



CITTA' DI TEMPIO PAUSANIA

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio - strada provinciale per Aglientu - PIA SS 17-19 "Alta Gallura"
Lotto 1 - Lotto 2 Tratto 2 - Lotto 4

Procedimento per il rilascio del Provvedimento Ambientale Unico Regionale (P.A.U. R.)
Riscontro alle richieste di integrazioni
ad esito della Conferenza di servizi istruttoria del 14.03.2023

PROGETTAZIONE : R.T.I.



Ing. Angelo Binaghi

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI
E PROGETTAZIONE STRADALE
Ing. F. P. Bocchetto (Bonifica)

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Ing. F. Momoni (Bonifica)

ASPETTI AMBIENTALI
Arch. C. Caminiti (Bonifica)

PROGETTAZIONE IDRAULICA
Ing. F. P. Bocchetto (Bonifica)

IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO

Ing. Paola Tetti

IL GEOLOGO

Dott. Geol. A. Bruna

SICUREZZA IN FASE
DI PROGETTAZIONE

Ing. A. Binaghi

ALL. 5.1

RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

CODICE ELABORATO

P D I D R R I - 0 2

REV. B

SCALA

.

DATA CONSEGNA

SETTEMBRE 2023

B	REVISIONE PER INTEGRAZIONE VOLONTARIA	Novembre 2023	F.STAFFA	L.ZILIANI	F.P. Bocchetto
A	EMISSIONE PER RISCONTRO ISTRUTTORIA PAUR	Settembre 2023	F.STAFFA	L.ZILIANI	F.P. Bocchetto
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE



Sommario

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	4
3. Analisi storica e studi pregressi	10
3.1. Individuazione dei bacini idrografici.....	11
4. Gli interventi in progetto	13
4.1. Il tracciato	13
4.2. La viabilità locale	15
4.2.1. Qualificazione funzionale.....	15
4.2.2. Caratteristiche geometriche.....	16
5. ANALISI IDROLOGICHE E IDRAULICHE	17
5.1. Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena	17
5.1.1. Determinazione dell'altezza di pioggia critica	18
5.1.2. Modello TCEV.....	18
5.1.3. Coefficiente di riduzione areale.....	23
5.2. Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in dx del Rio Tuortu	28
5.2.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	29
5.2.2. Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	29
5.3. Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in sx del Rio Abbafritta	31
5.3.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	32
5.3.2. Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	32
5.4. Individuazione del sottobacino idrografico del Rio Abbafritta	34
5.4.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	35
5.4.2. Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	35
5.5. Individuazione del sottobacino idrografico del 104025_FIUME_108053	37
5.5.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio	38
5.5.2. Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio	38
5.6. Analisi idraulica in moto permanente	40
5.6.1. Portate utilizzate per la modellazione idraulica	43
5.6.2. Risultati delle simulazioni idrauliche	43



1. PREMESSA

Il presente studio di compatibilità idraulica è redatto nell’ambito del Progetto Esecutivo dei Lavori di realizzazione della strada di collegamento Tempio – strada provinciale per Aglientu – PIA SS 17-19 “Alta Gallura”, in quanto gli interventi in progetto ricadono all’interno in aree di pericolosità idraulica elevata Hi4, ai sensi dell’art. 27 delle NTA del PAI.

Gli interventi in progetto ricadono completamente all’interno di aree di pericolosità idraulica elevata Hi4 nel territorio comunale di Tempio Pausania sito in Provincia di Sassari,, aree disciplinate nell’art. **27 delle NTA del PAI**.

Il **comma 3** di tale articolo asserisce: *“In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico, comprese le opere provvisorie temporanee funzionali agli interventi, nelle aree di pericolosità idraulica molto elevata sono consentiti esclusivamente: (...)*

d. gli interventi di adeguamento per la sicurezza di esercizio richiesti da norme nazionali e regionali;

e. gli interventi di ampliamento e ristrutturazione di infrastrutture a rete e puntuali riferite a servizi pubblici essenziali non delocalizzabili, che siano privi di alternative progettuali tecnicamente ed economicamente sostenibili e siano dichiarati essenziali;

***ebis.** gli interventi di ampliamento della piattaforma viaria di attraversamenti esistenti, a seguito di realizzazione di opere quali allargamento delle corsie e della banchina, realizzazione di marciapiedi e di corsie ciclabili anche in aggetto, con la prescrizione che non vi sia riduzione della sezione idraulica, che sia verificato il fatto che le nuove opere non determinino sul ponte possibili effetti negativi di tipo idrostatico e dinamico indotti dalla corrente e che il soggetto attuatore provveda a sottoscrivere un atto con il quale si impegna a rimuovere a proprie spese tali elementi qualora sia necessario per la realizzazione di interventi di sostituzione totale e/o adeguamenti straordinari dell’attraversamento esistente; tali interventi sono ammissibili nel rispetto delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC) di cui all’art. 52 del D.P.R. n. 380/2001 e delle relative circolari applicative, a condizione che sia redatta una relazione asseverata avente i contenuti tecnici di cui alla “Direttiva per lo svolgimento delle verifiche di sicurezza delle infrastrutture esistenti di attraversamento viario o ferroviario del reticolo idrografico della Sardegna né delle altre opere interferenti”^{79 80 81};*



f. la ricostruzione di infrastrutture a rete distrutte o danneggiate da calamità naturali, fatti salvi i divieti di ricostruzione stabiliti dall'articolo 3-ter del decreto legge n. 279/2000 convertito con modificazioni dalla legge n. 365/2000;

g. le nuove infrastrutture a rete o puntuali previste dagli strumenti di pianificazione territoriale e dichiarate essenziali e non altrimenti localizzabili”

Le analisi idrologiche ed idrauliche dei fenomeni di piena sono state condotte sia per il tempo di ritorno pari a 200 anni in accordo con quanto prescritto dai criteri e le modalità di calcolo usualmente adottate per la verifica degli attraversamenti stradali, che per i 4 tempi di ritorno stabiliti dal PAI per gli studi di compatibilità idraulica, 50, 100, 200 e 500 anni.

Dal punto di vista idraulico la propagazione dell'evento estremo ricostruito è stata eseguita tramite un modello idraulico monodimensionale largamente utilizzato in campo internazionale, HECRAS.



2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il presente studio di compatibilità idraulica è redatto nell’ambito del Progetto Esecutivo dei Lavori di realizzazione della strada di collegamento Tempio – strada provinciale per Aglientu – PIA SS 17-19 “Alta Gallura”, nel comune di Tempio Pausania in provincia di Sassari. Si tratta dell’adeguamento alla normativa vigente di una viabilità esistente, la S.S. n° 133 Tempio - Bivio S. P. per Aglientu.

Dal punto di vista cartografico i siti sono inquadrati nel Foglio n. 443 Sezione IV “Tempio Pausania” della Cartografia I.G.M. in scala 1:25.000; e nelle Sezioni: 443 020 “Santa Maria delle Grazie”, e 443 060 “Tempio Pausania” della Carta Tecnica Regionale (C.T.R.) della Sardegna in scala 1:10.000.



Figure 2.1: area interessata dagli interventi in progetto su ortofoto fornita dal GeoServer Web Map Service 2019.



Figure 2.2: Zoom della Figure 2.1: area interessata dagli interventi in progetto su ortofoto fornita dal GeoServer Web Map Service 2019. dove è evidente l'attraversamento del 104025_FIUME_93122

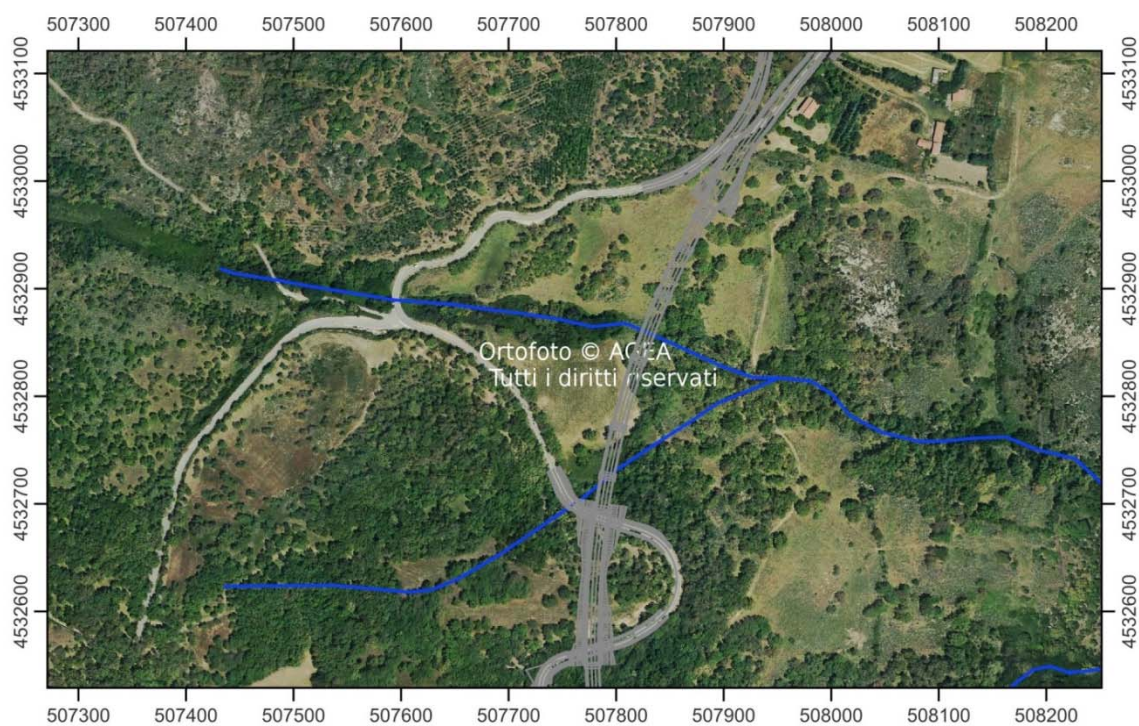


Figure 2.3: Zoom della Figure 2.1: area interessata dagli interventi in progetto su ortofoto fornita dal GeoServer Web Map Service 2019. dove si vedono gli attraversamenti sul Rio Tortu e sul suo affluente in destra

