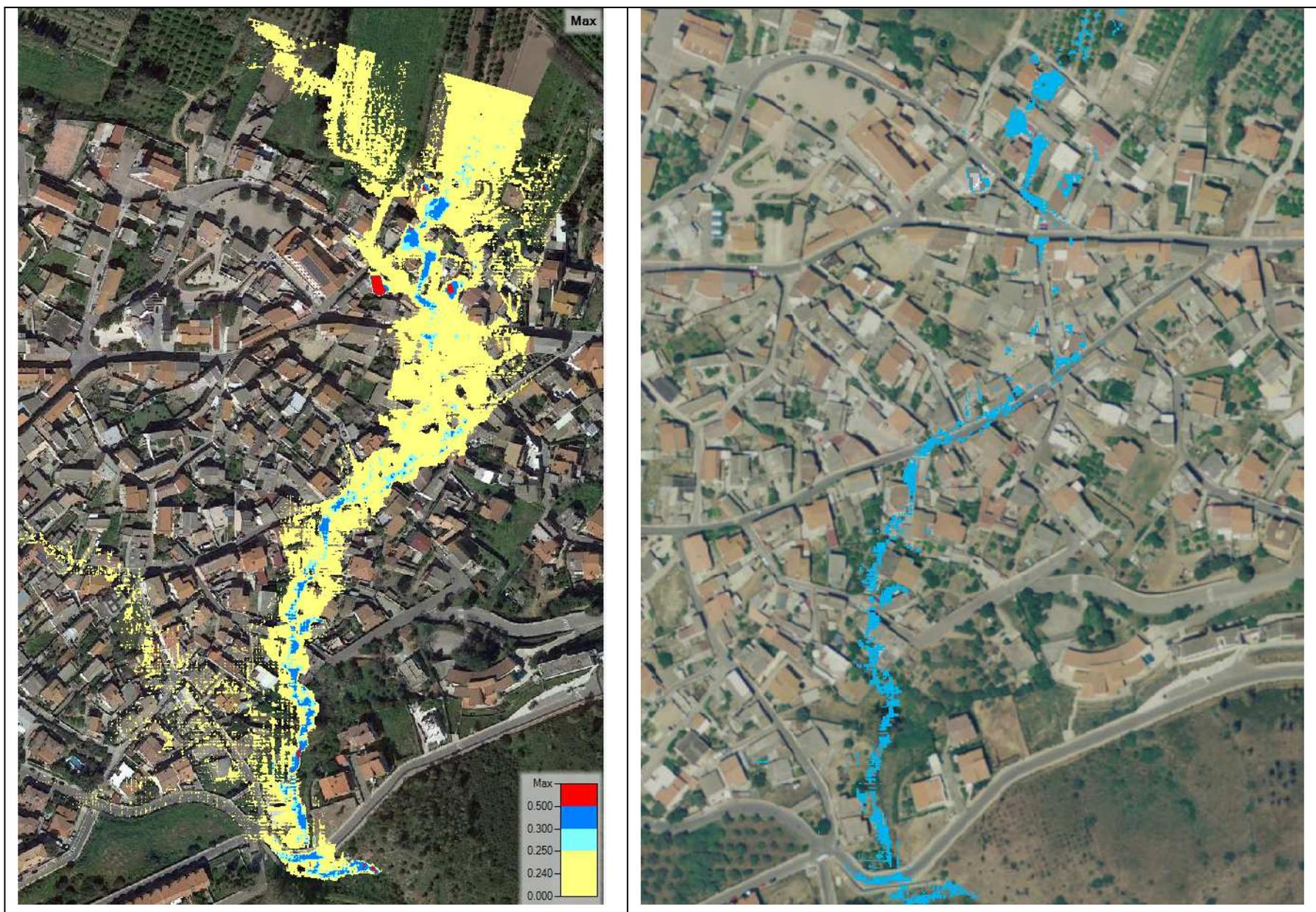


Figura 21 Modellazione di un evento duecentenario su dtm con immagine satellitare come sfondo, a destra elaborazione gis con evidenza delle aree con  $H > 25\text{cm}$ .

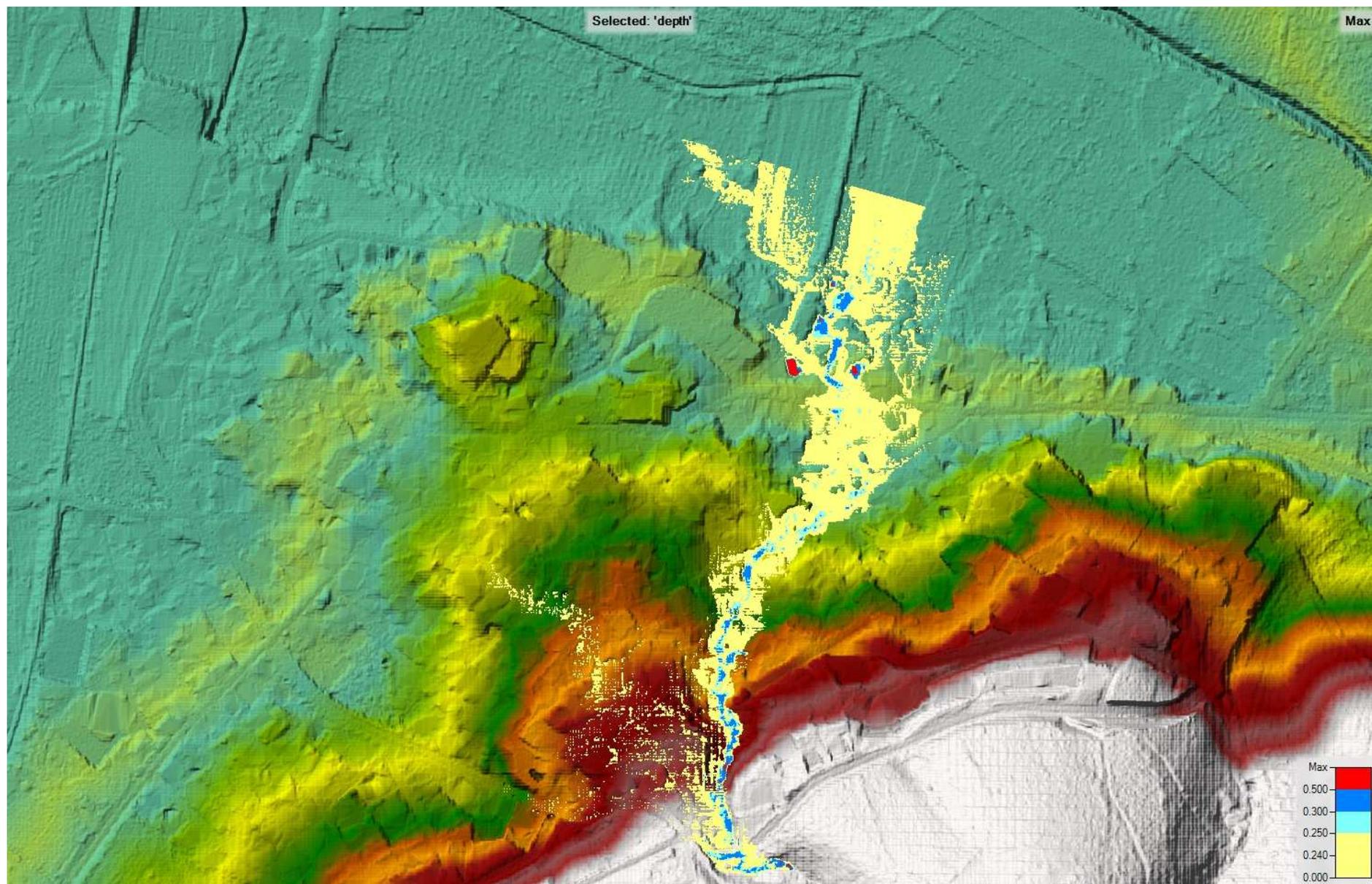


Figura 22 Modellazione di un evento duecentenario su DTM con modello digitale del terreno come sfondo.

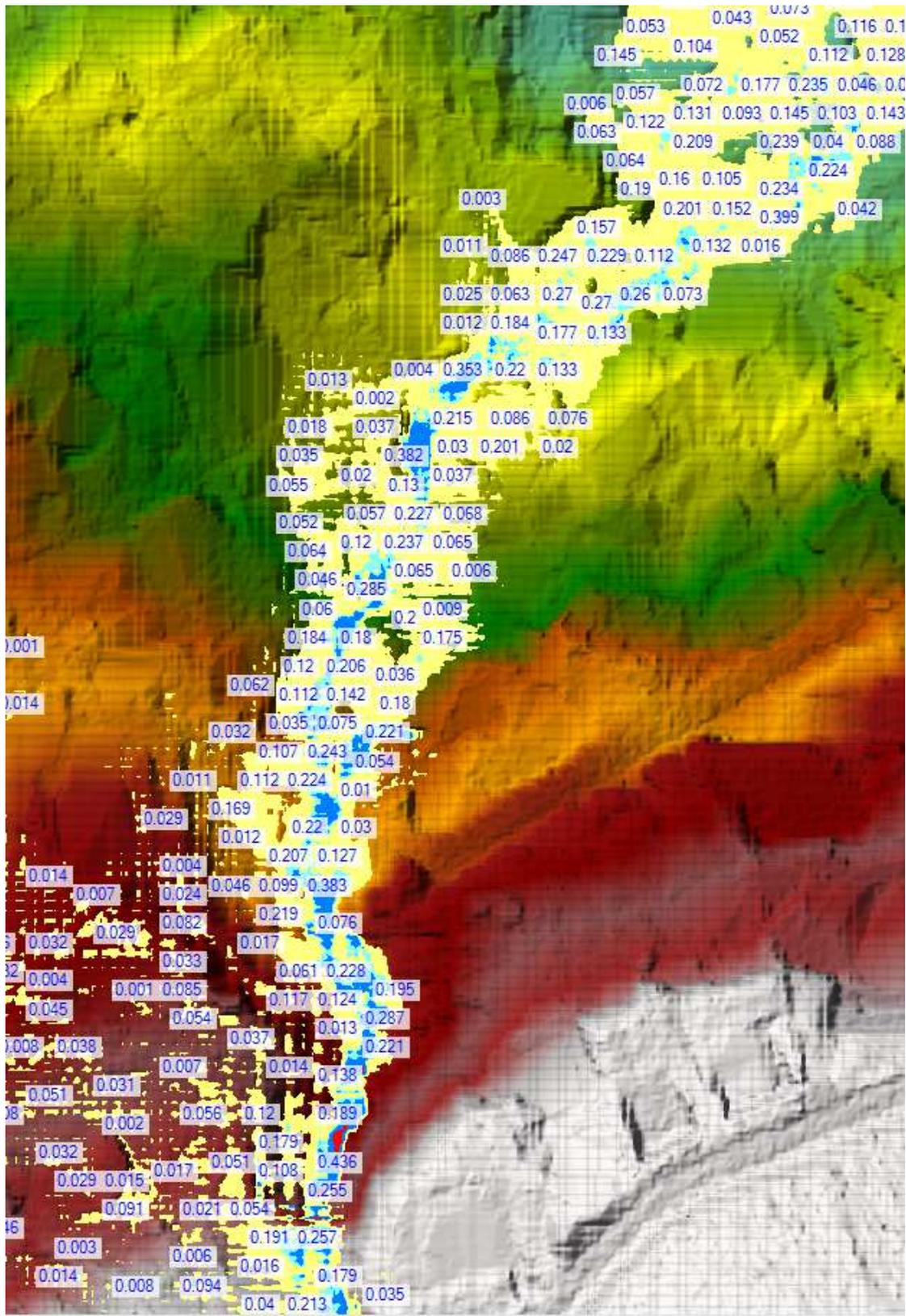


Figura 23 Valore dei tiranti idrici sull'area interessata dal ruscellamento per un evento duecentenario.



Ciò che emerge dall'analisi che si ha nella modellazione su base DTM è una via preferenziale del deflusso con sporadiche condizioni con tiranti idrici superiori ai 25 cm per un evento con tempo di ritorno di duecento anni e ancora più radi nell'eventuale evento centenario. La presenza di tiranti maggiori può essere determinata anche dalla condizione di depurazione dell'edificato che in alcuni casi genera delle depressioni artificiali del terreno. Tuttavia, rimarcando che la norma avrebbe anche escluso la necessità di effettuare un'analisi sull'abitato stante le dimensioni del bacino drenante, si ritiene dover cautelativamente indicare un'impronta di pericolosità con tempo di ritorno di duecento anni sul contesto conterminare l'area di ruscelamento superficiale determinato dall'evento duecentenario.

La cartografia allegata mostra l'impronta valutata.

#### 4.8. Compluvi minori extraurbani

Ad est dell'abitato, è individuato un sistema di linee di deflusso che scorrono in direzione sud-nord e si immettono in sponda sinistra al Rio Coxinas. Sono bacini di ridotte dimensioni che, in occasione di eventi meteorici intensi, possono comunque generare condizioni di pericolosità idraulica anche per effetto dalla inadeguatezza delle linee di attraversamento stradali.

Una specifica nota spetta al fiume 61224, anche per i tempi di ritorno minori, per il quale l'analisi ha fatto emergere una possibile area di esondazione di larghezza contenuta entro i venti metri lungo la strada che percorre la linea di deflusso principale.

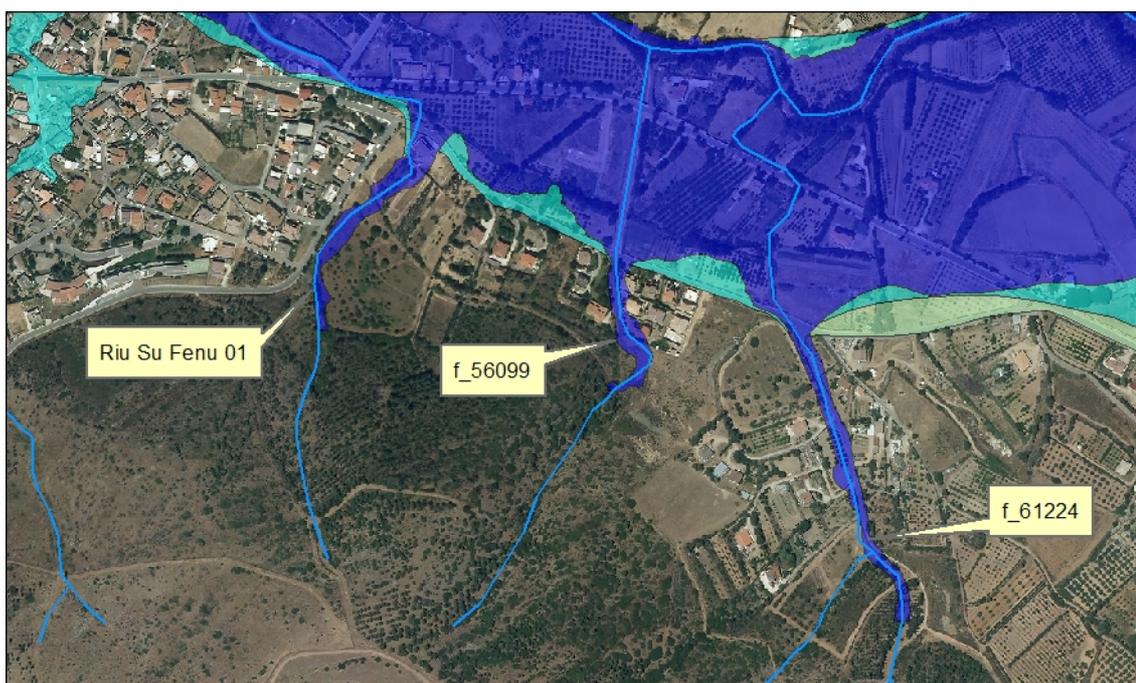


Figura 24 Sistema dei compluvi extraurbani

#### 4.9. Rii del settore orientale: Rio Spaneddu/Siccesu, Fiume 51977

I rii in oggetto hanno origine sul limite comunale di Serdiana, in particolare interessano nella zona sommitale, precisamente l'area delle cave; in particolare, il Fiume 51977 va ad interessare l'area industriale, mentre il Rio Spaneddu interessa principalmente aree agricole, e solo nel tratto terminale, dove prende il nome di Rio Siccesu, va a lambire la SS 387 e alcune attività economiche.