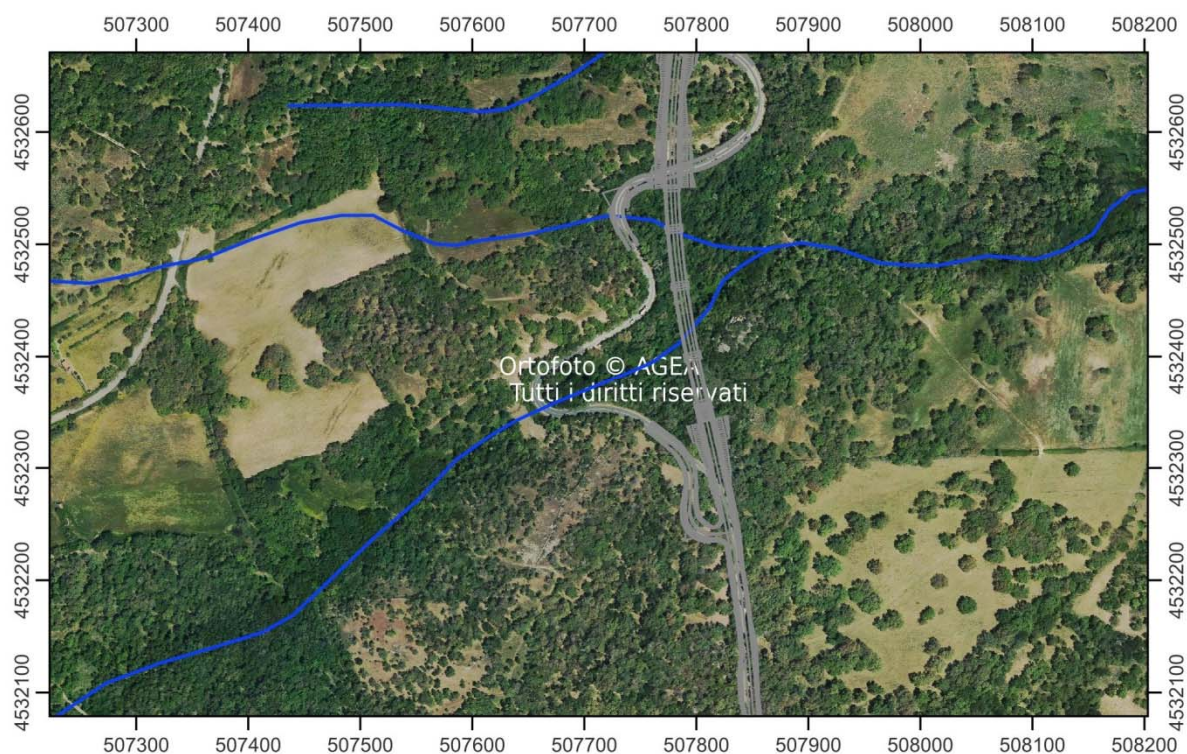


Figure 2.4: Zoom della Figure 2.1: area interessata dagli interventi in progetto su ortofoto fornita dal GeoServer Web Map Service 2019. dove si vedono gli attraversamenti sul Rio Abbafritta e sul suo affluente in sinistra

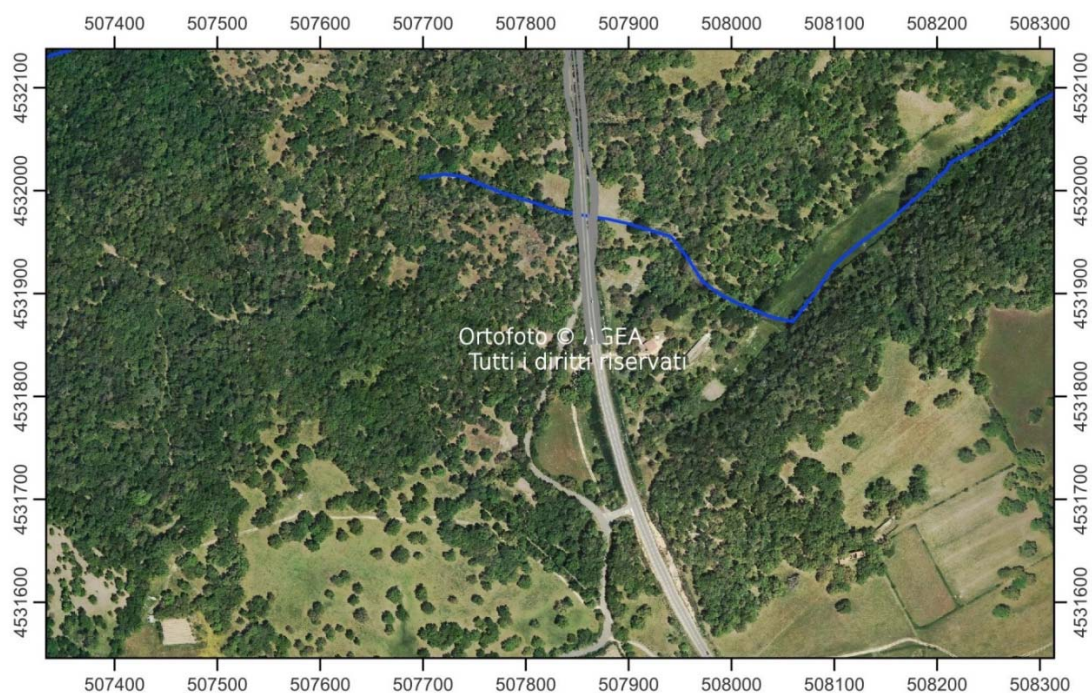


Figure 2.5: Zoom della Figure 2.1: area interessata dagli interventi in progetto su ortofoto fornita dal GeoServer Web Map Service 2019. dove è evidente l'attraversamento sul 104025_FIUME_108053

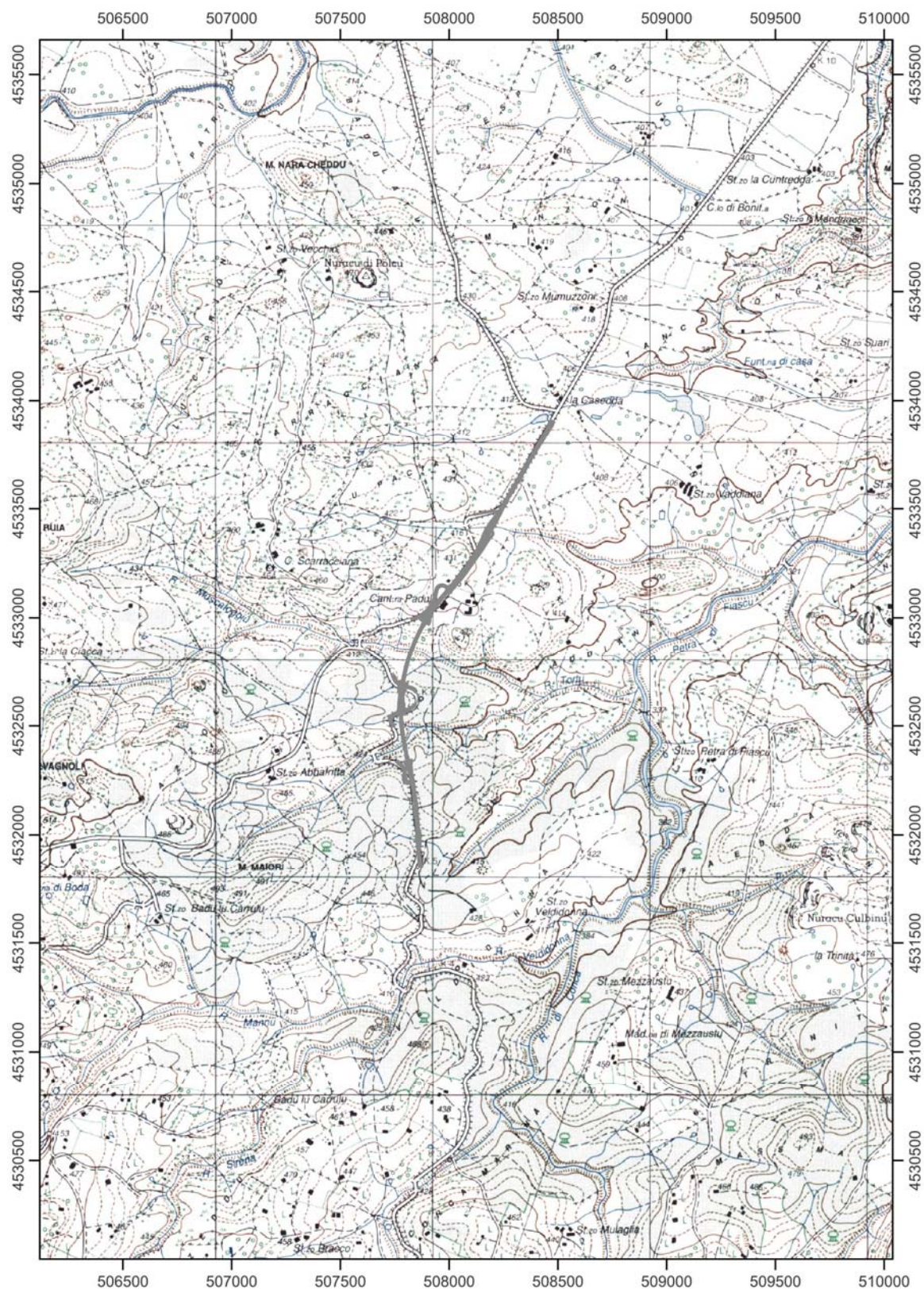


Figure 2.6: Inquadramento dell'infrastruttura in progetto su Foglio n. 443 Sezione IV "Tempio Pausania" della Cartografia I.G.M. in scala 1:25.000