Nel caso del Fiume 51977, nel tratto interno all'area industriale, i tratti canalizzati non sono in grado di veicolare le portate di calcolo. Le portate eccedenti si riversano sulla strada andando ad interessare parte dell'area industriale con livelli di pericolosità  $Hi_4$  e  $Hi_3$ . L'attraversamento con la SS 387 risulta anch'esso insufficiente, e conseguentemente le portate vanno ad interessare il piano di scorrimento della strada statale, e successivamente, in parte scorrono sulle campagne in direzione dell'abitato ed in parte coinvolgono la stessa viabilità. Nel tratto vallivo tende ad allargare in maniera importante il fronte di esondazione, interessando gran parte del contesto antropizzato, con un fronte che si avvicina ai 100 m. Successivamente, il deflusso in parte va ad interessare la viabilità verso l'abitato, sino alla caserma dei



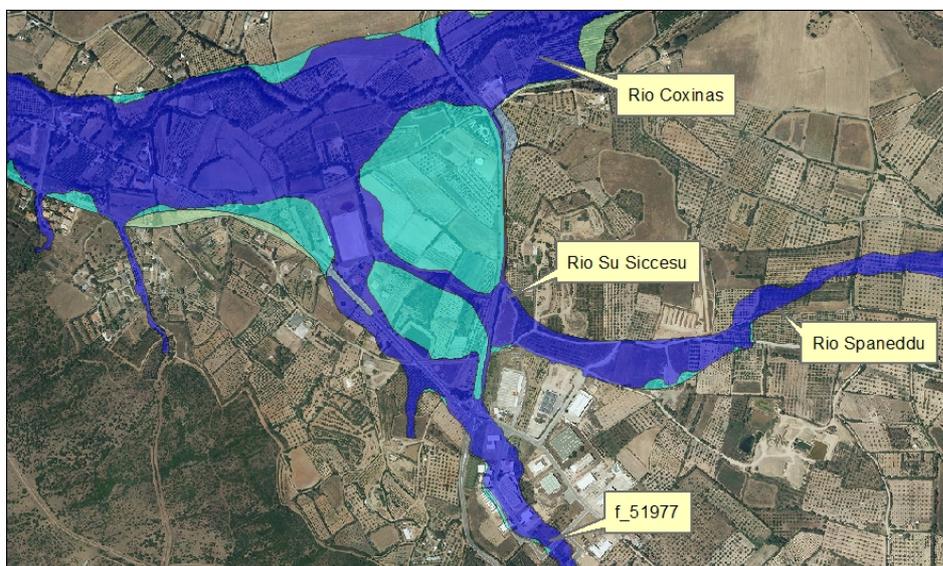
carabinieri, poi segue un canalizzazione esistente, ma di dimensioni inadeguate per le portate di calcolo, sino a raggiungere il fiume Rio Coxinas.

Vi è da evidenziare, che l'attraversamento della SS 387 induce anche uno scorrimento dei deflussi lungo la sede stradale sino a riconnettersi con il vicino deflusso del rio Siccesu.

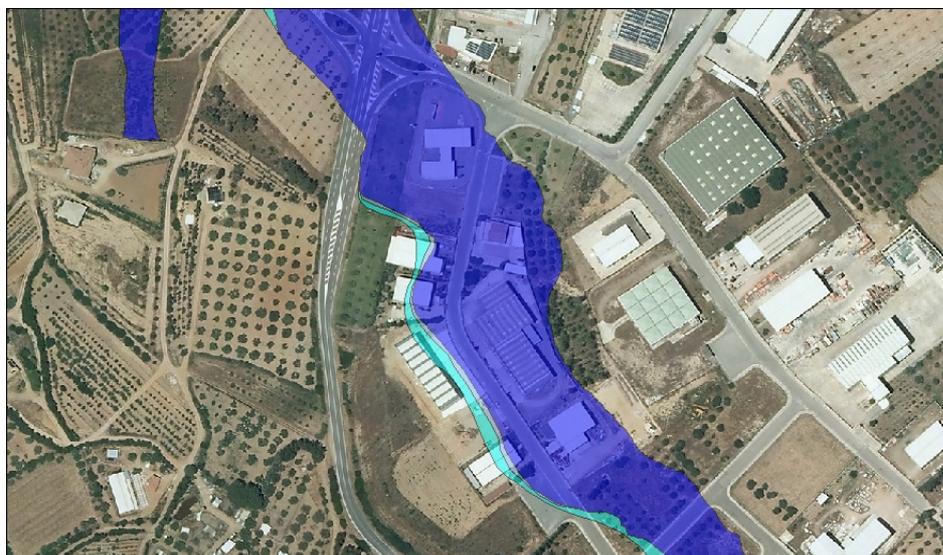
Per quanto concerne il Rio Siccesu, e al suo affluente montano, il Rio Spaneddu, si è rilevata una profonda interazione tra la viabilità rurale e l'idrografia; in sostanza, il deflusso dei corsi d'acqua avviene in parte lungo le vie di comunicazione interne, e in parte attraversando gli uliveti presenti.

Il deflusso libero viene parzialmente interrotto dalla SS 387, che presenta un'intersezione inadeguata.

In occasione delle portate di piena, il deflusso in una piccola parte procede lungo la via di scorrimento naturale e quindi al Coxinas, scorrendo parallelamente alla sede stradale; in maggior parte prosegue in direzione del campo da calcio interessando prevalentemente zone agricole.



**Figura 25 Sistema dei compluvi orientali**



**Figura 26 Dettaglio dell'area industriale**



#### **4.10. Il Rio Coxinas**

È il corso d'acqua più importante del territorio comunale, e nel suo sviluppo si possono individuare tre porzioni principali: la prima è la porzione montana, in cui le sezioni sono decisamente incise e costrette all'interno delle valli, e conseguentemente non si ravvedono problemi specifici e aree di esondazioni rilevanti.

Un secondo tratto è caratterizzato da vaste aree di esondazione, anche superiori ai 200 m, ma che interessano quasi essenzialmente aree agricole con eventuali abitazioni di supporto all'agricoltura. L'intersezione con la SS 387 è il primo punto critico del tracciato, in quanto il forte rigurgito induce vaste aree allagabili a monte del ponte con coinvolgimento delle attività economiche. Il ponte manifesta inadeguatezza per le portate di calcolo. Procedendo verso valle, il contributo degli affluenti in sinistra idraulica, citati precedentemente, unitamente ad una riduzione della pendenza, determina un incremento delle aree di esondazione.

L'asta attiva in prossimità dell'abitato presenta una sezione regolarizzata, e i contributi dei piccoli deflussi in sinistra idraulica non alterano in maniera sostanziale le portate, ma il deflusso continua a non essere contenuto all'interno della sezione idraulica, presentando fasce di esondazione inferiori ai tratti montani. In prossimità dell'insufficiente del ponte sulla strada comunale Corti Manna, la fascia di esondazione si mantiene sui 40-50 m.

In sinistra idraulica si affianca il compluvio che nella cartografia regionale è indicato come Riu su Fenu; le due aste corrono parallele, e le aree di esondazione dei due per le portate dei cento anni tendono ad unirsi.

Un punto nevralgico si ha all'intersezione dei due rii di cui sopra; in prossimità del depuratore l'area allagabile diventa massima, e la viabilità decisamente insufficiente, e lo stesso depuratore è completamente sommerso e così pure le campagne circostanti, con una piena centenaria che determina un fronte totale di quasi 400 m. Immediatamente a monte della confluenza i due corsi d'acqua intersecano la sede ferroviaria: in questo caso l'attraversamento del Coxinas risulta sufficiente, non altrettanto lo è l'attraversamento del compluvio minore.

Proseguendo verso valle l'intera piana è interessata dall'allagamento per tempi di ritorno di cinquanta anni, il fronte è sempre di circa 350m ma questa volta interessa anche la portata cinquantenaria. Sono coinvolti sia attività agricole sia contesti abitativi rurali.

In corrispondenza dell'affiancamento con la Strada comunale Bau su Mattoni, il fiume è sistemato con un rivestimento in cemento, e con una arginatura in sinistra idraulica che ne impedisce l'esondazione. Anche gli attraversamenti sono adeguati e non si determinano condizioni di pericolosità.



#### **4.11. Affluenti in destra del Rio Coxinas**

Il sistema delle linee di deflusso è costituito dal Rio Launaxeddus, Rio Mitza sa Rocca, Rio Spinarba, Rio Su Fenu e dalla Gora Parisoni: il reticolo si presenta inadeguato, in termini di sezioni idraulica, ad accogliere le portate di deflusso.

Il sistema dei deflussi avviene interessando aree generalmente agricole, e le aree esondate hanno una larghezza che nella parte valliva raggiunge i 70-80m.

Per quanto concerne le interazioni con la rete infrastrutturali, si può rilevare quanto segue:

1. la viabilità rurale, per la limitata efficienza del sistema dei deflussi, entra in crisi anche per eventi meteoriche di non particolare rilevanza, ma questo aspetto può risultare marginale visto il modesto traffico che la interessa.

Diversa considerazione va fatta in merito alla SP11 e alla rete ferroviaria esistente.

La prima è attraversata dai rii Spinarba, Su Fenu e Mitza Sa Rocca: in tutte le occasioni le opere di attraversamento si sono manifestate inadeguate al transito delle portate di calcolo. Inoltre, la possibilità che il trasporto solido o il materiale flottante, insieme alle precarie condizioni di manutenzione, determinano uno scenario in cui le aree di esondazione vanno ad interessare sia la viabilità e sia le aree circostanti.

Il rio Mitza sa Rocca è interessata anche dalla viabilità locale che conduce all'impianto di potabilizzazione, dalla linea ferroviaria e dalla strada comunale Piscanalis. Nel caso della SP11, pur avendo individuato una condizione di inadeguatezza del sistema di smaltimento anche per gli eventi minori, si ritiene che le ridotte dimensioni del bacino drenante determinano condizioni di esondazione particolarmente ridotte, e con tiranti idrici esigui. Nel caso della linea ferroviaria, invece, le simulazioni hanno evidenziato una ridotta dimensione della luce di efflusso, sicuramente inadeguata al transito delle portate, determinando condizioni di rigurgito a monte.

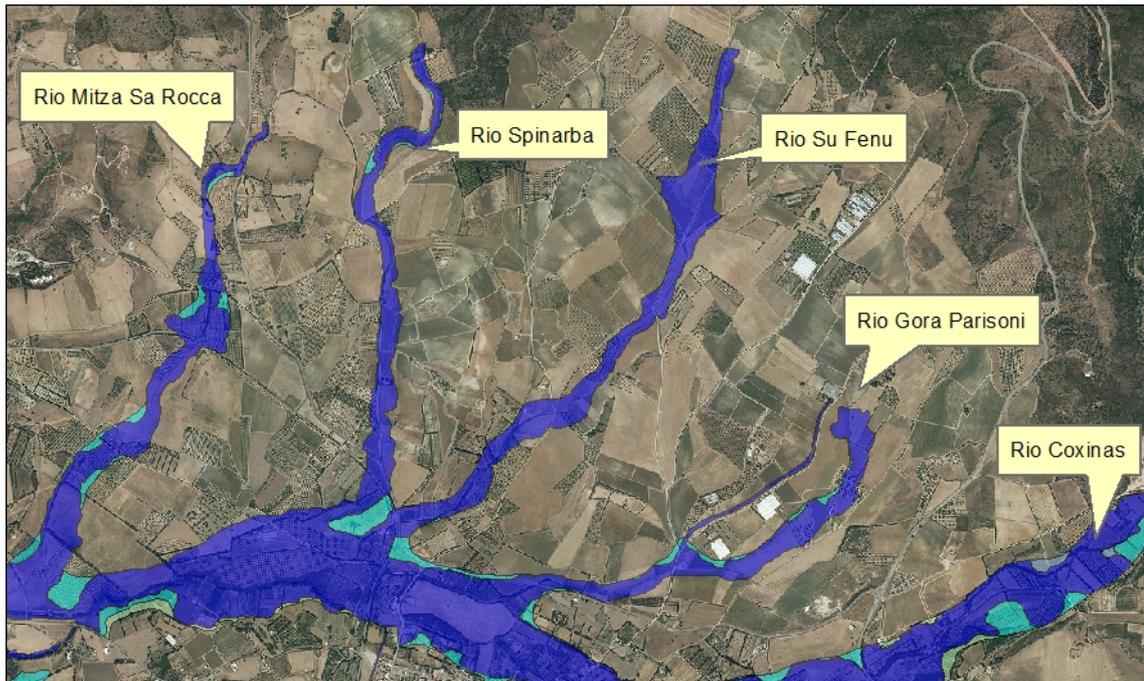


Figura 27 Affluenti in destra idraulica

## 5. Considerazioni sul reticolo idrografico di riferimento

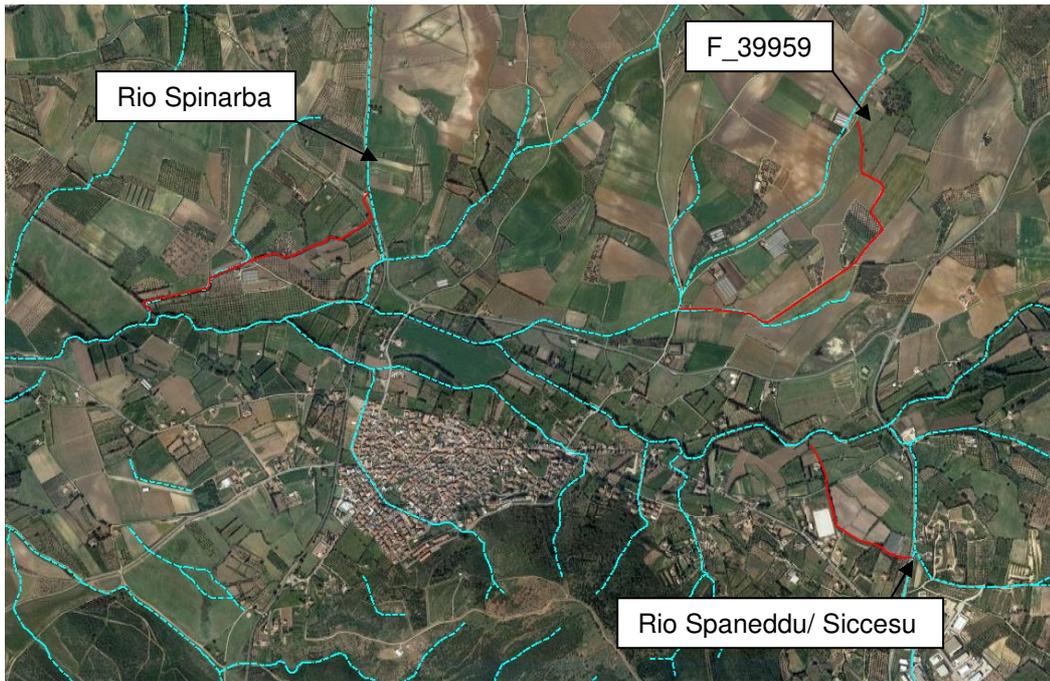
L'analisi del territorio ha fatto emergere una condizione che si presta ad una considerazione di carattere generale; l'utilizzo agricolo dell'area ha storicamente indotto una serie di interventi che ad oggi verrebbero definiti di bonifica agraria, il cui principio era quello di governare le portate di deflusso ordinarie al fine di evitare che le stesse potessero *solcare* i comparti agricoli con nocumento per le culture stesse.

Il reiterarsi di tali attività, unitamente al realizzarsi di una rete viaria sempre più consolidata ha da una parte generato un sistema di scoline sempre più marcate e incise sul territorio, sfruttando per'altro le scoline stradali generate a protezione della viabilità rurale.