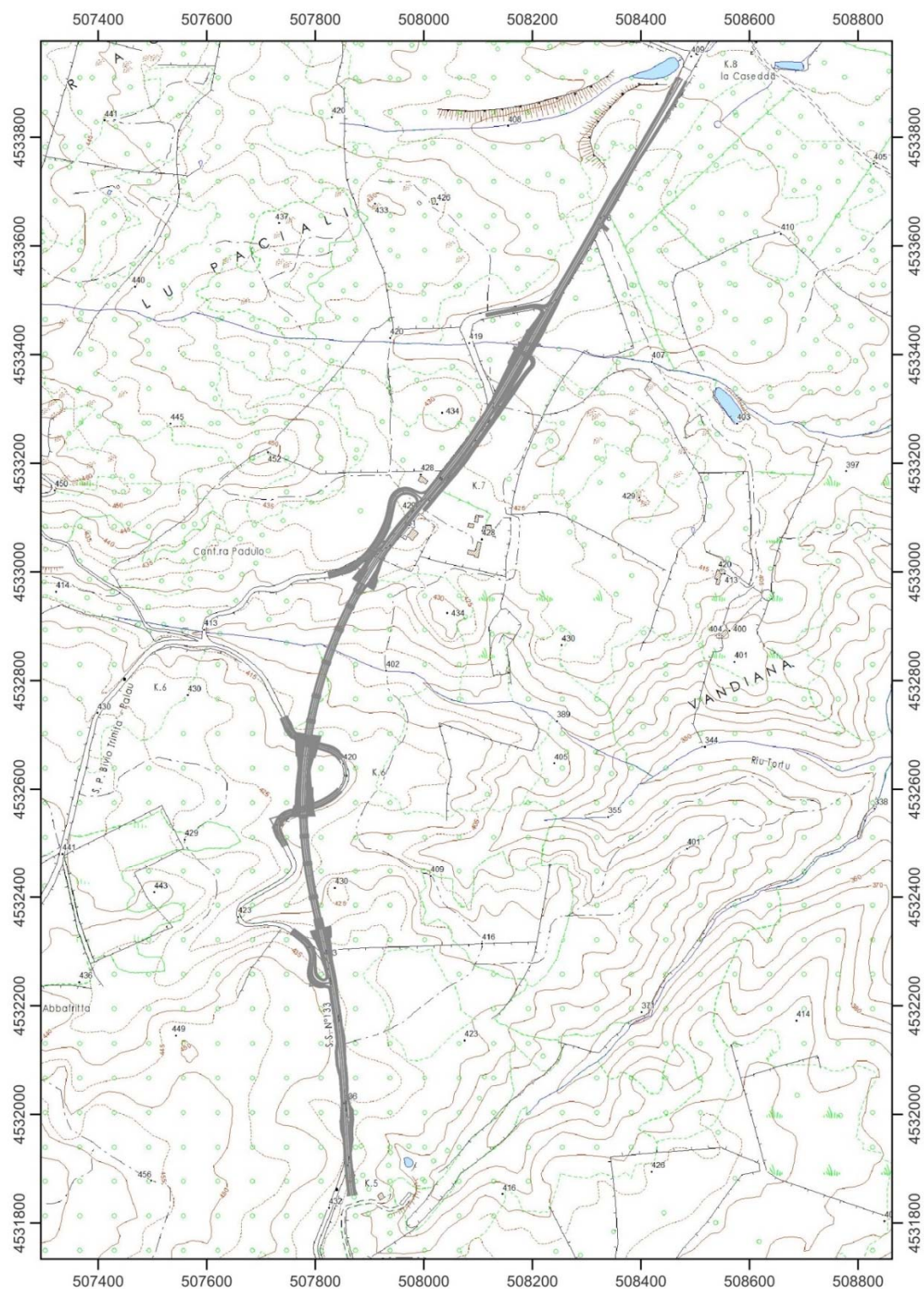


Figure 2.7: Inquadramento dell'infrastruttura in progetto su Stralcio delle Sezioni: 443 020 “Santa Maria delle Grazie”, e 443 060 “Tempio Pausania” della Carta Tecnica Regionale della Sardegna in scala 1:10.000;



3. ANALISI STORICA E STUDI PREGRESSI

Attività propedeutica per qualsiasi studio idraulico è l'analisi storica, che tramite la ricerca bibliografica o testimonianze deve individuare le aree storicamente interessate da fenomeni di dissesto idrogeologico. Tali attività, seguita dall'indagine in sito dello stato attuale dei luoghi, e tutte le informazioni raccolte sono la base del presente studio idrologico- idraulico.

In particolare l'area in progetto è stata oggetto di analisi idrologica e idraulica nello *Studio di compatibilità idraulica dell'intero territorio comunale di Tempio Pausania ai sensi dell'art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018 approvato con DELIBERAZIONE N. 6 DEL 26.02.2020*. In tale studio i tronchi critici sono stati individuati a partire dalle aree allagabili individuate dal P.A.I. e dal P.S.F.F, dall'analisi della permeabilità dei suoli, della pendenza dei terreni e dalla presenza di manufatti e fabbricati che intersecano o sono in prossimità di corsi d'acqua. Ed in tale relazione si farà riferimento ai risultati ottenuti nello Studio di compatibilità idraulica dell'intero territorio comunale di Tempio Pausania soprattutto relativamente ai corsi d'acqua: 104025_FIUME_93122 e Rio Tuortu.



3.1. Individuazione dei bacini idrografici

I principali bacini idrografici naturali presi in considerazione in progetto sono i bacini sottesi da alcuni rii minori appartenenti al Bacino Idrografico del fiume Liscia: Rio Valdidonna, Rio Tortu e Rio Abba. I tracciati dei tre rii minori si congiungono in corrispondenza del Riu Carana il quale alimenta, poi al termine del suo percorso, il lago Liscia.

In questo studio sono stati analizzati i sottobacini direttamente afferenti al tratto viario, e di seguito è riportata una tabella in cui sono elencate le superfici dei bacini presi in esame (i nomi fanno riferimento all'allegata planimetria dei bacini).

Bacino	Area (km²)
104025_FIUME_93122	0.37
Rio Tuortu tratto monte	1.97
Affluente in dx del Rio Tuortu	0.08
Affluente in sx del Rio Abbafritta	0.10
Rio Abbafritta (104025_FIUME_102895 tratto monte)	0.69
104025_FIUME_108053	0.05

Tabella 1 - Sottobacini direttamente afferenti al tratto in progetto

I primi due sottobacini (evidenziati in verde) sono stati valutati all'interno dello *Studio di compatibilità idraulica dell'intero territorio comunale ai sensi dell'art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018 approvato con DELIBERAZIONE N. 6 DEL 26.02.2020*, quindi per le simulazioni idrauliche si farà riferimento alle portate ottenute in tale studio. Gli altri sottobacini verranno descritti con maggior dettaglio nelle pagine seguenti.

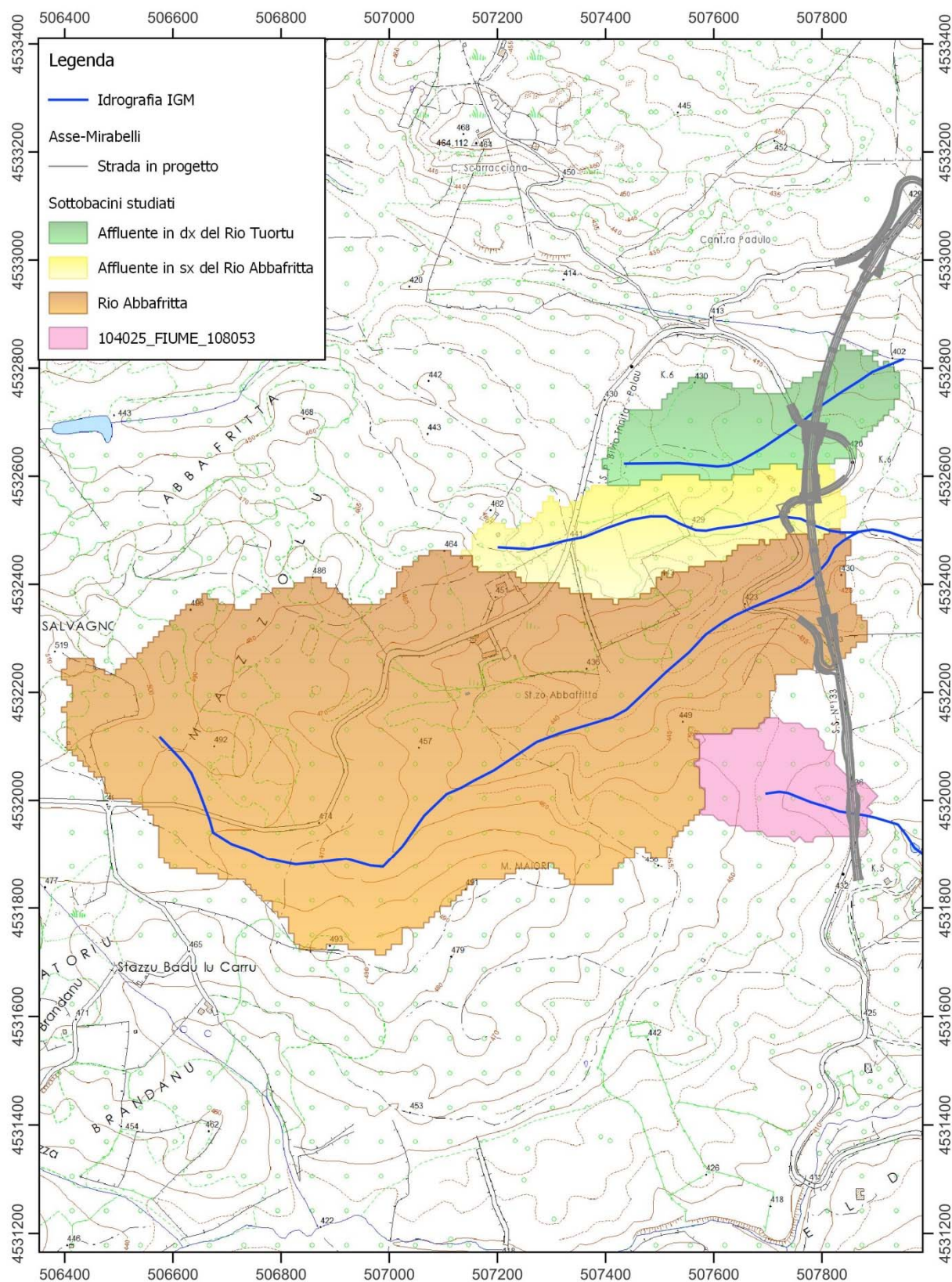


Figure 3.1: Sottobacini studiati



4. GLI INTERVENTI IN PROGETTO

L'attuale percorso della S.S. n° 133, nel tratto che da Tempio arriva al bivio con la S.P. per Aglientu, è stato individuato dall'Amministrazione comunale di Tempio quale itinerario strategico per il collegamento del proprio territorio con gli ambiti costieri della Sardegna settentrionale, in particolare con i comuni di Aglientu, Trinità d'Agultu, Vignola, S. Teresa e Palau.