Questa condizione evidenzia quindi che i deflussi di piena in alcuni casi abbandonano le linee di deflusso ordinarie (ovvero quelle artificiali per il trasporto delle portate ordinarie) andando ad invadere contesti territoriali che l'orografia individua come aree di ristagno e di accumulo idrico in condizioni di piena, in queste condizioni alcuni elementi idrici del reticolo idrografico veicolano esclusivamente le acque di deflusso ordinario.

Quanto sopra si è potuto riscontrare nella fase di modellazione idraulica; di seguito si consegnano alcuni stralci cartografici delle aree nelle quali si è potuto verificare quanto sopra descritto.

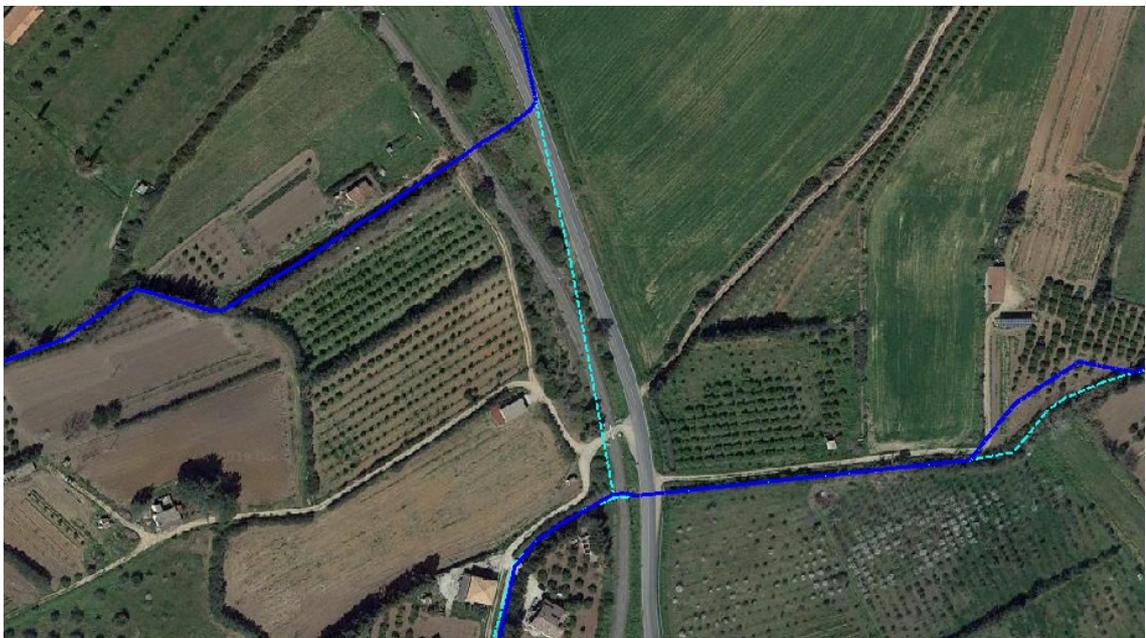
Le immagini consegnano in azzurro gli elementi del reticolo idrografico, in rosso le linee ideali delle portate di piena.

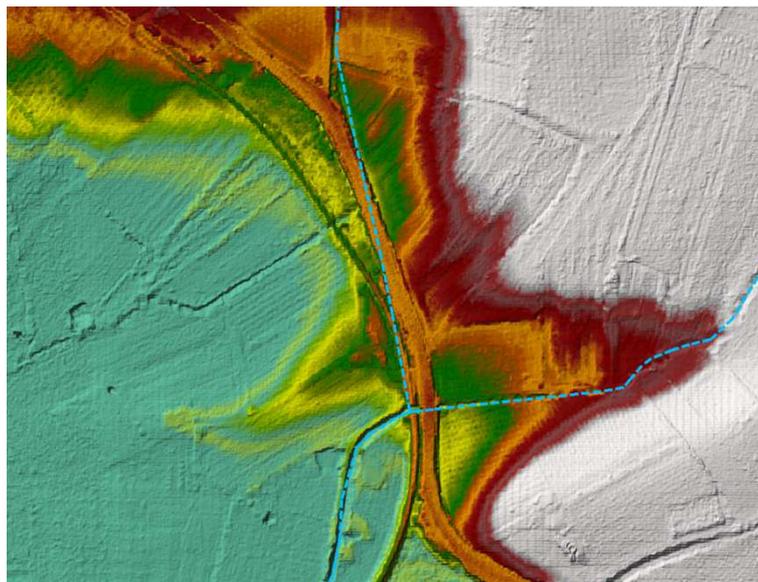


**Figura 28- Casi di Studio**

Nello specifico, le successive immagini evidenziano un collegamento tra il rio Spinarba e il rio Su Fenu prima dell'immissione sul Coxinas (tratteggio celeste nelle successive due figure)

A seguito della modellazione idraulica si è riscontrato che una porzione consistente del deflusso di piena attraversa sia la viabilità (SP 11) e sia la linea ferroviaria piegando in sponda destra per immettersi direttamente sul rio Coxinas.



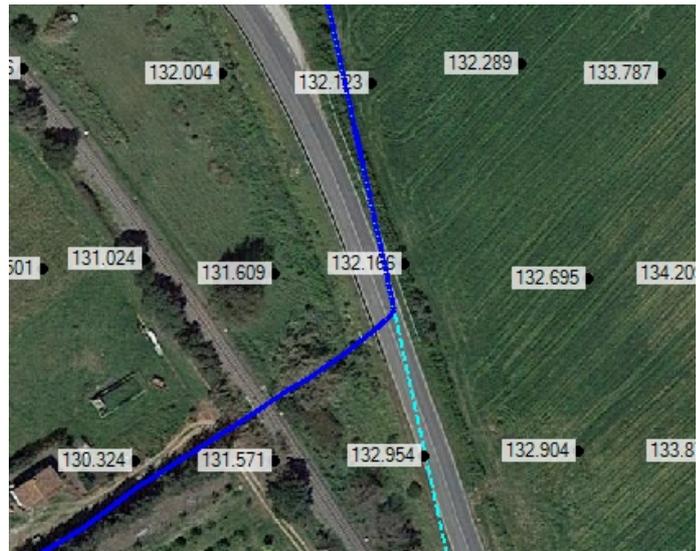


**Figura 29 - Andamento del reticolo idrografico in celeste e in azzurro la linea ideale di deflusso di piena.**



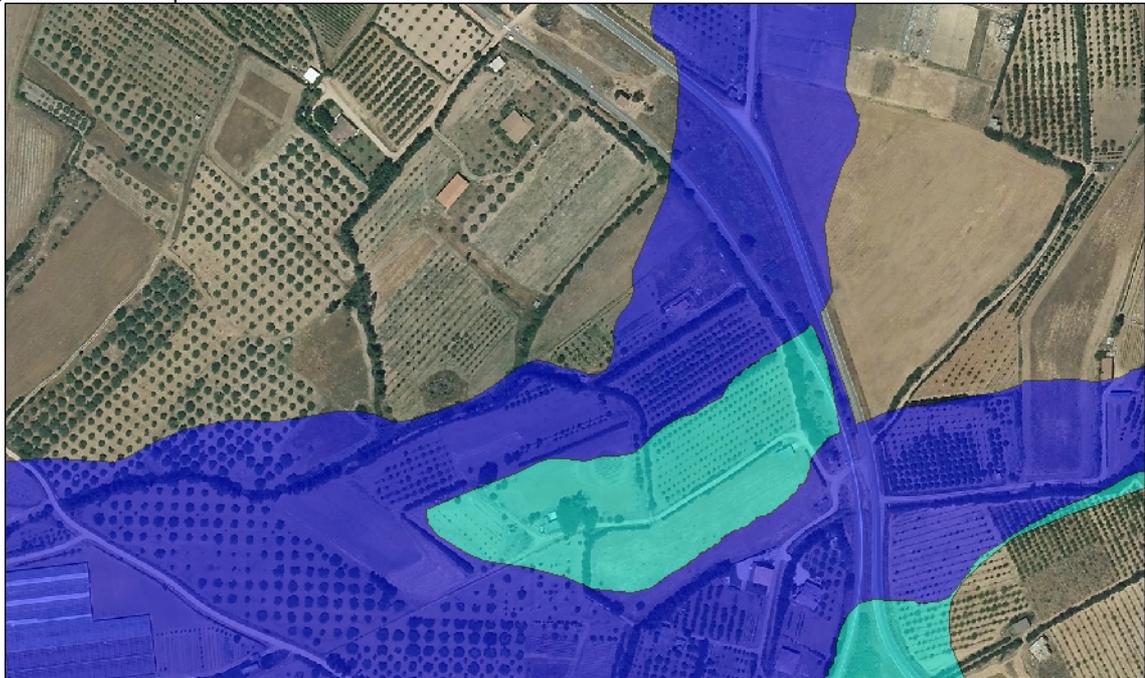
**Figura 30 - Opera di Attraversamento del Rio Spinarba lungo la SP11**

La successiva immagine consegna un piano quotato dell'area ottenuto da interpolazione del DTM passo 1m.



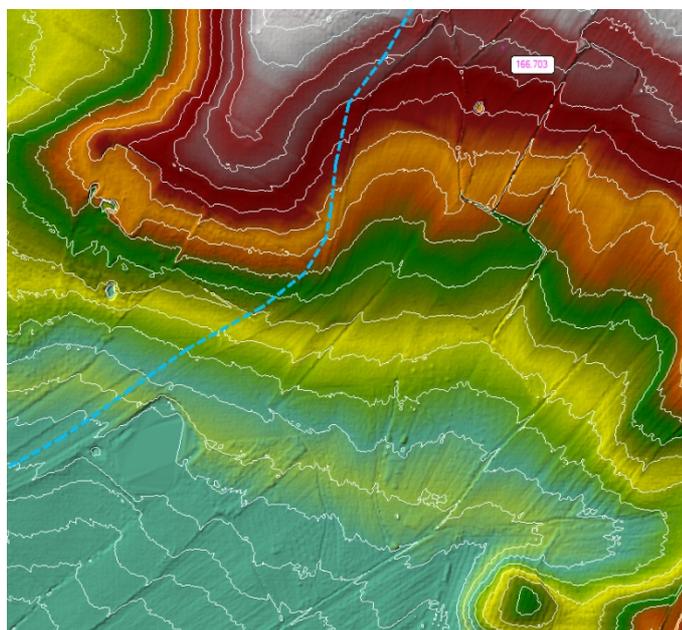
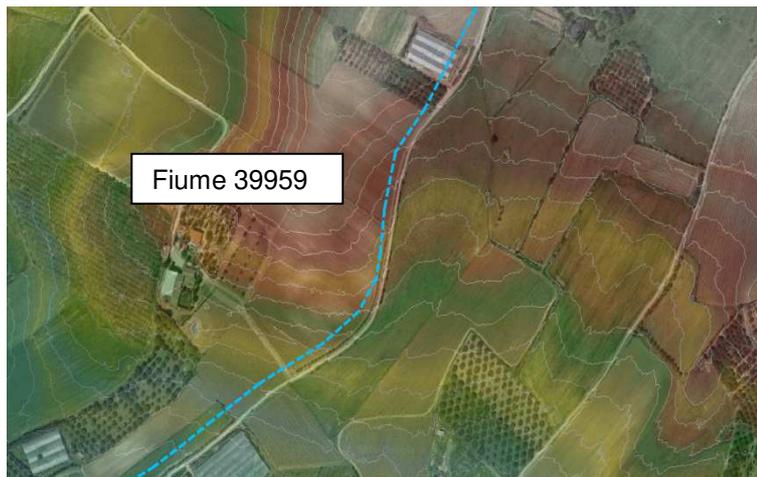
**Figura 31 - Stralcio piano quotato**

Di seguito le aree di pericolosità idraulica



**Figura 32 - Confronto tra Reticolo Ufficiale del Rio Spinarba e il deflusso ottenuto da modellazione idraulica**

Il secondo caso di studio presenta una situazione analoga e riguarda il rio censito come fiume\_39959, situato a Est rispetto al Rio Spinarba, come mostrato nelle successive figure, all'altezza delle serre il dtm e le curve di livello evidenziano una situazione di compluvio che si scosta da la viabilità, l'elemento idrico segue la canale stradale ma la piena non contenuta nella canale tende a riconquistare le aree che l'orografia evidenzia come aree di accumulo; la pericolosità idraulica si scinda in due direttrici, la linea di deflusso ordinaria lungo la canale stradale e l'area di piena che inserita lungo il compluvio tende a esondare allargandosi verso sud.



**Figura 33- Reticolo Ufficiale del F. 39959**

La successiva immagine consegna un dettaglio della linea del reticolo idrografico e successivamente un piano quotato estrapolato dal dtm 1m ove si evidenzia come l'elemento idrico si trovi ad una quota sensibilmente superiore alle linee ove si sviluppa la piena

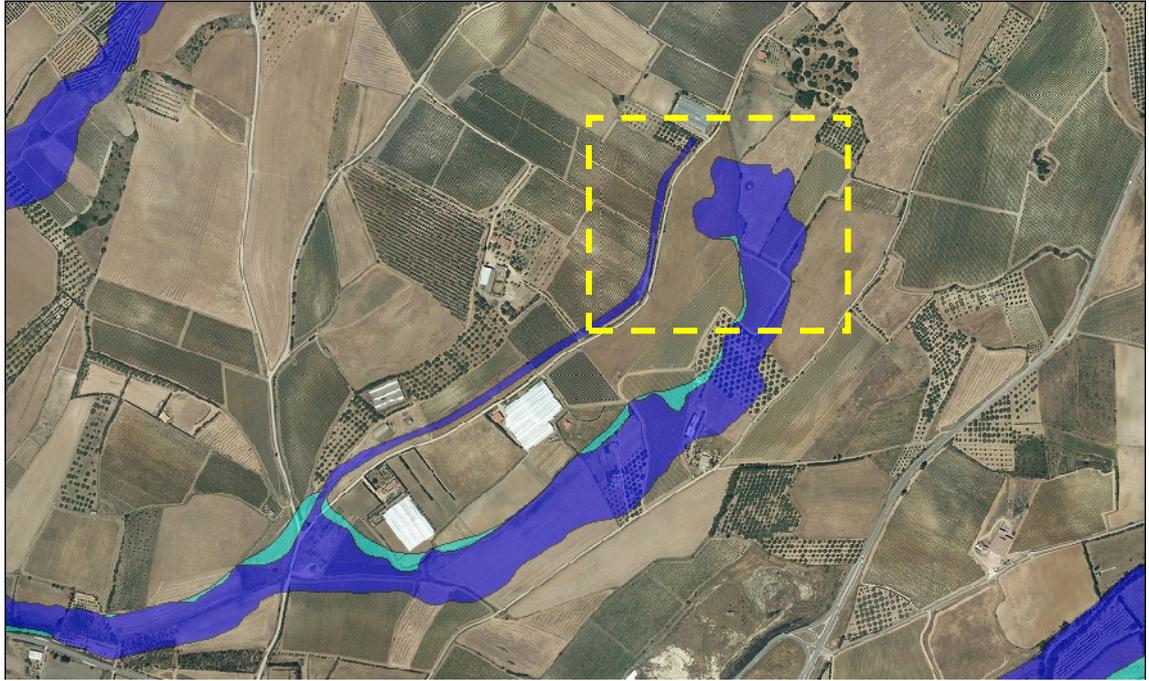
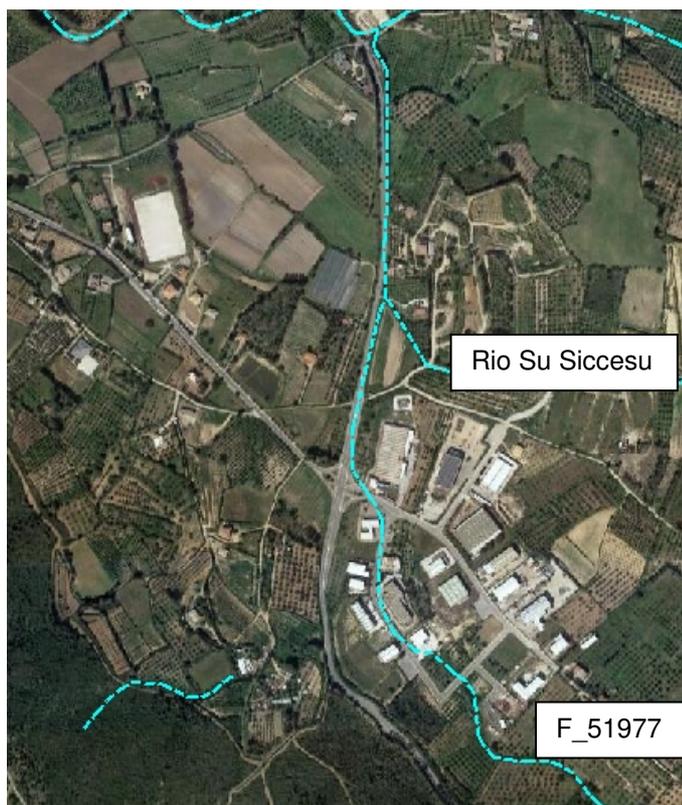