Gli altri itinerari strategici sono:

- quello della S.S. n° 127 (nel tratto Tempio - Olbia di collegamento tra i due capoluoghi della nuova provincia Olbia-Tempio ma anche con Calangianus e Luras)
- quello della S.S. n°127 (nel tratto Sassari - Tempio, attualmente in corso di completamento da parte dell'ANAS)

Questi ultimi due itinerari dovrebbero essere collegati tra loro attraverso la prevista Tangenziale di Tempio, in parte già realizzata.

4.1. Il tracciato

L'infrastruttura stradale in oggetto si configura come un adeguamento dell'attuale S.S. n° 133 nel tratto compreso tra il centro abitato di Tempio Pausania e l'innesto della S.P. per Aglientu, intorno al Km 8.

L'obiettivo perseguito è quello di un collegamento viario con migliori caratteristiche geometriche così da garantire una maggiore sicurezza per l'utente, sia attiva sia passiva, e una sensibile contrazione dei tempi di percorrenza. Sono state quindi eseguite modifiche e rettifiche tramite varianti di tracciato laddove le caratteristiche geometriche riscontrate (principalmente curve molto strette e con scarsa visibilità) non consentivano il rispetto della normativa vigente.

Ne è derivato un tracciato molto più fluido e scorrevole con standard di sicurezza decisamente superiori all'attuale percorso.

Questo si orienta interamente lungo la direttrice sud-nord ed ha una lunghezza di circa 5200 m; inizia in corrispondenza dello svincolo, in parte realizzato, della prevista Tangenziale di Tempio e termina in corrispondenza dell'innesto della S.P. per Aglientu. Si sviluppa per circa 793 m in viadotto e per circa 4407 m in rilevato, trincea e mezza costa. In alcuni punti sono state inserite opere di contenimento sia a monte sia a valle (quali muri di sostegno e muri di sottoscarpa) per



contenere gli ingombri complessivi dell'infrastruttura e ridurre le aree di esproprio.

La soluzione individuata, nonostante la complessa morfologia plano-altimetrica del tracciato esistente, riesce comunque ad adagiarsi sul terreno esistente per gran parte del suo sviluppo.

Per tutti gli elementi caratterizzanti il tracciato si è fatto riferimento alle prescrizioni del “D.M. 05-11-2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade” tenendo tuttavia ben presente il fatto che la variante proposta risulta profondamente “legata” alla geometria della viabilità attuale, della quale costituisce un adeguamento, e condizionata dalle caratteristiche morfologiche dell'area e dai vincoli paesaggistici e territoriali. Il rispetto della normativa (lunghezza minima di rettifili e curve) avrebbe comportato interventi profondamente distruttivi ed impattanti su un territorio caratterizzato da vegetazione di pregio. Si è preferito quindi, alla luce dell'art. 2 di suddetta normativa e del 2° comma Art. 13 D.L. 30/04/1992, n° 285, limitare gli interventi garantendo tuttavia i requisiti di sicurezza per l'utente.

Le caratteristiche morfologiche dell'area ed i vincoli paesaggistici e territoriali hanno condizionato, come detto, l'articolazione planimetrica del tracciato soprattutto nella scelta dei raggi di curvatura ($R_{min} = 200.00 \text{ m}$) e della lunghezza dei rettifili. Il tracciato è stato comunque sviluppato nel rispetto della normativa ed è compatibile con le velocità di progetto previste.

Dal punto di vista altimetrico il valore massimo della pendenza longitudinale pari al 4.3% è al di sotto del valore massimo prescritto per le strade di categoria C2 dal D.M. del 2001 (7 %).

Anche i raccordi verticali presentano valori molto superiori ai valori minimi previsti dalla normativa ($R_{min} = 5000.00$ per i convessi e 4000.00 per i concavi).

In tre punti del tracciato la presenza di profonde incisioni del terreno dovute alla presenza di corsi d'acqua, impone la realizzazione di viadotti di lunghezza diversa:

- - viadotto “Veldidonna” n° 6 campate lungh. = 189.60 m
- - viadotto “Abba” n° 8 campate lungh. = 253.60 m
- - viadotto “Tuortu” n° 11 campate lungh. = 349.60 m

Per maggiori dettagli relativi all'andamento plano-altimetrico del tracciato si rimanda agli altri elaborati progettuali.



4.2. La viabilità locale

Lungo l'attuale percorso della S.S. n° 133 si aprono una serie di innesti della viabilità locale, principalmente a carattere interpoderale, con funzione di accesso ai fondi agricoli della zona.

Parte di tale viabilità interferisce con il tracciato in progetto ma ne viene garantita la continuità attraverso la realizzazione di brevi deviazioni e di nuove intersezioni a raso la cui collocazione è stata studiata in modo da garantire piena sicurezza ai flussi di traffico sia passanti sia di svolta nel rispetto delle indicazioni e prescrizioni ANAS.

In alcuni tratti, poi, l'accesso ai fondi viene assicurato attraverso il recupero, in forma di controstrada, di tratti di S.S. n° 133 dismessa. I collegamenti tra le viabilità principale e locale avverranno tramite innesti a raso con corsie centrali di accumulo per la svolta a sinistra e corsie di decelerazione e immissione.

4.2.1. Qualificazione funzionale

In base ai volumi di traffico attesi e alla loro composizione, l'infrastruttura in oggetto è stata classificata appartenente alla categoria C (strade extraurbane secondarie) e di tipo C2 la quale ammette le seguenti categorie di traffico:

CATEGORIE DI TRAFFICO	STRADA
1. PEDONI	Esterno alla carreggiata (in piattaforma)
2. ANIMALI	Esterno alla carreggiata (in piattaforma)
3. VEICOLI A BRACCIA E A TRAZIONE ANIMALE	In carreggiata
4. VELOCIPEDI	In carreggiata (1)
5. CICLOMOTORI	In carreggiata
6. AUTOVETTURE	In carreggiata
7. AUTOBUS	In carreggiata
8. AUTOCARRI	In carreggiata
9. AUTOTRENI E AUTOARTICOLATI	In carreggiata
10. MACCHINE OPERATRICI	In carreggiata
11. VEICOLI SU ROTAIA IN SEDE PROMISCUA	Non ammessa in piattaforma
12. SOSTA DI EMERGENZA	Parzialmente in carreggiata
13. SOSTA	Esterno alla carreggiata (in piattaforma)
14. ACCESSO PRIVATO DIRETTO	Sì

(1) vale se è presente una pista ciclabile



4.2.2. Caratteristiche geometriche

La sezione adottata per l'infrastruttura in oggetto che, in base ai volumi di traffico previsti e alla loro composizione, ne possa garantire la percorribilità in condizioni di sicurezza sia attiva sia passiva è assimilata alla categoria C2 secondo l'attuale normativa. Si tratta di una delle categorie (insieme alla C1) in cui vengono classificate le infrastrutture definite "extraurbane secondarie" secondo l'ordine di importanza rivestito nell'ambito della rete stradale.

La piattaforma ha larghezza pari a 9.50 m ed è così composta (vedi fig. 1):

- due corsie, una per senso di marcia, con modulo pari a 3.50 m
- due banchine esterne (franco psico-fisico) da 1.25 m ciascuna

D.M. 05.11.2001
CATEGORIA C2
STRADA EXTRAURBANA SECONDARIA
 $V_p = 60 - 100 \text{ Km/h}$

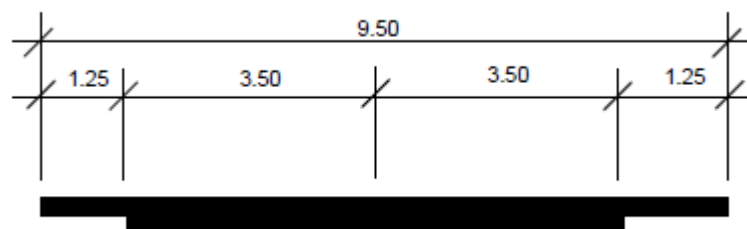


Figura 4.1: Piattaforma stradale

L'intervallo di velocità di progetto assunto è pari a 60 - 100 km/h, secondo quanto assegnato alla categoria C2 dalla normativa vigente.



5. ANALISI IDROLOGICHE E IDRAULICHE

Lo studio che segue ha lo scopo di confrontare lo stato idrologico-idraulico attuale con quello di progetto, e pertanto di verifica dell'opera.

5.1. Analisi idrologica per la determinazione della portata di piena

Metodologie di calcolo delle portate di piena

Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, e la necessità di stimarne i valori in sezioni non osservate, impone di valutare le portate di piena ad assegnata frequenza mediante il confronto critico dei risultati ottenuti dalle metodologie indirette, particolarmente adatti alla definizione delle portate di piena dei piccoli bacini come quelli che interessano l'area oggetto del presente studio.

Metodi indiretti

La poca disponibilità di osservazioni storiche di portata, fa' sì che non si possa prescindere dall'uso di procedure indirette per la valutazione della portata di piena. Tali metodologie stimano la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di questa ultima caratterizzi quella della portata al colmo.

Per la stima delle portate di piena si fa riferimento al modello cinematico (o razionale) che si basa sulle seguenti ipotesi fondamentali:

la pioggia critica è quella che ha durata pari al tempo di corrivazione del bacino;

la precipitazione si suppone di intensità costante per tutta la durata dell'evento;

il tempo di ritorno della portata è pari a quello della pioggia critica;

la trasformazione della piena è dovuta esclusivamente ad un fenomeno di trasferimento della massa liquida.

La portata di massima piena che scaturisce dalle suddette ipotesi è fornita dalla relazione:

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot \psi \cdot \frac{h_{T_c}}{T_c} \cdot S \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

dove:

T_c = tempo di corrivazione [ore]

S = superficie del bacino [km^2]

h_{T_c} = pioggia critica di durata T_c [mm]

Ψ = coefficiente di deflusso.



Determinazione del tempo di corrivazione

Per la determinazione del tempo di corrivazione T_c sono state utilizzate le formule sottoelencate:

Soil Conservation Service $T_c = 0,0027 * 1000L^{0.8} \cdot [(1000 / CN) - 9]^{0.7} i_{VERSANTE}^{0.5}$

Formule di Ventura: $T_c = 0.1272 \left(\frac{S}{i_m} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ [ore]}$

Formula di Giandotti: $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{(H_m - H_0)}} \text{ [ore]}$

Formula di Viparelli: $T_c = \frac{L}{3.6V} \text{ [ore]}$

(dove V è la velocità media di scorrimento ed è stata assunta pari a 1 m/s)

Formula di Pasini: $T_c = \frac{0.108(SL)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i_m}} \text{ [ore]}$

Formula VAPI $T_c = 0.212S^{0.231} \left(\frac{H_m}{i_m} \right)^{0.289} \text{ [ore]}$

5.1.1. Determinazione dell'altezza di pioggia critica

Per quanto riguarda la determinazione dell'altezza di pioggia critica lorda h_{TC} da utilizzare per l'applicazione della formula razionale si fa usualmente ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo. Tali curve sono state ricavate utilizzando la distribuzione TCEV.

5.1.2. Modello TCEV

Recenti studi per la Sardegna mostrano che il modello probabilistico TCEV ben interpreta le caratteristiche di frequenza delle serie storiche, motivo per il quale è stato adottato per la determinazione delle curve di possibilità pluviometrica nella procedura VAPI.

La pioggia lorda h viene ricavata dalla nota formula:

$$h(T_p) = a \cdot T_p^n \quad \text{dove:} \quad \begin{cases} a = a_1 \cdot a_2 \\ n = n_1 + n_2 \end{cases}$$



quindi:

$$h(T_p) = a_1 \cdot a_2 \cdot T_p^{n_1+n_2} = \mu(T_p) \cdot k(T_p)$$

Dove: $\mu(T_p) = a_1 \cdot T_p^{n_1}$

è detta Pioggia Indice di durata T_p ed è data dalla media dei massimi annui delle piogge di durata

T_p e $k(T_p) = a_2 \cdot T_p^{n_2}$ è detto Coefficiente di Crescita.

SZO	Durata ≤ 1 ora	Durata >1 ora
Sottozona 1	$a=0.46420+1.0376 \cdot \text{Log}(T)$	$a=0.46420+1.0376 \cdot \text{Log}(T)$
	$n=-0.18488+0.22960 \cdot \text{Log}(T)-3.3216 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}^2(T)$	$n=-1.0469 \cdot 10^{-2}-7.8505 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}(T)$
Sottozona 2	$a=0.43797+1.0890 \cdot \text{Log}(T)$	$a=0.43797+1.0890 \cdot \text{Log}(T)$
	$n=-0.18722+0.24862 \cdot \text{Log}(T)-3.36305 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}^2(T)$	$n=-6.3887 \cdot 10^{-3}-4.5420 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}(T)$
Sottozona 3	$a=0.40926+1.1441 \cdot \text{Log}(T)$	$a=0.40926+1.1441 \cdot \text{Log}(T)$
	$n=-0.19060+0.264438 \cdot \text{Log}(T)-3.8969 \cdot 10^{-2} \cdot \text{Log}^2(T)$	$n=1.4929 \cdot 10^{-2}+7.1973 \cdot 10^{-3} \cdot \text{Log}(T)$

Tabella 5.1 - parametri della curva di possibilità climatica per T_r maggiori di 10 anni¹

I valori di a_1 e n_1 si determinano in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g data dalla media dei massimi annui di precipitazione giornaliera; tali valori sono stati calcolati per diverse zone della Sardegna secondo la carta delle Isoiete.

$$a_1 = \frac{\mu_g}{0,886 \cdot 24^{n_1}}$$

$$n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log \mu_g$$

Dall'analisi della carta delle Isoiete si evince che i bacini in studio sono compresi tra quella dei 50 e quella dei 45mm, cautelativamente per il presente studio si assume un valore di μ_g pari a 50mm, da cui si ricava a_1 e n_1 e di conseguenza $\mu(T_p)$. Per quanto riguarda a_2 e n_2 si determinano con relazioni differenti per tempi di ritorno T_R maggiori o minori di 10 anni, per durate di pioggia T_p maggiori o minori di 1 ora e a seconda delle sottozone omogenee (SZO) in cui è stata suddivisa la Sardegna².

¹ LINEE GUIDA: Attività di coordinamento e di perimetrazione delle aree a rischio idraulico e idraulico e geomorfologico e delle relative misure di salvaguardia “DL 180 e Legge 267 del 3-08-1998”

² (Vedasi Deidda e Piga, curve di possibilità pluviometrica basate sul modello TCEV, Informazione 81, pagg.9-14, Cagliari 1998).



I bacini di interesse per tale studio, come si può vedere nella mappatura regionale, ricadono interamente nella SZO 2, dalla tabella sopra riportata le espressioni di a_2 e n_2 sono:

tempi di ritorno T_R minori/uguali di 10 anni

$$a_2 = 0,64767 + 0,89360 \log_{10} T$$

$$n_2 = -6,0189 \times 10^{-3} + 3,2950 \times 10^{-4} \log_{10} T$$

tempi di ritorno T_R maggiori di 10 anni

$$a_2 = 0,64767 + 0,89360 \log_{10} T$$

$$n_2 = -6,0189 \times 10^{-3} + 3,2950 \times 10^{-4} \log_{10} T$$

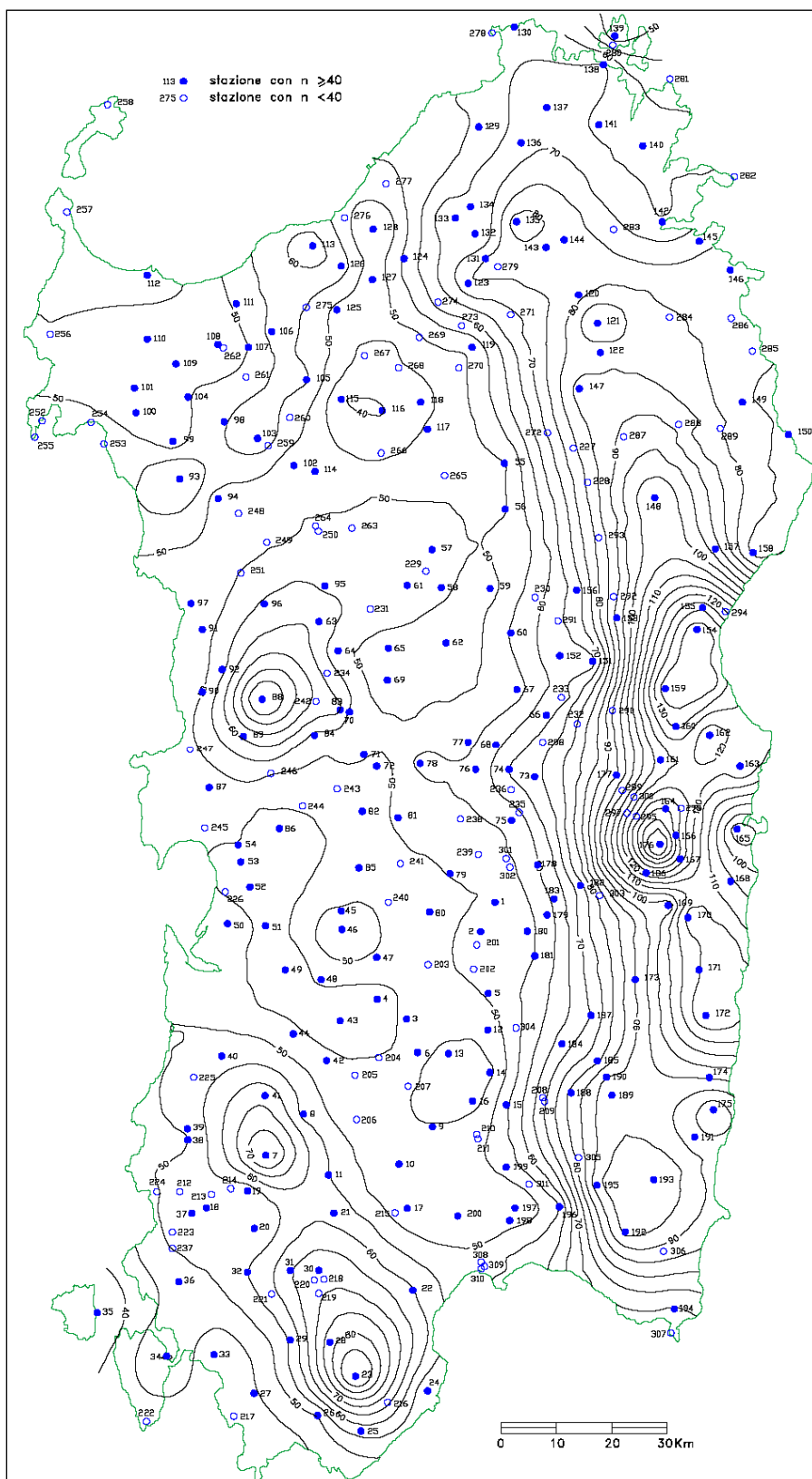


Figure 5.1: Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera (da Deidda ed Al., Quad.
Ricerca dell'Università di Cagliari, 1997)