Figura 34 -Confronto tra Reticolo Ufficiale del f\_39959 e deflusso ottenuto da modellazione idraulica



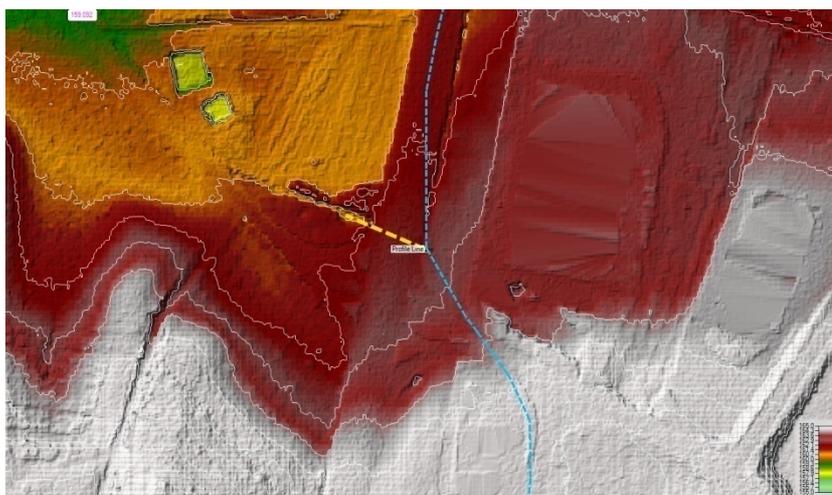
Figura 35 - Stralcio piano quotato (quadro giallo)

L'ultimo caso riguarda il Rio Su Sicesu e il fiume 51977, in particolare il reticolo ufficiale consegna il seguente andamento planimetrico nel quale il fiume 51977 dopo aver superato l'area industriale si immette sul Rio Su Sicesu/ Rio Spaneddu in direzione del Rio Coxinas.



**Figura 36- Reticolo Ufficiale - Rio Su Siccusu e f\_51977**

I sopralluoghi, la modellazione idraulica e l'esame dell'orografia evidenziano invece la possibilità che la portata di piena attraversi o per la presenza di un tombino o semplicemente per il sormonto della strada la SS 387 e successivamente dopo aver sormontato quest' ultima, prosegue in direzione Nord – Ovest per ricongiungersi al Rio Coxinas nei pressi del Campo da Calcio.





**Figura 37 dettaglio su base DTM e su base ortofotografica dell'area di sormonto sulla strada statale**

Si evidenzia una situazione di criticità relativa al F\_51977, il quale dopo aver sormontato la SS 387, corre lungo la Via Vittorio Emanuele per poi rimettersi in una canalizzazione esistente, ma di dimensioni inadeguate per le portate di calcolo, sino a raggiungere il fiume Rio Coxinas.

Vi è da evidenziare, che l'attraversamento della SS 387 induce anche uno scorrimento dei deflussi lungo la sede stradale sino a riconnettersi con il vicino deflusso del rio Sicesu e in ugual modo quest' ultimo si riconnette al Rio Coxinas seguendo le opere di drenaggio a protezione del corpo stradale.

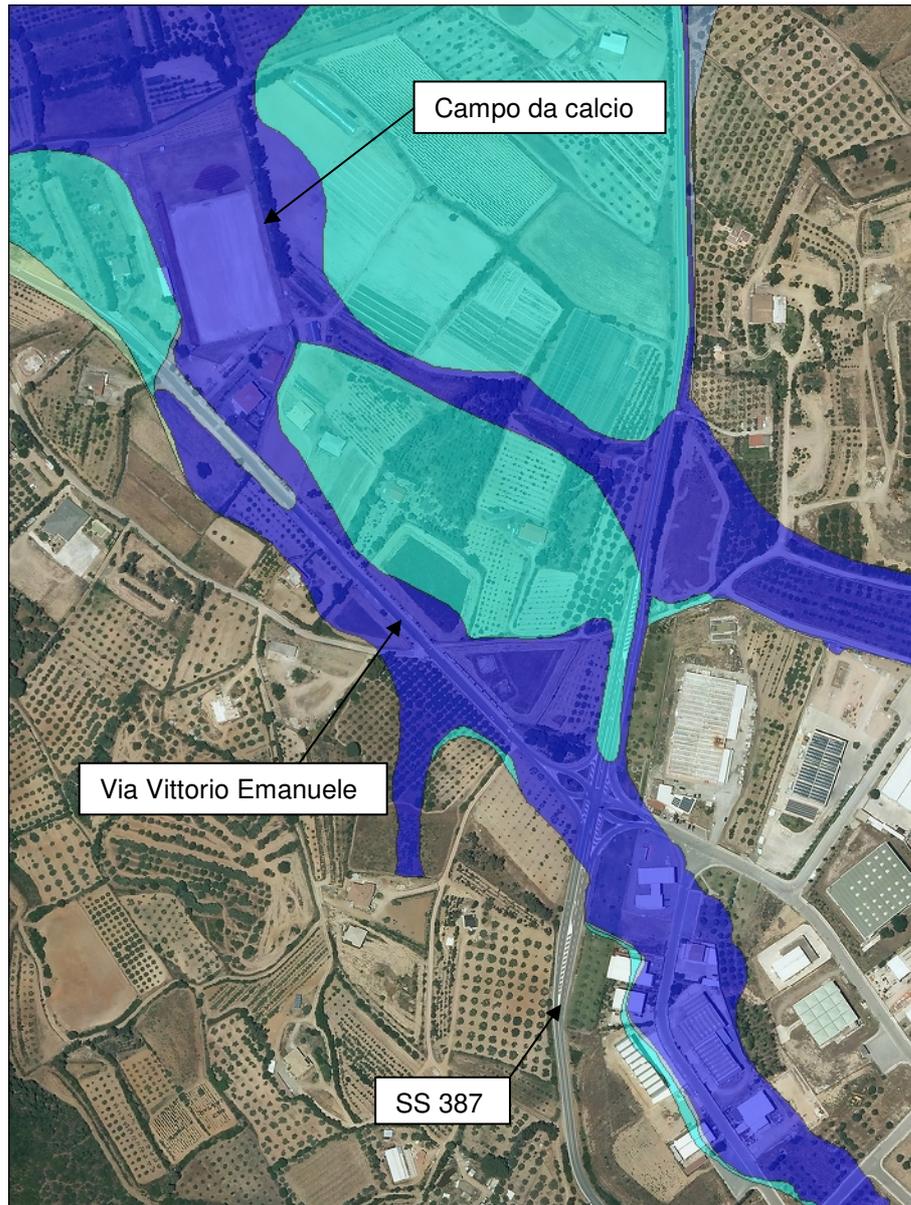


Figura 38- Confronto tra Reticolo Ufficiale del f\_51977 e Rio Su Siccusu e deflusso ottenuto da modellazione idraulica

## 6. Verifica degli attraversamenti

In ottemperanza a quanto richiesto dalla *Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna, nonché delle altre opere interferenti*, si è proceduto ad analizzare il contesto del Comune di Donori definendo le criticità da studiare nel dettaglio.

Tale direttiva è redatta in attuazione dell'art. 22 delle NTA del PAI, che recita:

*Indirizzi per le verifiche su infrastrutture, opere, impianti, costruzioni ed attività soggetti a danno potenziale nelle aree di maggiore pericolosità idraulica. Interventi di delocalizzazione di persone, beni ed attività vulnerabili*

1. *la Regione Sardegna stabilisce disposizioni, linee guida e criteri per sottoporre a verifiche di sicurezza, anche al di fuori delle aree di pericolosità idrogeologica perimetrate dal P.A.I., categorie*



*espressamente individuate di infrastrutture a rete o puntuali, impianti produttivi, siti di attività estrattive, insediamenti, opere di difesa e di sistemazione idraulica e idrogeologica, opere pubbliche ed edifici civili con presenza rilevante anche discontinua di persone, forme diverse di occupazione dei suoli. La Regione stabilisce anche i casi in cui alle verifiche devono seguire progetti di messa in sicurezza ed adeguamento.*

*2. Le verifiche e le eventuali progettazioni di cui al precedente comma sono svolte a cura e a carico dei soggetti gestori o proprietari. I dati derivanti dalle verifiche e gli eventuali progetti successivi sono trasmessi all'autorità regionale competente.*

La procedura seguita nel presente studio è costituita dai seguenti passaggi:

1. Definizione degli attraversamenti presenti nel territorio comunale, ottenuti intersecando lo strato informativo del reticolo idrografico con quello della viabilità, sia principale che secondaria, entrambi forniti dalla RAS, e verifica puntuale;
2. Individuazione all'interno di essi di quelli di competenza comunale, anche con l'ausilio dell'ufficio tecnico che ha fornito le informazioni inerenti la viabilità comunale, ai sensi del comma 2 dell'art. 22 delle NTA di cui sopra;
3. Valutazione della superficie e della portata di piena dei bacini più piccoli: secondo quanto riportato nella Direttiva, *la verifica non è richiesta [...] e nel caso in cui per l'opera di attraversamento si verificano entrambe le seguenti condizioni:*
  - Bacino idrografico sotteso inferiore a  $0,5 \text{ km}^2$
  - Portata idrica inferiore a  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , da calcolare con tempo di corrivazione fornito dalla formula di Viparelli ( $V=1 \text{ m/s}$ ), con utilizzo del metodo TCEV/SCS con CN(III) non inferiore a 95.
4. Valutazione del tempo di ritorno critico, della portata di piena, dei livelli idrici e del franco idraulico. Tutti i dati dovranno essere inseriti nella scheda per la caratterizzazione degli attraversamenti esistenti allegata alla Direttiva.

L'elaborato All01a in allegato consegna le risultanze di tale analisi.



## 7.Verifiche di sicurezza dei canali tombati

In ottemperanza a quanto richiesto dalla *Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza dei canali tombati esistenti*, approvata con Deliberazione della Giunta Regionale n.43/2 del 01.09.2015, si è proceduto ad analizzare il contesto del Comune di Donori definendo le criticità da studiare nel dettaglio.

Tale direttiva è redatta in attuazione dell'art. 22 delle NTA del PAI, che recita:

*Indirizzi per le verifiche su infrastrutture, opere, impianti, costruzioni ed attività soggetti a danno potenziale nelle aree di maggiore pericolosità idraulica. Interventi di delocalizzazione di persone, beni ed attività vulnerabili*

*1. la Regione Sardegna stabilisce disposizioni, linee guida e criteri per sottoporre a verifiche di sicurezza, anche al di fuori delle aree di pericolosità idrogeologica perimetrata dal P.A.I., categorie espressamente individuate di infrastrutture a rete o puntuali, impianti produttivi, siti di attività estrattive, insediamenti, opere di difesa e di sistemazione idraulica e idrogeologica, opere pubbliche ed edifici civili con presenza rilevante anche discontinua di persone, forme diverse di occupazione dei suoli. La Regione stabilisce anche i casi in cui alle verifiche devono seguire progetti di messa in sicurezza ed adeguamento.*

*2. Le verifiche e le eventuali progettazioni di cui al precedente comma sono svolte a cura e a carico dei soggetti gestori o proprietari. I dati derivanti dalle verifiche e gli eventuali progetti successivi sono trasmessi all'autorità regionale competente.*

La procedura seguita nel presente studio è costituita dai seguenti passaggi:

1. Definizione dei canali tombati presenti nel territorio comunale;
2. Individuazione all'interno di essi di quelli di competenza comunale, anche con l'ausilio dell'ufficio tecnico, ai sensi del comma 2 dell'art. 22 delle NTA di cui sopra;
3. Verifica di sicurezza dei canali tombati, identificando il tempo di ritorno critico della singola opera, inteso come quello minimo a partire dal quale la portata conseguente transita con franco pari al 50% di quello definito dalle norme vigenti;
4. Stima della portata di progetto;
5. Stima del franco minimo con portata di progetto di 200 anni. Nel caso di franco minimo non rispettato, la modellazione idraulica avverrà nei seguenti modi:
  - a. Per sezioni molto ampie ispezionabili, modellando lo scorrimento al di fuori del canale della quota della portata non convogliabile con i franchi prescritti per i vari tempi di ritorno;
  - b. Per gli altri casi, considerando l'ipotesi di canale completamente ostruito, modellando lo scorrimento al di fuori del canale dell'intera portata per i vari tempi di ritorno.

I canali tombati individuati all'interno del territorio comunale sono tre, di cui uno interno all'abitato, ed hanno dimensioni e forme variabili. In particolare si tratta di:

### Fiume 281301 – Rio Su Zurrù

- Uno scatolare sul F.281301 con sezione rettangolare che varia da monte a valle, e che si sviluppa lungo la Via Leonardo da Vinci con opera di imbocco all'estremo sud dell'edificato urbano e di sbocco a monte del depuratore;



**Figura 39 Veduta su Google Earth del canale in esame**

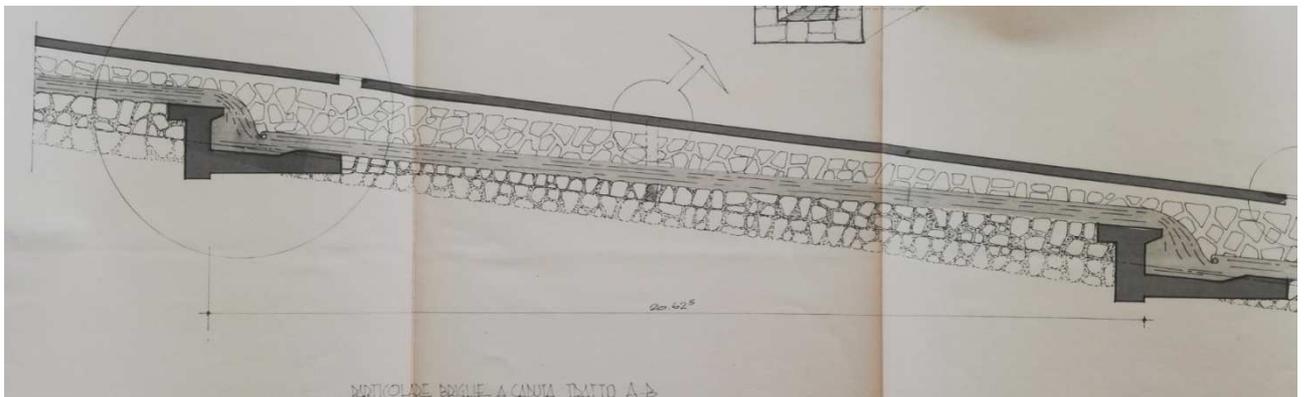
Dal punto di vista idraulico si è ricostruita la sezione e la successione dei salti al fine di valutare il valore della portata compatibile con il rispetto del franco idraulico

L'esame del canale tombato ha tratto indicazioni dall'analisi in situ e dall'analisi degli elaborati progettuali, in questi ultimi si rileva che lo sviluppo del canale è stato ripartito in 5 tratti così come richiamato in figura



**Figura 40 Individuazione tratti**

Il primo tratto (Tratto A-B) è caratterizzato dalla presenza di otto salti di circa 80 cm con una pendenza che da un valore del 14% si riduce a meno del 9%, la sezione è trapezia con pareti sub verticali, le dimensioni della larghezza sono 1.25 alla base e 1.45 in sommità; l'altezza è variabile circa 0.9 m a monte del salto per poi diventare 1.7 subito a valle del salto le pareti in blocchi di pietra allettati con malta cementizia denotano alcune asperità che portano a valutare il valore della scabrezza a .022 secondo manning.