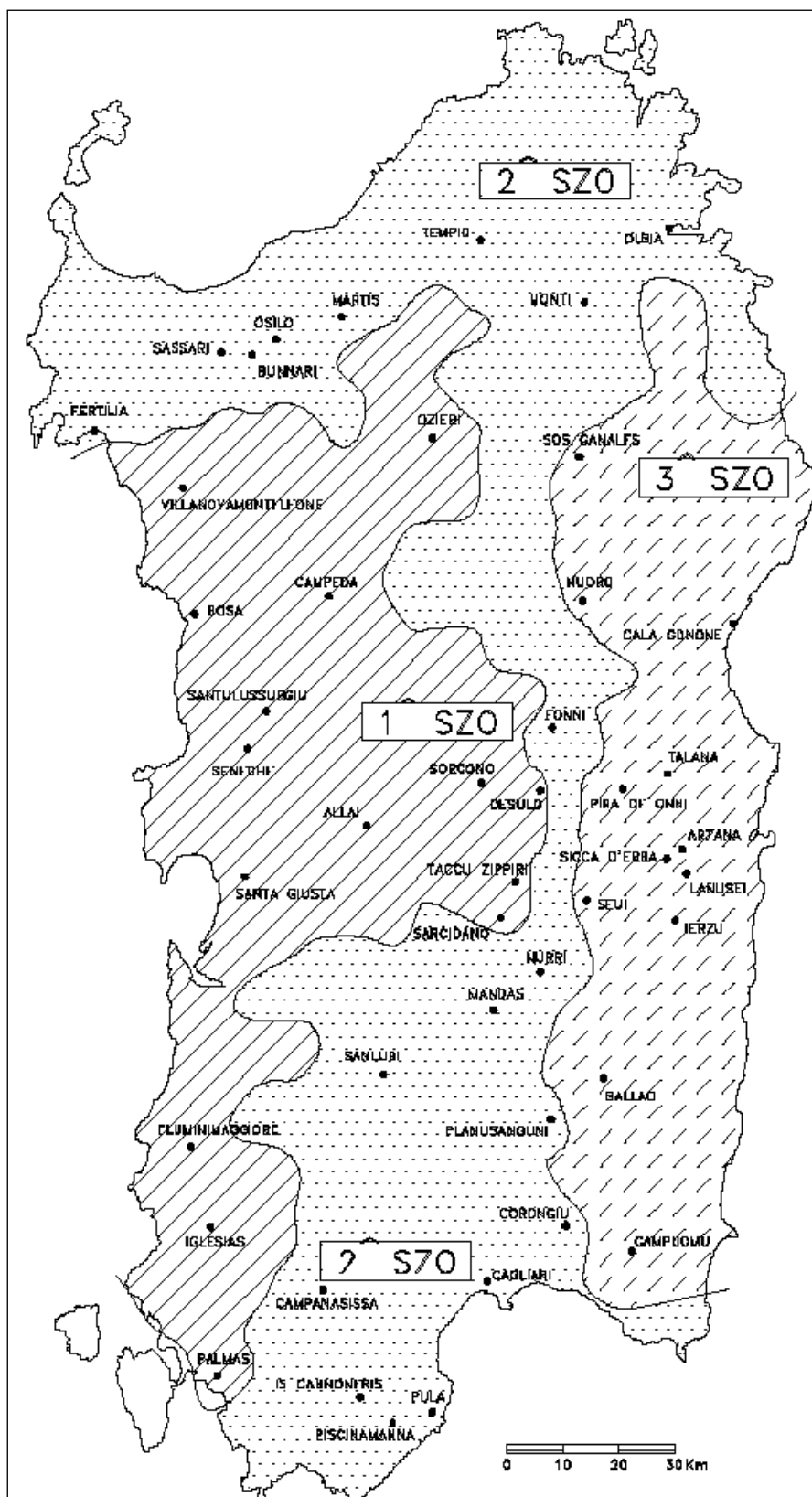


Figure 5.2: Carta delle Sottozone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna. (da Deidda ed AL., 1993)



5.1.3. Coefficiente di riduzione areale

Quando si ricavano le altezze h di pioggia dalle curve di possibilità pluviometrica si suppone che tali valori corrispondano al centro di scroscio che viene individuato per ipotesi nel punto in cui vi è la stazione di misura.

Poi si considera tale pioggia uniformemente distribuita su tutto il bacino. In realtà la pioggia diminuisce allontanandosi dal centro di scroscio, quindi considerare quella stessa intensità di pioggia costante su tutto il bacino porta ad un errore per eccesso.

Per tenere conto di ciò si è deciso di applicare alle altezze di pioggia ottenute un coefficiente di riduzione areale che è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata dal VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report del Wallingford Institute (UK 1977):

$$ARF = 1 - f_1 \cdot T_p^{-f_2}$$

dove:

$$f_1 = 0,0394 \cdot S^{0,354}$$

$$f_2 = 0,4 - 0,0208 \cdot \ln(4,6 - \ln S) \quad \text{per } S < 20 \text{ km}^2$$

Per il coefficiente ARF si osserva che:

diminuisce all'aumentare dell'area S ;

aumenta all'aumentare della durata di pioggia T_p .

In base a tale coefficiente verranno ricavate delle altezze di pioggia h' pari alle altezze di pioggia lorda h calcolate con le curve di possibilità pluviometrica moltiplicate per il coefficiente ARF di ragguaglio della precipitazione all'area del bacino.

Coefficiente di deflusso

Di fondamentale importanza per una corretta valutazione delle portate di piena è la stima del coefficiente di deflusso Ψ , che merita particolare attenzione perché può dar luogo a sottostime o soprastime, anche rilevanti, della portata di piena.

Infatti non tutta l'acqua della precipitazione (PIOGGIA TOTALE) contribuisce alla portata superficiale, parte si infila nel sottosuolo e va ad alimentare le falde, parte viene assorbita dalle piante, parte ritorna in testa al ciclo idrologico sotto forma di vapore per fenomeni diretti di evaporazione o evapotraspirazione delle piante, parte viene immagazzinata nelle depressioni superficiali e come umidità del suolo, e infine vi è una parte, in genere la più cospicua, che va a formare il deflusso superficiale e scorre verso le zone di compluvio formando prima i rigagnoli quindi i torrenti e i fiumi arricchendosi sempre più in quantità.



La parte di pioggia totale che alimenta il deflusso superficiale è detta **pioggia netta** e il coefficiente di deflusso rappresenta appunto il rapporto tra tale pioggia e la pioggia totale.

Il coefficiente di deflusso individua le cosiddette perdite del bacino che dipendono da diversi fattori, in primo luogo dal tipo di terreno, dalla copertura vegetale e dalle condizioni iniziali di umidità. Per la sua determinazione sono stati proposti diversi metodi che vanno da semplici tabelle di riferimento che tengono in considerazione alcuni elementi come copertura del suolo e superficie del bacino ai metodi più complessi che cercano di tenere in conto della pluralità di fattori sopra riportati.

Uno di questi è il **Metodo Curve Number** elaborato dal Soil Conservation Service fin dal 1956 che è tra quelli più utilizzati ed è attualmente considerato tra i più appropriati riportati in letteratura. Nel rapporto VAPI per la Sardegna si è scelto di ricorrere a questo metodo, che consente di ricavare il valore della pioggia netta mediante la stima delle perdite di bacino dovute ai fenomeni di infiltrazione:

$$h_N = \frac{(h - I_a)^2}{h - I_a + f_s} \quad (1)$$

dove:

I_a = fattore di ritenzione iniziale;

f_s = capacità massima di assorbimento del bacino (è la massima quantità invasabile nel terreno dopo l'inizio del deflusso superficiale).

Da riscontri sperimentali si è ricavato:

$$I_a = 0,20 \cdot f_s$$

quindi la (1) diventa:

$$h_N = \frac{(h - 0,20 \cdot f_s)^2}{h + 0,80 \cdot f_s} \quad (2)$$

f_s è collegato alle caratteristiche del suolo dalla seguente formula:

$$f_s = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ [mm]} \quad (3)$$

Il CN è un indice numerico che descrive in percentuale la quantità d'acqua caduta nel suolo che contribuirà al deflusso superficiale. Può variare da 0 a 100 anche se in pratica oscilla tra 25 e 98; per esempio un'area completamente pavimentata può avere CN=98 e un campo coltivato CN≈25. In altre parole, come è evidente dalla (3) se CN è grande, l'infiltrazione f_s è piccola e quindi avremo elevati coefficienti di deflusso.



I valori del CN, che teoricamente possono variare tra zero (assenza di deflusso superficiale) e 100 (assenza di perdite per infiltrazione), si ricavano dalle tabelle del Soil Conservation Service in funzione principalmente dell'uso del suolo e della capacità di infiltrazione di questo ultimo.

USO DEL SUOLO	TIPO DI DRENAGGIO	CONDIZIONI IDROLOGICHE	TIPO DI TERRENO			
Terreno Residenziale			A	B	C	D
Zone urbane	85% impermeabile	qualsiasi	89	92	94	95
Zone industriali	72% impermeabile	“ “	81	88	91	93
Case a schiera	65% impermeabile	“ “	77	85	90	92
Ville isolate	25% impermeabile	“ “	54	70	80	85
Parcheggi	100% impermeabile	“ “	98	98	98	98
Parchi	75% a verde	“ “	39	71	74	80
Strade pavimentate	Con cunette e fognatura	“ “	98	98	98	98
Strade in macadam	---	“ “	76	85	89	91
Strade sterrate	---	“ “	72	82	87	89
Terreno Agricolo						
Prato stabile	---	qualsiasi	77	86	91	94
Seminativo	Solchi a rittocchino	Cattive	65	76	84	88
Seminativo	Solchi a rittocchino	Buone	63	75	83	87
Seminativo	Solchi a traversochino	Cattive	63	74	82	85
Seminativo	Solchi a traversochino	Buone	61	73	81	84
Seminativo	Terrazzato	Cattive	61	72	79	82
Seminativo	Terrazzato	Buone	59	70	78	81
Pascolo	---	Cattive	68	79	86	89
Pascolo	---	Discrete	49	69	79	84
Pascolo	---	Buone	39	71	64	80
Erbaio	---	qualsiasi	30	58	71	78
Terreno boschivo	---	Cattive	45	66	77	83
Terreno boschivo	---	Discrete	36	60	73	79
Terreno boschivo	---	Buone	25	55	70	77

Tabella 5.2 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli di copertura vegetale e per condizioni medie di umidità antecedenti l'evento (AMCII)

È necessario tener conto delle condizioni iniziali di imbibimento del terreno attribuendo al terreno in esame una classe AMC (ANTECEDENT MOISTURE CONDITION):

AMC I	Terreno poco saturo
AMC II	Terreno mediamente saturo
AMC III	Terreno molto saturo
Riferiti a valori di saturazione analizzati in base ai 5 g.g. di pioggia precedenti l'evento.	

Tabella 5.3 - classi AMC per le condizioni iniziali di imbibimento del terreno



I valori del parametro CN tabellati in letteratura sono quelli riferiti a condizioni medie di umidità del terreno all’inizio della precipitazione e in funzione del tipo di terreno.

Gruppo	Tipo di terreno
A	Suolo con alta capacità di infiltrazione, anche se già bagnato. Principalmente sabbia e ghiaia, con strati profondi e ben drenati.
B	Suolo con moderata capacità di infiltrazione allorquando risultano bagnati. Moderato drenaggio profondo. Tessitura da moderatamente fine a moderatamente grossolana
C	Suolo con piccola capacità di infiltrazione allorquando risultano bagnati. Solitamente presentano uno strato che impedisce il drenaggio verticale possiedono una tessitura da moderatamente fina a fina.
D	Suolo con molto piccola capacità di infiltrazione. Principalmente argille con alto potenziale di rigonfiamento; suoli con livello di falda alto e perennante; suoli con strati argillosi in superficie; suoli poco profondi su strati impermeabili o semi-impermeabili.

Tabella 5.4 - suddivisione in classi del tipo di terreno in funzione della capacità di infiltrazione del suolo

I valori ricavati dalle tabelle sono stati riportati alla terza classe, definita come quella a potenziale di scorrimento superficiale massimo, attraverso la seguente relazione:

$$CN(III) = \frac{23 \cdot CN(II)}{10 + 0.13 \cdot CN(II)}$$

Per i bacini in esame l’uso del suolo è stato elaborato a partire dalla carta d’uso del suolo elaborata per il PUC suddivisa in 47 tipologie contenute in 5 livelli gerarchici secondo l’impostazione della CORINE LAND COVER.

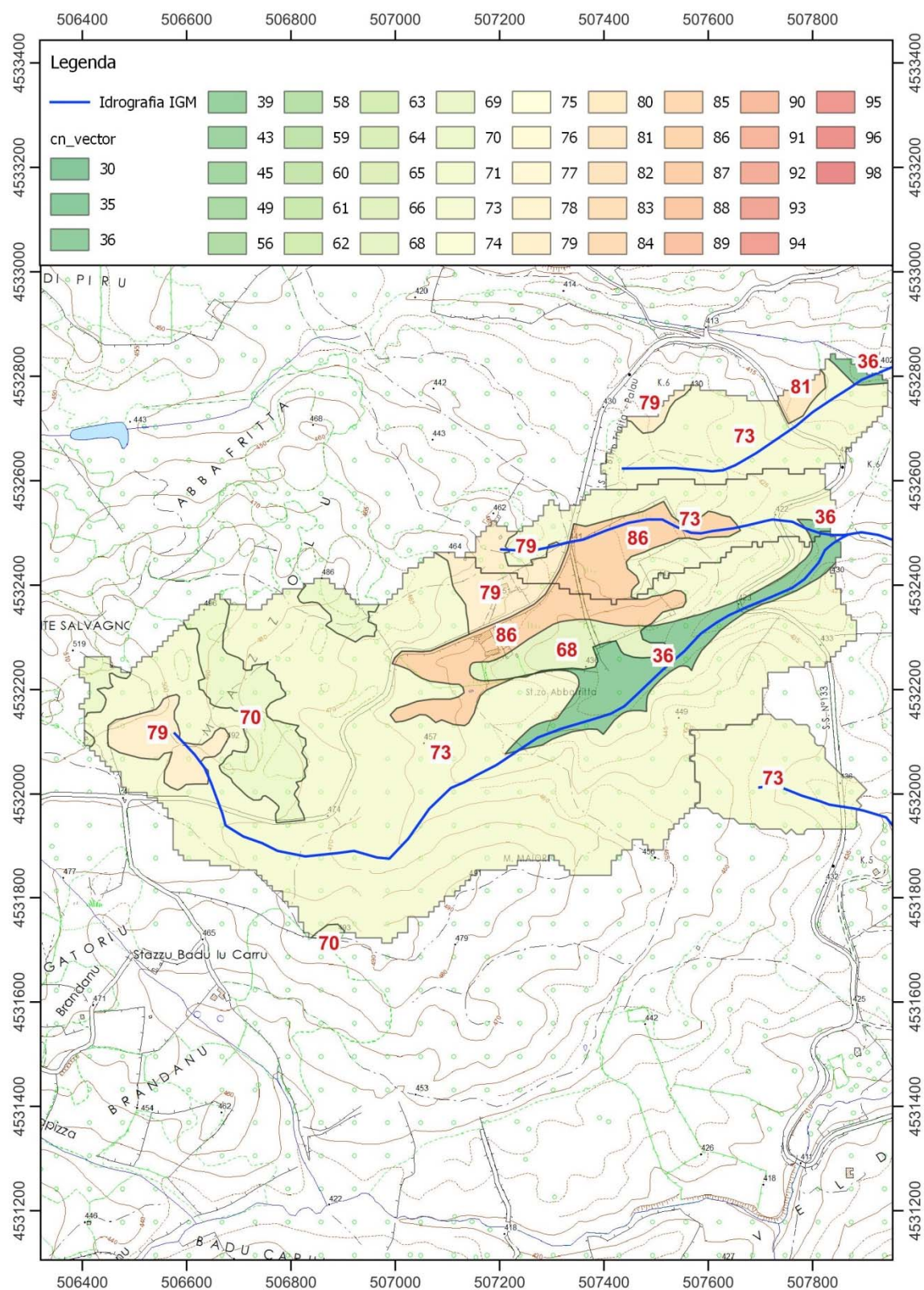


Figura 5.1 –Determinazione del Curve Number, per il bacino oggetto delle analisi idrologiche e idrauliche, con evidenziata l’asta di riferimento del Rio