**Figura 41 schema tipologico dei salti (tratto dal progetto)**



Dal punto di vista idraulico si è ricostruita la sezione e la successione dei salti al fine di valutare il valore della portata compatibile con il rispetto del franco idraulico

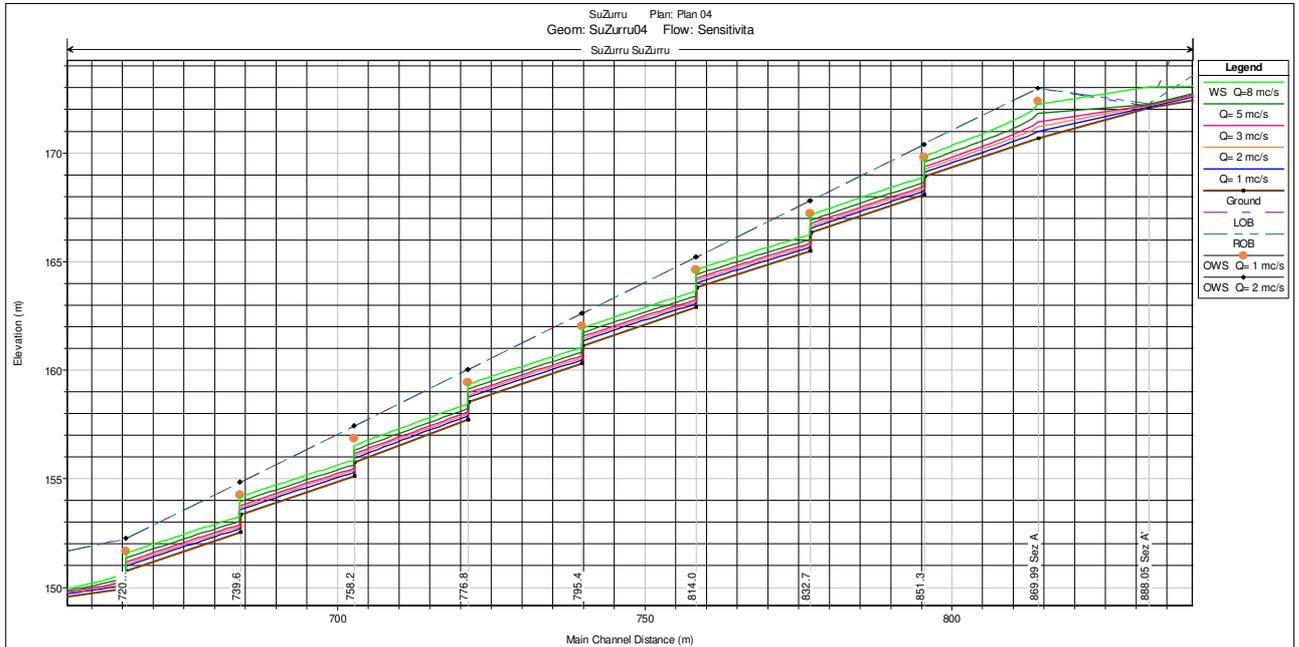


Figura 42 profilo di corrente tratto AB

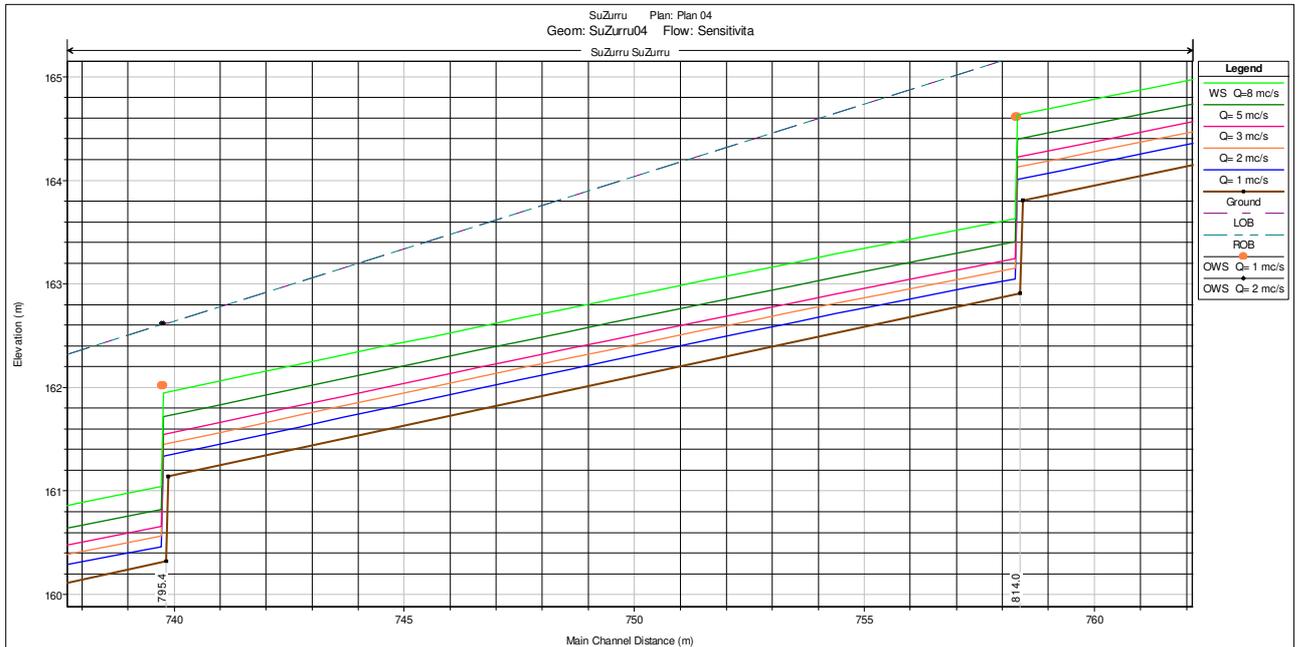


Figura 43 Particolare del salto lubgo il tratto AB

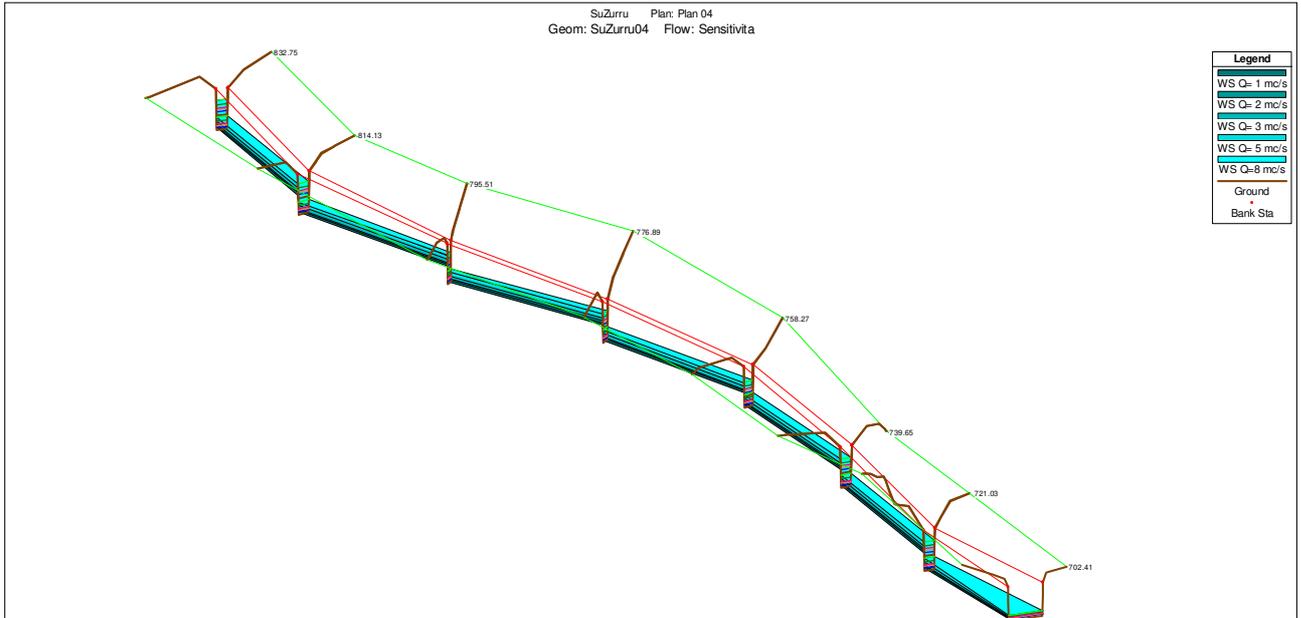


Figura 44 Modello 3D

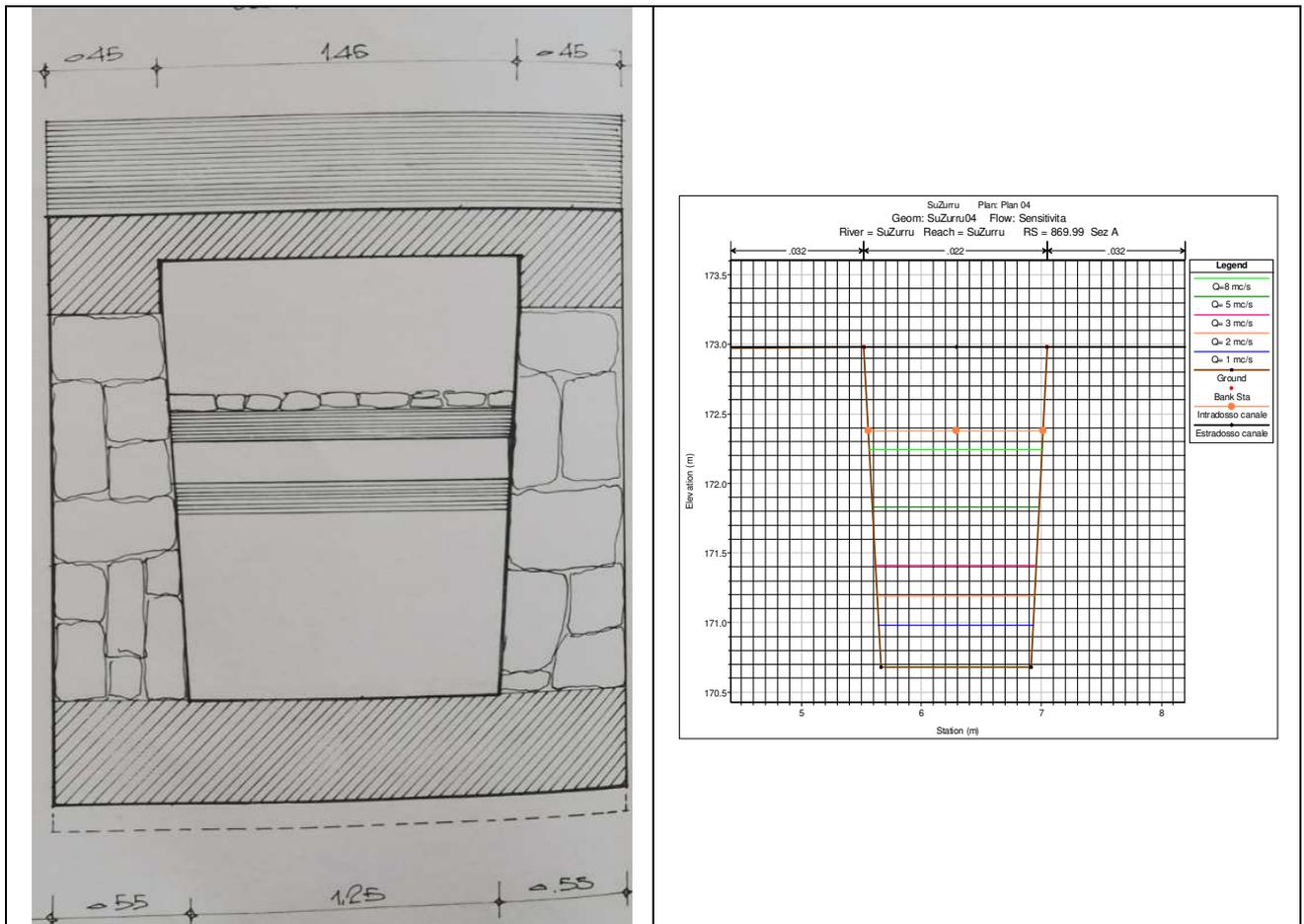
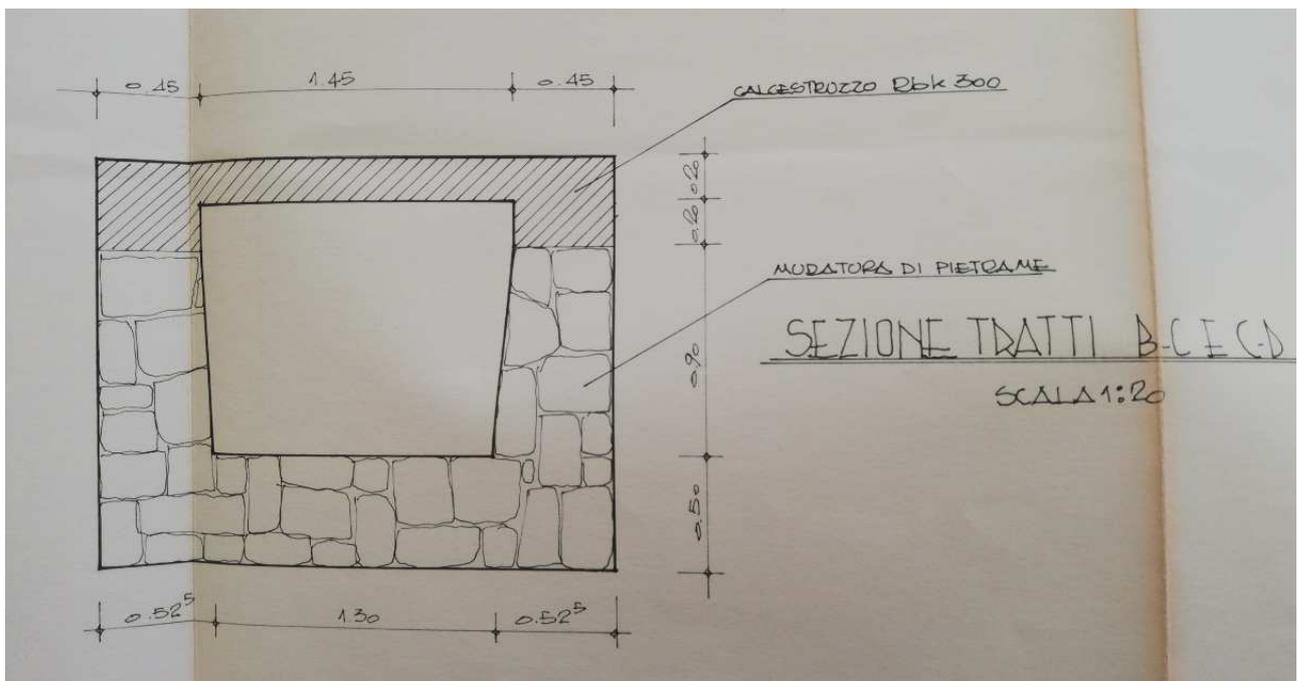
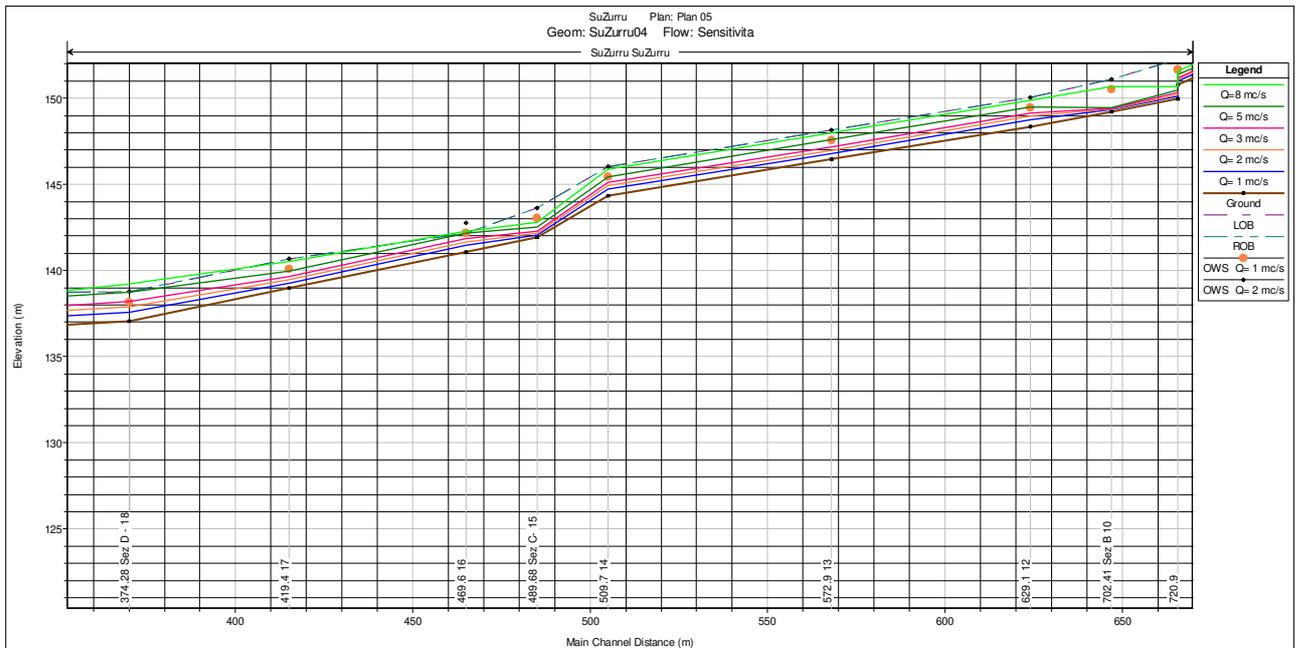


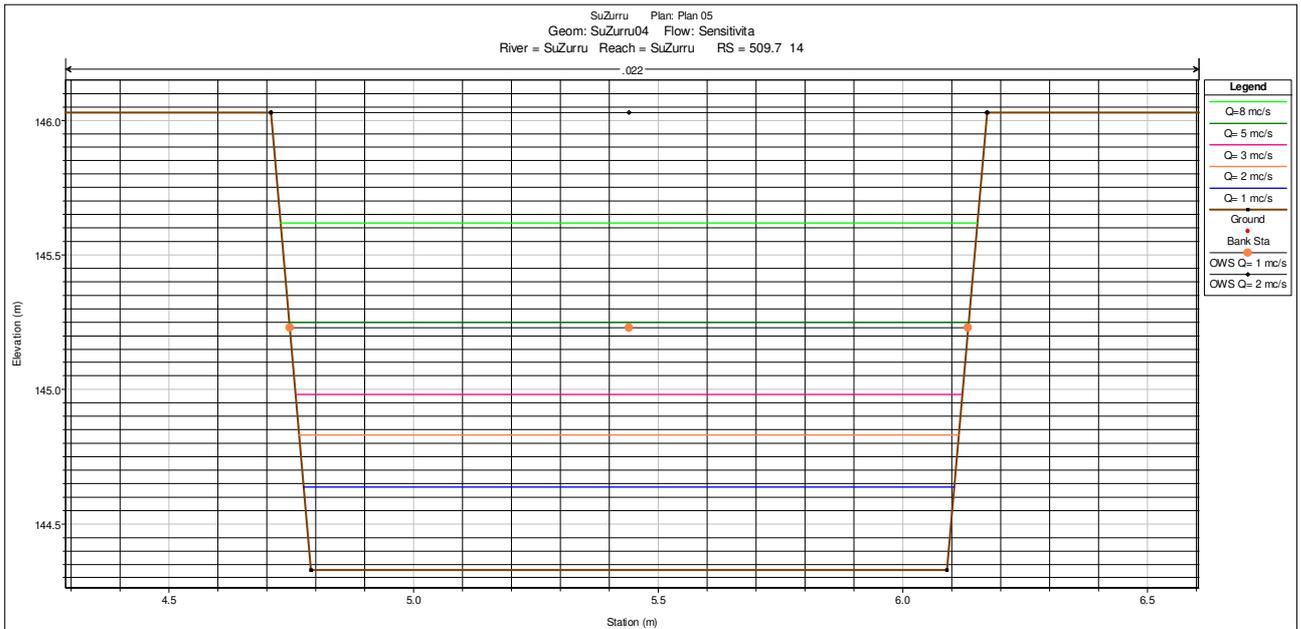
Figura 45 Sezione tipologica lungo il tratto AB



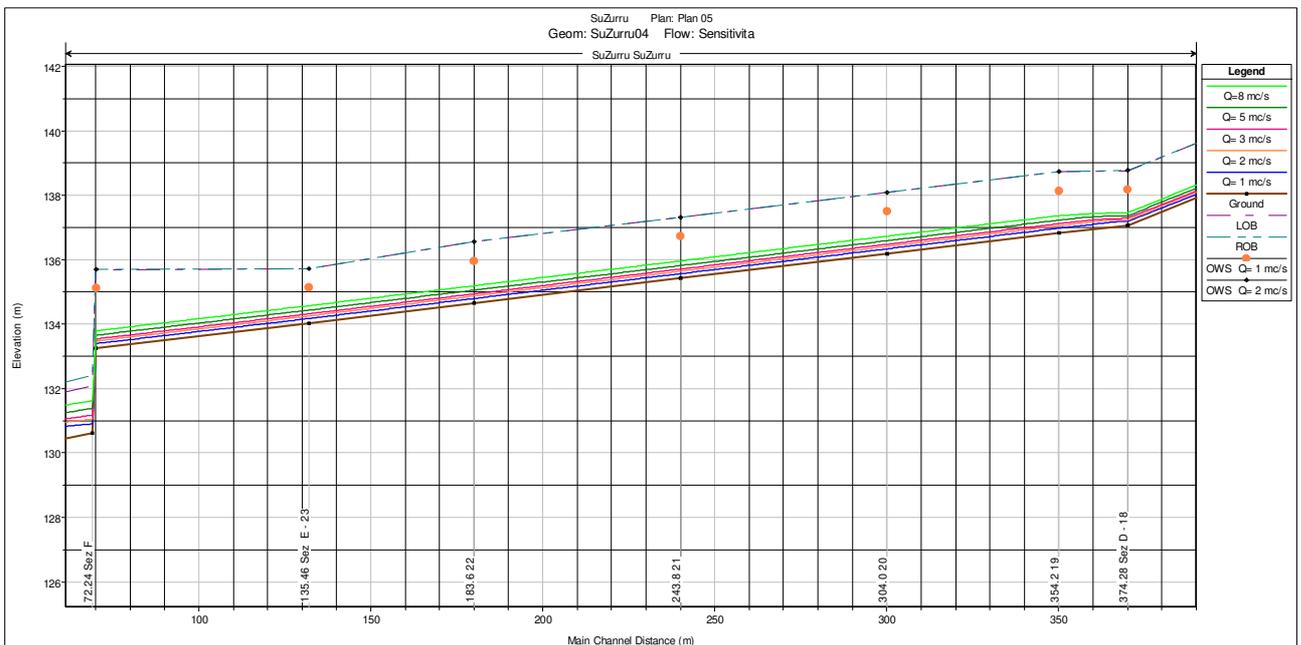
Isuccessiva tratti BC eCD presentano un pendenza decisamente inferiore, dell'ordine del 3.5 – 4% ad eccezioni di un piccolo tratot di raccordo della lunghezza di circa 20m in cui si individua un incremento localizzato della pendenza; il tratto complessivo (BC+CD) è di circa 300 m.

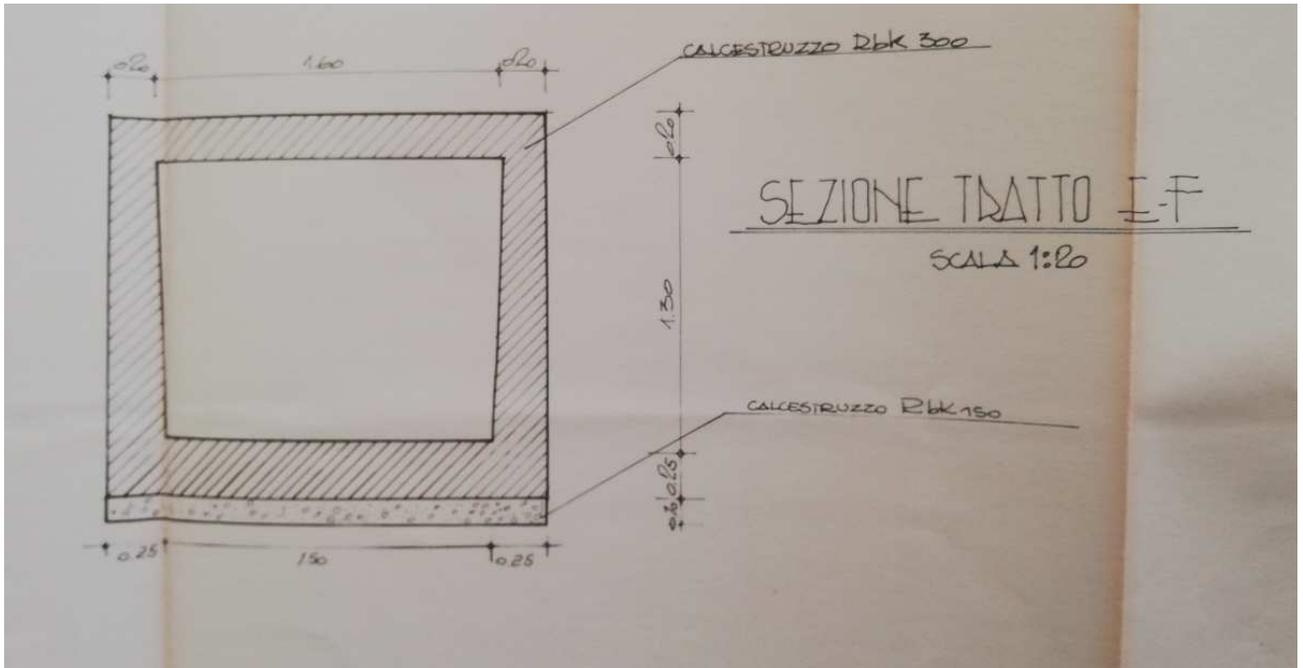
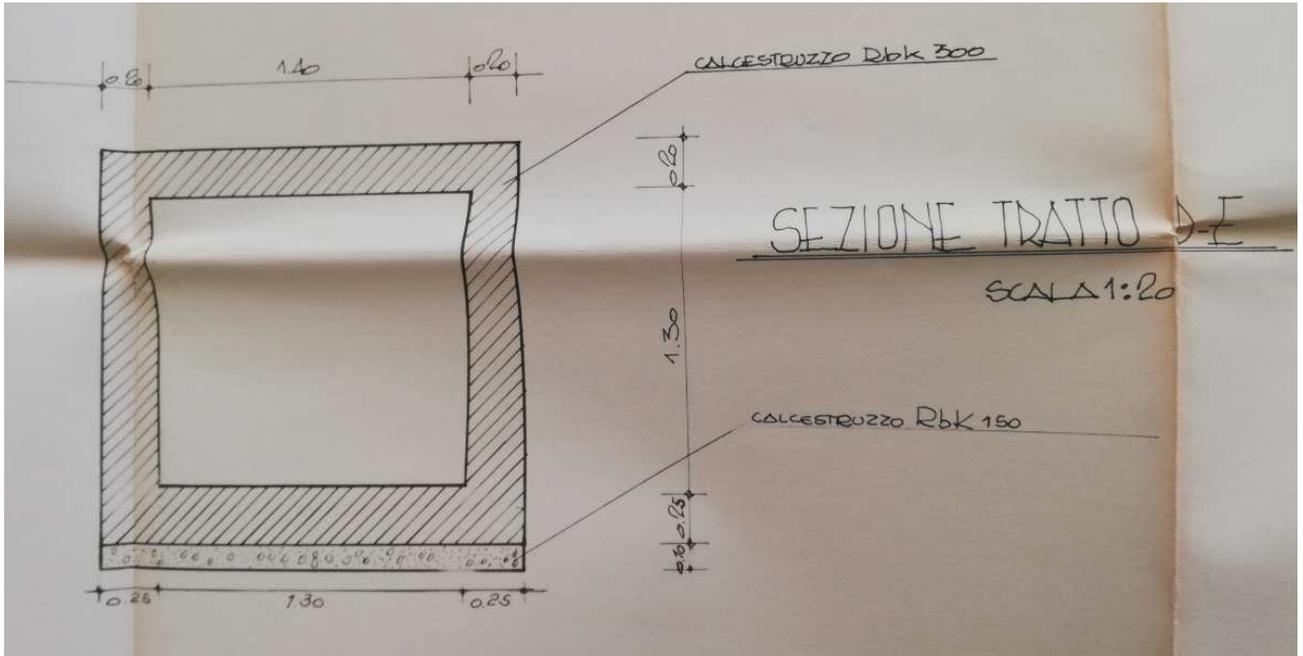
La sezione con pareti in cls è di tipo trapezia con pareti sub verticali con larghezza alla base di 1.30m e in sommità di 1.45 m di seguito si consegna il profilo di corrente per le portate comprese tra 1 e 8m/s.

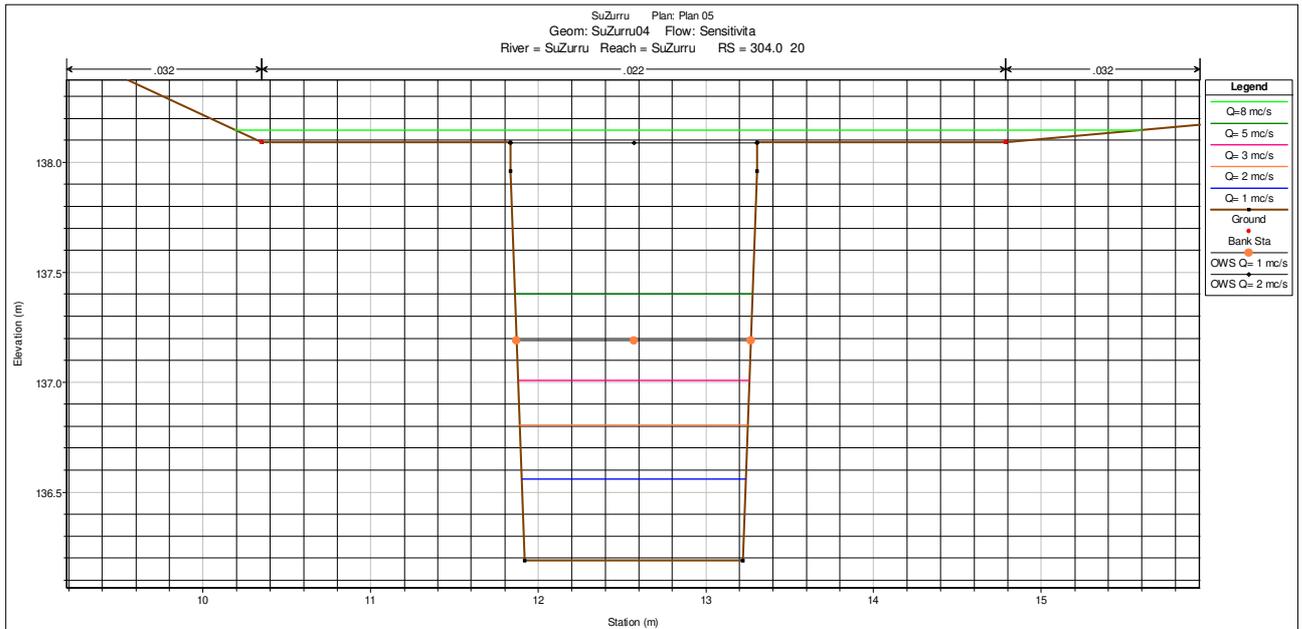




Nei successivi tratti a valle , indicati nel progetto come tratti D-E ed Ef, la pendenza tende a ridursi ulteriormente attestandosi su valori dell'ordine dell'1.5%, la sezione del tombinosi allarga leggermente portandosi inizialmente su valori di 1.30 m s, successivamente a su valori di 1.50 m alla base e 1.6 m in sommità. I turanti idrici stendono ancora ad aumentare riducendo il franco idraulico.







La successiva immagine consegna le elaborazioni idrauliche per portate variabili di 1, 2, 3, 5, 8 m<sup>3</sup>/s al fine di valutare il franco idraulico, al fine di valutare la portata che può essere veicolata all'interno del condotto, di deve considerare la portata veicolabile con il franco di norma; si può rilevare che anche per le prtate minime di 1.0 m/s si determinano franche dell'ordine dei 60cm, quindi inferiori al franco di legge. Tale condizione già autonomamente indica che al fine della valutazione della pericolosità idraulica sull'abitato non si può considerare la portate veicolabile all'interno del tombino

River Sta	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude Chl	Intradosso canale (m)	franco idr.
869.99 Sez A	1	170.68	170.98	2.61	0.38	1.29	1.53	172.38	1.4
869.99 Sez A	2	170.68	171.19	3.05	0.66	1.31	1.38	172.38	1.19
869.99 Sez A	3	170.68	171.41	3.18	0.94	1.34	1.21	172.38	0.97
869.99 Sez A	5	170.68	171.83	3.29	1.52	1.39	1.01	172.38	0.55
869.99 Sez A	8	170.68	172.24	3.8	2.1	1.44	1.01	172.38	0.14
851.37	1	168.91	169.08	4.77	0.21	1.27	3.74	169.79	0.71
851.37	2	168.91	169.2	5.45	0.37	1.28	3.26	169.79	0.59
851.37	3	168.91	169.31	5.89	0.51	1.3	3	169.79	0.48
851.37	5	168.91	169.51	6.43	0.78	1.32	2.68	169.79	0.28
851.37	8	168.91	169.77	6.94	1.24	2.65	2.43	169.79	0.02
851.3	1	168.09	168.22	6.14	0.16	1.27	5.47	169.79	1.57
851.3	2	168.09	168.33	6.72	0.3	1.28	4.45	169.79	1.46
851.3	3	168.09	168.42	7.09	0.42	1.29	3.96	169.79	1.37
851.3	5	168.09	168.6	7.58	0.66	1.31	3.42	169.79	1.19



851.3	8	168.09	168.87	7.95	1.01	1.34	2.93	169.79	0.92
832.75	1	166.32	166.54	3.65	0.27	1.27	2.51	167.2	0.66
832.75	2	166.32	166.65	4.84	0.41	1.28	2.72	167.2	0.55
832.75	3	166.32	166.74	5.61	0.53	1.29	2.78	167.2	0.46
832.75	5	166.32	166.91	6.57	0.76	1.31	2.76	167.2	0.29
832.75	8	166.32	167.16	7.38	1.08	1.33	2.62	167.2	0.04
832.7	1	165.5	165.65	5.39	0.19	1.27	4.5	167.2	1.55
832.7	2	165.5	165.75	6.26	0.32	1.28	4.01	167.2	1.45
832.7	3	165.5	165.84	6.88	0.44	1.29	3.78	167.2	1.36
832.7	5	165.5	166.01	7.7	0.65	1.31	3.49	167.2	1.19
832.7	8	165.5	166.23	8.42	0.95	1.34	3.19	167.2	0.97
814.13	1	163.81	164.03	3.62	0.28	1.28	2.48	164.61	0.58
814.13	2	163.81	164.14	4.77	0.42	1.29	2.67	164.61	0.47
814.13	3	163.81	164.24	5.52	0.54	1.3	2.73	164.61	0.37
814.13	5	163.81	164.41	6.51	0.77	1.33	2.73	164.61	0.2
814.13	8	163.81	164.64	7.41	1.08	1.36	2.65	164.61	-0.03
814	1	162.91	163.05	5.51	0.18	1.27	4.65	164.61	1.56
814	2	162.91	163.16	6.33	0.32	1.28	4.07	164.61	1.45
814	3	162.91	163.25	6.92	0.43	1.29	3.81	164.61	1.36
814	5	162.91	163.41	7.74	0.65	1.31	3.52	164.61	1.2
814	8	162.91	163.64	8.52	0.94	1.34	3.25	164.61	0.97
795.51	1	161.14	161.36	3.67	0.27	1.28	2.53	162.02	0.66
795.51	2	161.14	161.47	4.84	0.41	1.29	2.73	162.02	0.55
795.51	3	161.14	161.56	5.6	0.54	1.3	2.79	162.02	0.46
795.51	5	161.14	161.73	6.6	0.76	1.33	2.79	162.02	0.29
795.51	8	161.14	161.96	7.53	1.06	1.35	2.71	162.02	0.06
795.4	1	160.32	160.47	5.4	0.19	1.27	4.51	162.02	1.55
795.4	2	160.32	160.57	6.27	0.32	1.28	4.01	162.02	1.45
795.4	3	160.32	160.66	6.87	0.44	1.29	3.78	162.02	1.36
795.4	5	160.32	160.83	7.72	0.65	1.31	3.5	162.02	1.19
795.4	8	160.32	161.04	8.53	0.94	1.34	3.25	162.02	0.98
776.89	1	158.55	158.77	3.67	0.27	1.28	2.54	159.43	0.66
776.89	2	158.55	158.87	4.84	0.41	1.29	2.74	159.43	0.56
776.89	3	158.55	158.97	5.6	0.54	1.3	2.79	159.43	0.46
776.89	5	158.55	159.14	6.6	0.76	1.33	2.79	159.43	0.29
776.89	8	158.55	159.37	7.53	1.06	1.35	2.72	159.43	0.06
776.8	1	157.73	157.88	5.4	0.19	1.27	4.52	159.43	1.55



776.8	2	157.73	157.98	6.27	0.32	1.28	4.01	159.43	1.45
776.8	3	157.73	158.07	6.87	0.44	1.29	3.77	159.43	1.36
776.8	5	157.73	158.24	7.71	0.65	1.31	3.5	159.43	1.19
776.8	8	157.73	158.45	8.54	0.94	1.34	3.25	159.43	0.98
758.27	1	155.76	155.97	3.82	0.26	1.28	2.69	156.84	0.87
758.27	2	155.76	156.07	5.03	0.4	1.29	2.89	156.84	0.77
758.27	3	155.76	156.16	5.8	0.52	1.31	2.95	156.84	0.68
758.27	5	155.76	156.33	6.82	0.73	1.33	2.93	156.84	0.51
758.27	8	155.76	156.55	7.77	1.03	1.36	2.85	156.84	0.29
758.2	1	155.14	155.29	5.14	0.19	1.27	4.19	156.84	1.55
758.2	2	155.14	155.4	6.1	0.33	1.28	3.85	156.84	1.44
758.2	3	155.14	155.49	6.75	0.44	1.29	3.68	156.84	1.35
758.2	5	155.14	155.65	7.65	0.65	1.31	3.46	156.84	1.19
758.2	8	155.14	155.87	8.51	0.94	1.34	3.24	156.84	0.97
739.65	1	153.37	153.58	3.7	0.27	1.29	2.58	154.25	0.67
739.65	2	153.37	153.69	4.85	0.41	1.3	2.76	154.25	0.56
739.65	3	153.37	153.79	5.6	0.54	1.32	2.81	154.25	0.46
739.65	5	153.37	153.95	6.6	0.76	1.35	2.81	154.25	0.3
739.65	8	153.37	154.17	7.55	1.06	1.39	2.76	154.25	0.08
739.6	1	152.55	152.7	5.42	0.18	1.27	4.54	154.25	1.55
739.6	2	152.55	152.8	6.27	0.32	1.28	4.01	154.25	1.45
739.6	3	152.55	152.89	6.87	0.44	1.29	3.77	154.25	1.36
739.6	5	152.55	153.06	7.71	0.65	1.31	3.5	154.25	1.19
739.6	8	152.55	153.27	8.54	0.94	1.34	3.26	154.25	0.98
721.03	1	150.78	151	3.67	0.27	1.28	2.55	151.66	0.66
721.03	2	150.78	151.1	4.85	0.41	1.3	2.75	151.66	0.56
721.03	3	150.78	151.2	5.6	0.54	1.31	2.8	151.66	0.46
721.03	5	150.78	151.36	6.61	0.76	1.34	2.81	151.66	0.3
721.03	8	150.78	151.59	7.55	1.06	1.38	2.74	151.66	0.07
720.9	1	149.96	150.11	5.4	0.19	1.27	4.52	151.66	1.55
720.9	2	149.96	150.21	6.27	0.32	1.28	4.01	151.66	1.45
720.9	3	149.96	150.3	6.87	0.44	1.29	3.77	151.66	1.36
720.9	5	149.96	150.47	7.71	0.65	1.31	3.5	151.66	1.19
720.9	8	149.96	150.68	8.54	0.94	1.34	3.26	151.66	0.98
702.41 Sez B 10	1	149.22	149.33	2.15	0.47	4.31	2.09	150.52	1.19
702.41 Sez B 10	2	149.22	149.37	3.12	0.64	4.32	2.59	150.52	1.15
702.41 Sez B 10	3	149.22	149.4	3.87	0.78	4.32	2.92	150.52	1.12
702.41 Sez B 10	5	149.22	149.45	5.02	1	4.33	3.34	150.52	1.07



702.41 Sez B 10	8	149.22	150.67	1.26	6.34	4.45	0.34	150.52	-0.15
629.1 12	1	148.35	148.74	1.95	0.51	1.34	1.01	149.25	0.51
629.1 12	2	148.35	148.97	2.44	0.82	1.36	1.01	149.25	0.28
629.1 12	3	148.35	149.15	2.78	1.08	1.38	1.01	149.25	0.1
629.1 12	5	148.35	149.48	3.28	1.53	1.41	1.01	149.25	-0.23
629.1 12	8	148.35	149.88	3.79	2.11	1.45	1	149.25	-0.63
572.9 13	1	146.45	146.77	2.41	0.41	1.33	1.38	147.35	0.58
572.9 13	2	146.45	146.98	2.83	0.71	1.35	1.25	147.35	0.37
572.9 13	3	146.45	147.19	3.05	0.98	1.37	1.15	147.35	0.16
572.9 13	5	146.45	147.59	3.25	1.54	1.41	0.99	147.35	-0.24
572.9 13	8	146.45	147.98	3.8	2.11	1.45	1	147.35	-0.63
509.7 14	1	144.33	144.72	1.96	0.51	1.34	1.01	145.23	0.51
509.7 14	2	144.33	144.94	2.45	0.82	1.36	1.01	145.23	0.29
509.7 14	3	144.33	145.13	2.81	1.07	1.38	1.02	145.23	0.1
509.7 14	5	144.33	145.46	3.28	1.53	1.41	1.01	145.23	-0.23
509.7 14	8	144.33	145.86	3.79	2.11	1.45	1	145.23	-0.63
489.68 Sez C- 15	1	141.92	142.07	5.21	0.19	1.31	4.35	142.82	0.75
489.68 Sez C- 15	2	141.92	142.19	5.65	0.35	1.33	3.49	142.82	0.63
489.68 Sez C- 15	3	141.92	142.31	5.89	0.51	1.34	3.05	142.82	0.51
489.68 Sez C- 15	5	141.92	142.52	6.28	0.8	1.36	2.62	142.82	0.3
489.68 Sez C- 15	8	141.92	142.82	6.62	1.21	1.39	2.27	142.82	0
469.6 16	1	141.08	141.46	2.02	0.5	1.34	1.06	141.98	0.52
469.6 16	2	141.08	141.67	2.56	0.78	1.36	1.08	141.98	0.31
469.6 16	3	141.08	141.86	2.89	1.04	1.37	1.06	141.98	0.12
469.6 16	5	141.08	142.19	3.26	1.54	4.6	1.77	141.98	-0.21
469.6 16	8	141.08	142.31	3.81	2.19	6.48	1.79	141.98	-0.33
419.4 17	1	138.98	139.26	2.69	0.37	1.33	1.63	139.88	0.62
419.4 17	2	138.98	139.46	3.13	0.64	1.35	1.45	139.88	0.42
419.4 17	3	138.98	139.64	3.41	0.88	1.36	1.36	139.88	0.24
419.4 17	5	138.98	139.97	3.75	1.33	1.4	1.22	139.88	-0.09
419.4 17	8	138.98	140.51	3.79	2.11	1.45	1	139.88	-0.63
374.28 Sez D - 18	1	137.07	137.57	1.5	0.67	1.35	0.68	137.97	0.4
374.28 Sez D - 18	2	137.07	137.9	1.79	1.12	1.38	0.64	137.97	0.07
374.28 Sez D - 18	3	137.07	138.2	1.97	1.52	1.41	0.6	137.97	-0.23
374.28 Sez D - 18	5	137.07	138.73	2.18	2.29	1.46	0.56	137.97	-0.76
374.28 Sez D - 18	8	137.07	139.24	1.64	5.3	7.98	0.53	137.97	-1.27
354.2 19	1	136.83	137.34	1.49	0.67	1.35	0.67	138.13	0.79



354.2 19	2	136.83	137.65	1.82	1.1	1.38	0.65	138.13	0.48
354.2 19	3	136.83	137.94	2	1.5	1.41	0.62	138.13	0.19
354.2 19	5	136.83	138.47	2.21	2.26	1.46	0.57	138.13	-0.34
354.2 19	8	136.83	138.78	2.8	2.87	5.3	1.13	138.13	-0.65
304.0 20	1	136.19	136.66	1.61	0.62	1.34	0.76	137.49	0.83
304.0 20	2	136.19	136.99	1.86	1.08	1.38	0.67	137.49	0.5
304.0 20	3	136.19	137.29	2.01	1.49	1.41	0.62	137.49	0.2
304.0 20	5	136.19	137.83	2.21	2.26	1.46	0.57	137.49	-0.34
304.0 20	8	136.19	138.39	1.83	5.09	15.94	0.62	137.49	-0.9
243.8 21	1	135.42	135.96	1.4	0.71	1.35	0.62	136.72	0.76
243.8 21	2	135.42	136.28	1.74	1.15	1.38	0.61	136.72	0.44
243.8 21	3	135.42	136.56	1.94	1.54	1.41	0.59	136.72	0.16
243.8 21	5	135.42	137.07	2.19	2.28	1.46	0.56	136.72	-0.35
243.8 21	8	135.42	136.99	3.7	2.16	1.45	0.97	136.72	-0.27
183.6 22	1	134.65	135.08	1.77	0.56	1.34	0.87	135.95	0.87
183.6 22	2	134.65	135.37	2.08	0.96	1.37	0.79	135.95	0.58
183.6 22	3	134.65	135.64	2.24	1.34	1.4	0.73	135.95	0.31
183.6 22	5	134.65	136.11	2.51	1.99	1.44	0.68	135.95	-0.16
183.6 22	8	134.65	136.65	1.59	7.31	32.36	0.61	135.95	-0.7
135.46 Sez E - 23	1	134.03	134.53	1.31	0.76	1.54	0.6	135.13	0.6
135.46 Sez E - 23	2	134.03	134.84	1.6	1.25	1.57	0.57	135.13	0.29
135.46 Sez E - 23	3	134.03	135.12	1.79	1.68	1.59	0.55	135.13	0.01
135.46 Sez E - 23	5	134.03	135.59	1.99	2.72	5.41	0.52	135.13	-0.46
135.46 Sez E - 23	8	134.03	135.89	1.33	9	36.63	0.49	135.13	-0.76
73.2 25	1	133.25	133.6	1.86	0.54	1.53	1	135.11	1.51
73.2 25	2	133.25	133.81	2.34	0.85	1.54	1.01	135.11	1.3
73.2 25	3	133.25	133.98	2.67	1.12	1.56	1	135.11	1.13
73.2 25	5	133.25	134.28	3.15	1.59	1.58	1.01	135.11	0.83
73.2 25	8	133.25	134.66	3.65	2.19	1.61	1	135.11	0.45



#### Riu su Fenu (area abitato)

- A ovest dell'abitato un elemento idrico denominato Su Fenu risulta oggetto di interventi avvenuti in tempi successivi; non sono chiare le dimensioni del condotto nel suo tratto iniziale, laddove attraversa un'area pertinenziale di una zona residenziale; dalle informazioni acquisite risulterebbe un condotto di sezione circolare con un diametro inferiore ai 100cm per poi assumere una sezione rettangolare come interseca la viabilità d'ingresso all'abitato. Presumibilmente la sezione si innesta all'attraversamento esistente proseguendo con una sezione rettangolare con dimensioni della base di 2m e l'altezza di 1.2m.
- L'ingresso dei deflussi sarebbe quindi affidato ad alcune griglie poste in corrispondenza della viabilità e successivamente sul cielo del canale. Ai fini della riduzione della pericolosità idraulica non si ritiene debba essere valutato il suo effetto in quanto non ci sono informazioni sulla reale sezione d'ingresso.

Recenti indagini hanno coinvolto la porzione iniziale del tratto sin quasi in corrispondenza della piazza identificata con una freccia rossa in figura. L'indagine non si è potuta protrarre oltre per la presenza di materiali che ne parzializzano in maniera considerevole la sezione. In assenza di informazioni certe sulla eventuali capacità del canale di far veicolare una adeguata portata, si è valutato il canale stesso influente in ordine alla sua funzionalità. L'area di allagamento è stata quindi determinata facendo scorrere la portata sul piano stradale.

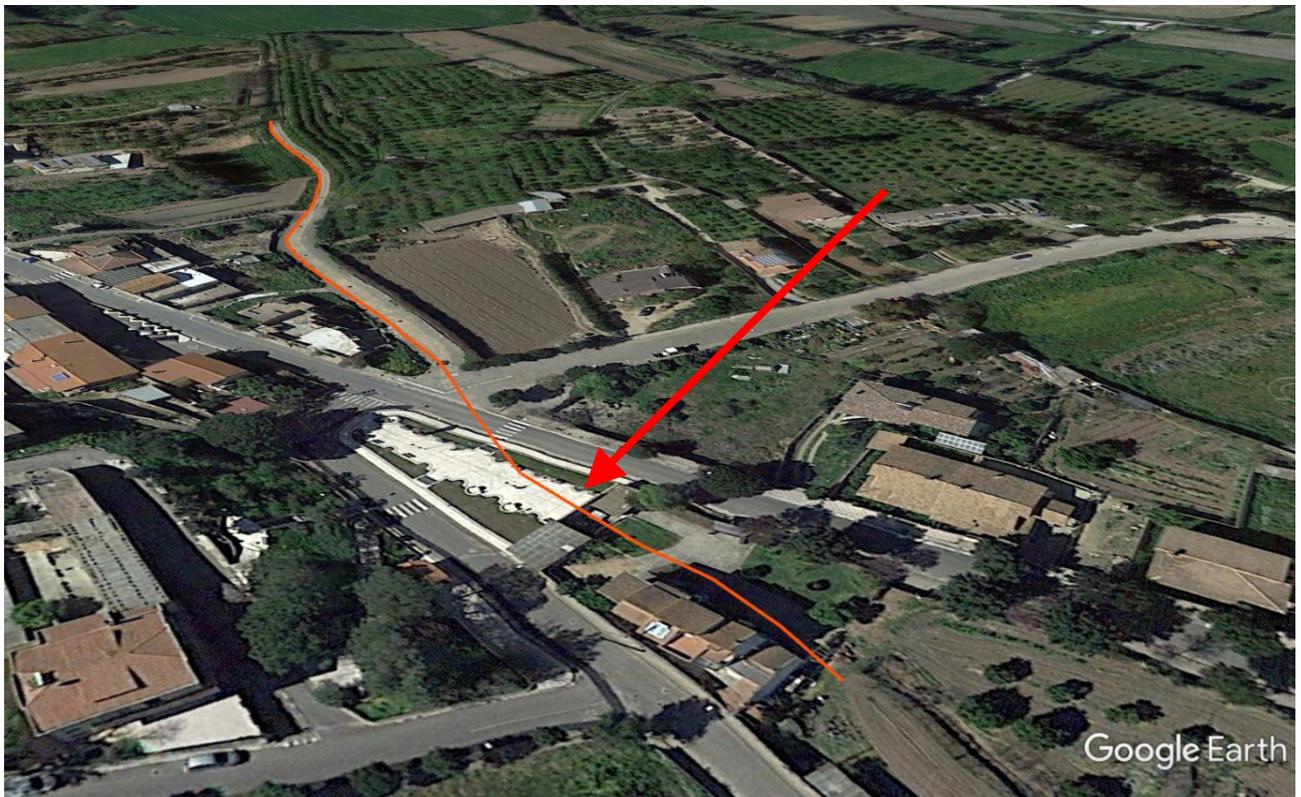


Figura 46 Veduta su base Google Earth dell'andamento del canale tombato



## 8. Analisi della colata detritica

L'estensione del bacino idrografico della gora Su Zurru, di circa 0,1 Km<sup>2</sup> è circoscritta da alti morfologici con altitudine non superiore ai 250 m s.l.m., quota massima misurata sul suo perimetro mentre la quota minima, circa 170 m s.l.m. coincide con quella della traversa lungo la strada comunale in via E. Lussu. La lunghezza dell'asta principale dal M.te Su Zurru fino alla traversa è circa 600 m, la pendenza media del bacino è intorno al 20 % e quella massima misurata è circa 30 %. Nella tabella sottostante sono riportati alcuni parametri utili per l'inquadramento del bacino.

<b>Bacino idrografico della gora Su Zurru</b>	
Superficie totale del bacino idrografico	<b>0,1 Km<sup>2</sup></b>
Quota massima del bacino s.l.m	<b>250 m</b>
Quota minima del bacino s.l.m., strada comunale via E. Lussu	<b>168 m</b>
Pendenza media del bacino	<b>21 %</b>
Pendenza massima misurata nel bacino	<b>30 %</b>
Lunghezza dell'asta principale	<b>640 m</b>
Direzione di massimo allungamento del bacino	<b>NNW-SSE</b>
Lunghezza massima della parte di bacino esaminata	<b>560 m</b>
Larghezza massima della parte di bacino esaminata	<b>380 m</b>

Dal punto di vista geologico nel bacino affiorano in prevalenza le metarenarie e le metasiltiti della Formazione di S. Vito, che costituiscono il basamento cristallino. Sono interessate da una scistosità talvolta molto pervasiva e da più sistemi di fratturazione. Intrusi nella formazione metamorfica si rinvengono ammassi di leucograniti equigranulari, appartenenti al "Complesso intrusivo e filoniano del Carbonifero Sup. - Permiano", prodotti durante l'orogenesi Ercinica. Al fine di valutare il volume di sedimento potenzialmente erodibile, si è deciso di impiegare il metodo di Gavrilovic. La formula proposta,

$$W = S t' h \pi Z^{3/2}$$

considera l'estensione del bacino **S**, un coefficiente di temperatura **t'**, la precipitazione media annua **h** ed un coefficiente **Z** che tiene conto dell'erodibilità del suolo, della coltre vegetale e dei dissesti geologici presenti. Per il piccolo bacino idrografico, il risultato ottenuto nel calcolo attesta che **il volume di materiale potenzialmente asportabile è circa 1.75 mc/anno.**

In realtà la quantità di sedimento effettivamente eroso è di gran lunga inferiore per la presenza di estesi affioramenti rocciosi; infatti, dal momento dell'edificazione dello sbarramento, intorno agli anni '30, la quantità di materiale accumulato nel bacino di raccolta a monte della traversa, è spesso meno di 20 cm; le modalità di trasporto principali in caso di pioggia intensa, sono per *trascinamento* e in *sospensione*. Per la valutazione del trasporto solido, essendo il piccolo rigagnolo impostato prevalentemente su un substrato roccioso, la resistenza all'azione erosiva della corrente fluviale è stata calcolata prendendo in considerazione i materiali provenienti dallo smantellamento della coltre superficiale presenti in alcune ristrette porzioni del talweg. A tal fine si è comparato lo **sforzo tangenziale effettivo**,  $\tau_e$ , prodotto dalla corrente agente sulla superficie dell'alveo, con lo **sforzo tangenziale massimo ammissibile** dei materiali presenti in alcuni tratti del fondo,  $\tau_s$ . Il metodo delle tensioni di trascinamento asserisce che se lo sforzo tangenziale effettivo è maggiore dello sforzo tangenziale massimo tollerabile dai materiali presenti sul fondo, avviene un trasporto dinamico



partendo dal materiale più fine a quello più grossolano. Lo sforzo tangenziale effettivo agente su ogni punto della superficie bagnata viene calcolato usando una delle seguenti formule:

$$\tau_e = \gamma_w R i_f \quad (1)$$

$$\tau_e = \gamma_w y_i i_f \quad (2)$$

dove:

$\gamma_w$  = pesospecifico dell'acqua.

$R$  = raggio idraulico nel punto considerato.

$y_i$  = battente idraulico nel punto considerato.

$i_f$  = pendenza dell'alveo lungo il tratto preso in esame.

Il valore dello sforzo di taglio effettivo esercitato dalla corrente, è stato valutato utilizzando la formula 2, nel punto più a valle del rigagnolo, allo sbocco nel bacino di raccolta dietro la traversa. Per la quantificazione della resistenza agli sforzi tangenziali dei materiali presenti sul fondo dell'alveo, è stato considerato il valore di letteratura relativo ad un sedimento di limo e ciottoli, vedi tabella, molto simile alle proporzioni granulometriche esistenti nella coltre superficiale costituita da limo e sabbia con una buona percentuale di ghiaia fine:

	Sforzo ammiss. N/mq
Sabbiafine	3.50
Sabbiaeghiaia	15.30
Ghiaia grossolana	32.00
Ciottoliegiaia	52.60
Limoeciottoli	38.00

*Valori di  $\tau_s$  per materiali naturali*

Nel caso in studio sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Sez.	$y_i$ m	$i_f$	$\gamma_w$ N/mc	$\tau_c$ N/mc
<b>Limo e ciottoli</b>	0.25	0.13	9790	38.00

Lo sforzo tangenziale effettivo  $\tau_e$ , nella sezione considerata è di:

$$\tau_e = \gamma_w y_i i_f = 9790 \times 0.25 \times 0.13 = 318 \text{ N/mq}$$

I risultati dei calcoli rappresentano lo sforzo tangenziale agente sul substrato del piccolo alveo con il battente idraulico che si avrebbe in occasione di una forte pioggia.

Quindi, sulla base della verifica, i risultati evidenziano che in occasione di piogge consistenti, vi è da parte della corrente, la tendenza all'erosione degli esigui materiali sciolti presenti nell'alveo.

In base a tutte le valutazioni generali sul bacino, sugli aspetti idraulici, sulla piovosità e sulle caratteristiche geologico-morfologiche, si evince che nella gora Su Zurru vi è un trasporto di quantità limitate di materiale verso valle, prevalentemente in sospensione e solamente in occasione di eventi meteorici eccezionali in durata e/o intensità.

## 9. Conclusioni

Nel merito di una visione generale de sistema idrografico si ritiene che la conformazione del territorio abbia evidenziato la presenza di tre diversi macrosistemi.

Il primo è costituito dagli affluenti in sinistra idraulica del Rio Coxinas, che costituisce il bacino idrografico



principale: tali compluvi sono caratterizzati da versanti acclivi, ed intersecano aree sensibili dell'abitato e zona agricola, ma rappresentano aree di ridotta entità. In questo caso, le portate, anche se di modesta entità, defluiscono verso valle rapidamente, andando a confluire sul Rio Coxinas.

Il sistema degli affluenti in destra idraulica, ben più rilevanti come estensione di bacino e lunghezza dell'asta principale, rimane caratterizzato da versanti poco acclivi e rapida riduzione della velocità e soprattutto non interagisce con l'abitato.

Il Rio Coxinas è caratterizzato da una parte montana in cui i deflussi sono costretti all'interno delle valli, e con aree di esondazioni limitate, mentre lo scenario che si determina nella parte valliva porta al coinvolgimento di aree decisamente maggiori.

Le criticità maggiori vengono rilevate in corrispondenza con gli attraversamenti stradali, come i ponti sulla strada statale 387 e sull'aviabilità secondaria in seguito a sottodimensionamento dell'infrastruttura idraulica per i tempi di ritorno indagati. In questo caso si riscontrano fenomeni di rigurgito a monte del ponte e aree di esondazione a valle dello stesso.

Inoltre, in alcuni casi le sezioni dell'alveo risultano insufficienti a contenere la portata indagata, creando zone di esondazione localizzate.

La simulazione idraulica ha infine prodotto le aree di pericolosità idraulica per i quattro tempi di ritorno indicati nel P.A.I., quali 50, 100, 200 e 500 anni. Le aree di esondazione corrispondenti sono dunque indicate come  $H_{i4}$ ,  $H_{i3}$ ,  $H_{i2}$  e  $H_{i1}$ .

Come si evince dalla cartografia allegata al presente studio, le aree di pericolosità idraulica più estese e più pericolose ( $H_{i4}$ ) sono concentrate sul Rio Coxinas, che infatti costituisce il bacino idrografico più rilevante. In questo caso si osserva come le esondazioni si estendano per larghezze dell'ordine di 300 m circa, soprattutto in corrispondenza con la confluenza col Rio Su Fenu e il Rio Sa Spinarba. Tuttavia, l'area interessata da tale fenomeno presenta una bassa presenza antropica, in quanto area agricola esterna all'abitato di Donori. La natura delle esondazioni è legata principalmente alle ostruzioni dei ponti che, risultando sottodimensionati per tali portate, e costituiscono un vero e proprio ostacolo al deflusso della portata, creando fenomeni di rigurgito a monte degli stessi attraversamenti. Inoltre, in alcuni casi lo stesso alveo risulta insufficiente a contenere l'intera portata defluente, comportando appunto fenomeni di esondazione.

Un'altra criticità è presente in corrispondenza della zona industriale, dove il compluvio 51977 interseca l'edificato ivi presente: la simulazione ha prodotto aree di pericolosità  $H_{i4}$  e  $H_{i3}$  con larghezze dell'ordine di 50 m. Inoltre, un importante ostacolo al deflusso è costituito dall'interferenza con la strada statale 387.

La medesima statale crea un'ostruzione deflusso e fenomeni di rigurgito in tutte le interferenze con le aste fluviali, come nel caso del Rio Spaneddu e in misura maggiore del Rio Coxinas: in questo caso, infatti, il rigurgito della portata causato dal ponte sulla statale crea una zona di allagamento di larghezza prossima ai 200 m, andando ad interessare le coltivazioni presenti lungo l'alveo.

Un altro fenomeno di esondazione è riscontrabile in prossimità degli affluenti del Rio Coxinas in sinistra



idraulica che lambiscono il lato est dell'abitato: la viabilità locale più esterna all'abitato contiene quasi interamente la portata effluente dai corsi d'acqua in quanto caratterizzate da quote superiori alle aree agricole.

Infine, sono presenti aree di pericolosità molto elevata sul Rio Sa Mitza Rocca e Rio Launaxeddus, sempre dovute ad insufficienza idraulica degli attraversamenti e della sezione idraulica dell'alveo; mentre sul Rio Virgini Maria i fenomeni di esondazione sono più contenuti.

Sicuramente lo sviluppo delle infrastrutture viarie e la formazione di nuclei industriali all'interno dei compluvi naturali ha prodotto le criticità locali che sono state evidenziate sopra. Gli attraversamenti sui corsi d'acqua sono spesso insufficienti a garantire il naturale deflusso delle acque in condizioni di piena, dimostrandone un dimensionamento inadeguato.