5.2. Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in dx del Rio Tuortu

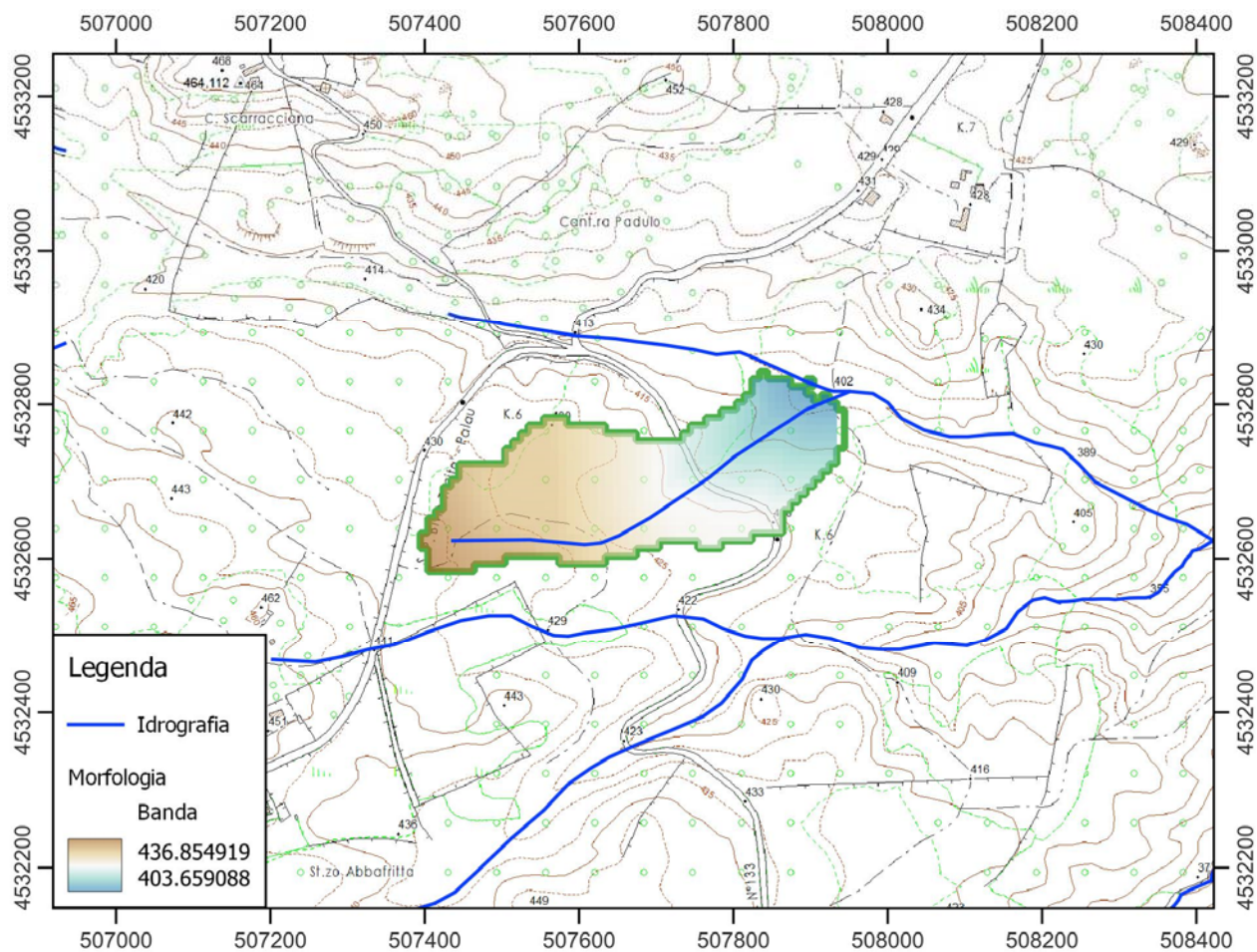


Figura 5.2: morfologia e idrografia superficiale del bacino del Rio



5.2.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell’analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
<i>Bacino</i>			
Superficie	S	0.081	Kmq
Perimetro	P	1.781	Km
Altezza massima	Hmax	436.855	m
Altezza minima	Ho	403.660	m
Altezza media	Hm	422.565	m
Pendenza media	$\bar{i}_{versante}$	0.037	m/m
Pendenza media	$\bar{i}_{versante}$	3.723	%
Indice di forma di Horton	H _f	0.273	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.321	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.765	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	0.590	adimensionale
<i>Asta</i>			
Lunghezza	L	0.544	Km
Pendenza media	im	0.052	m/m
Pendenza media	im	5.202	%

5.2.2. Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrvazione	T _p = T _c	0.361	Ore [metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.081	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.980	
Curve number	CN II	72.335	
Curve number	CN III	85.742	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	42.237	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	8.447	



Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PAI

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.361	0.470	0.582	0.699	0.864
Ventura	0.159	0.333	0.406	0.483	0.599
Giandotti*	0.562	0.501	0.625	0.755	0.935
Viparelli	0.151	0.321	0.392	0.467	0.579
Pasini	0.167	0.344	0.420	0.501	0.621
VAPI	1.600	0.426	0.529	0.635	0.779

Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PSFF

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.361	0.485	0.600	0.725	0.905
Ventura	0.159	0.361	0.441	0.534	0.676
Giandotti*	0.562	0.509	0.633	0.767	0.954
Viparelli	0.151	0.350	0.428	0.518	0.658
Pasini	0.167	0.372	0.455	0.550	0.696
VAPI	1.600	0.423	0.526	0.631	0.775

Portate derivanti dall' analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]			
[anni]									[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	0.1239	31.614	30.876	7.779	0.252	0.485	5.99
100	23.2228	0.3853	2.6052	0.1576	34.779	33.967	9.612	0.283	0.600	7.40
200	23.2228	0.3853	2.9308	0.1849	38.053	37.164	11.623	0.313	0.725	8.95
500	23.2228	0.3853	3.3613	0.2111	42.491	41.499	14.510	0.350	0.905	11.17

$$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$$



5.3. Individuazione del sottobacino idrografico dell’Affluente in sx del Rio Abbafritta

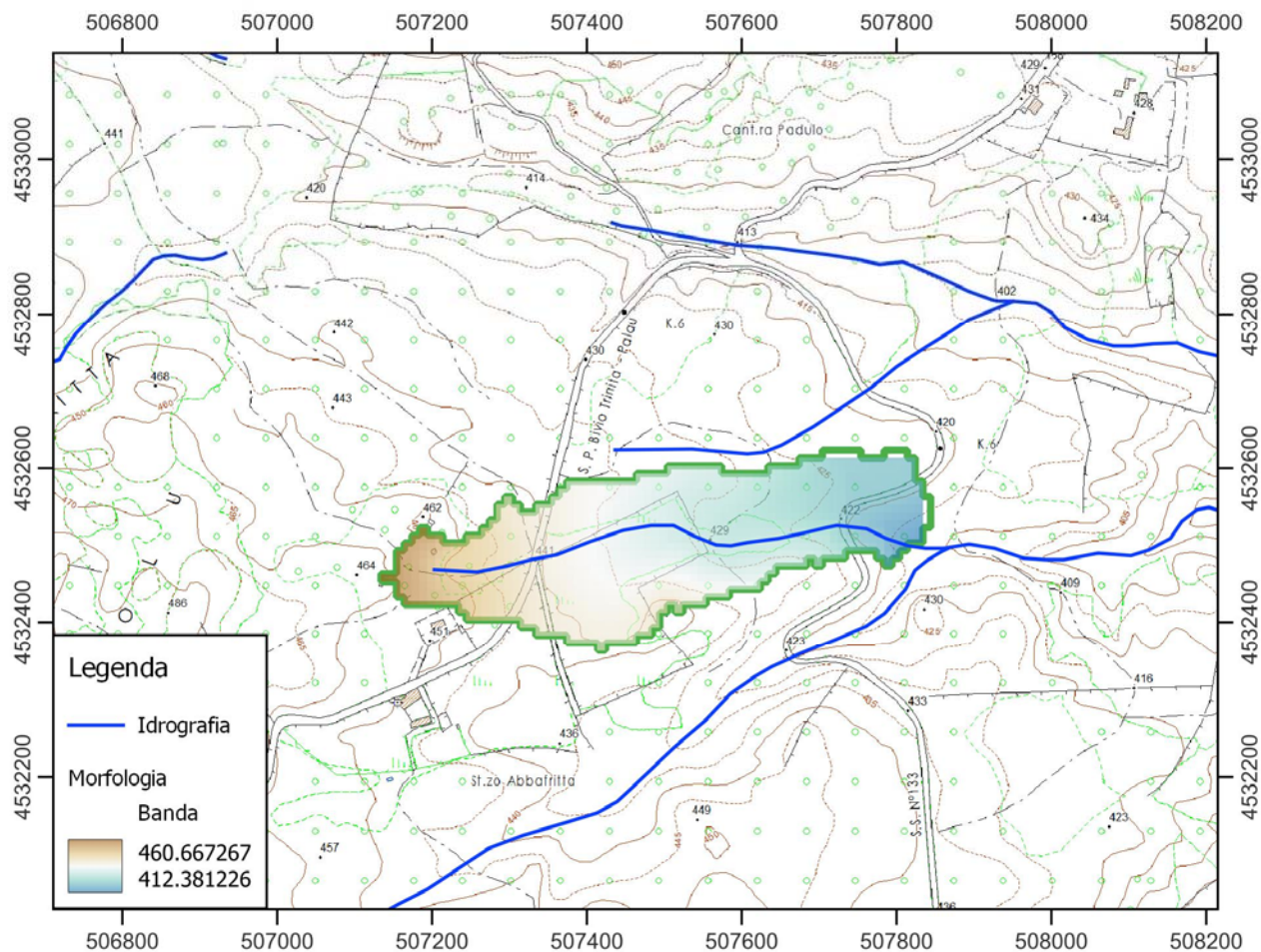


Figura 5.3: morfologia e idrografia superficiale del bacino del Rio



5.3.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell'impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell'analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
<i>Bacino</i>			
Superficie	S	0.102	Kmq
Perimetro	P	2.141	Km
Altezza massima	Hmax	460.667	m
Altezza minima	Ho	412.381	m
Altezza media	Hm	434.499	m
Pendenza media	$\bar{i}_{\text{versante}}$	0.079	m/m
Pendenza media	$\bar{i}_{\text{versante}}$	7.914	%
Indice di forma di Horton	H _f	0.2163	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.2797	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.8910	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	0.5247	adimensionale
<i>Asta</i>			
Lunghezza	L	0.687	Km
Pendenza media	im	0.057	m/m
Pendenza media	im	5.731	%

5.3.2. Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrvazione	Tp = Tc	0.269	Ore [metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.102	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.979	
Curve number	CN II	76.901	
Curve number	CN III	88.449	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	33.171	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	6.634	



Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PAI

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.269	0.750	0.900	1.055	1.273
Ventura	0.170	0.666	0.788	0.914	1.099
Giandotti*	0.613	0.783	0.958	1.139	1.387
Viparelli	0.191	0.692	0.822	0.956	1.151
Pasini	0.186	0.687	0.815	0.947	1.140
VAPI	1.654	0.609	0.744	0.882	1.068

Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PSFF

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.269	0.781	0.937	1.107	1.353
Ventura	0.170	0.709	0.842	0.990	1.212
Giandotti*	0.613	0.792	0.966	1.151	1.407
Viparelli	0.191	0.733	0.872	1.027	1.256
Pasini	0.186	0.728	0.866	1.019	1.247
VAPI	1.654	0.607	0.741	0.878	1.062

Portate derivanti dall' analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno [anni]	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda [mm]	Pioggia lorda ' [mm]	Pioggia netta [mm]	Coefficiente di deflusso	Portata progetto [m³/s]	Contributo Unitario [m³/s]
	a1	n1	a2	n2						
50	23.2228	0.3853	2.2881	0.1381	27.246	26.479	7.428	0.281	0.781	7.66
100	23.2228	0.3853	2.6160	0.1755	29.680	28.844	8.907	0.309	0.937	9.19
200	23.2228	0.3853	2.9438	0.2068	32.216	31.309	10.525	0.336	1.107	10.86
500	23.2228	0.3853	3.3771	0.2388	35.699	34.694	12.859	0.371	1.353	13.26

$$Pioggia\ Lorda' = Pioggia\ Lorda \times ARF$$



5.4. Individuazione del sottobacino idrografico del Rio Abbafritta

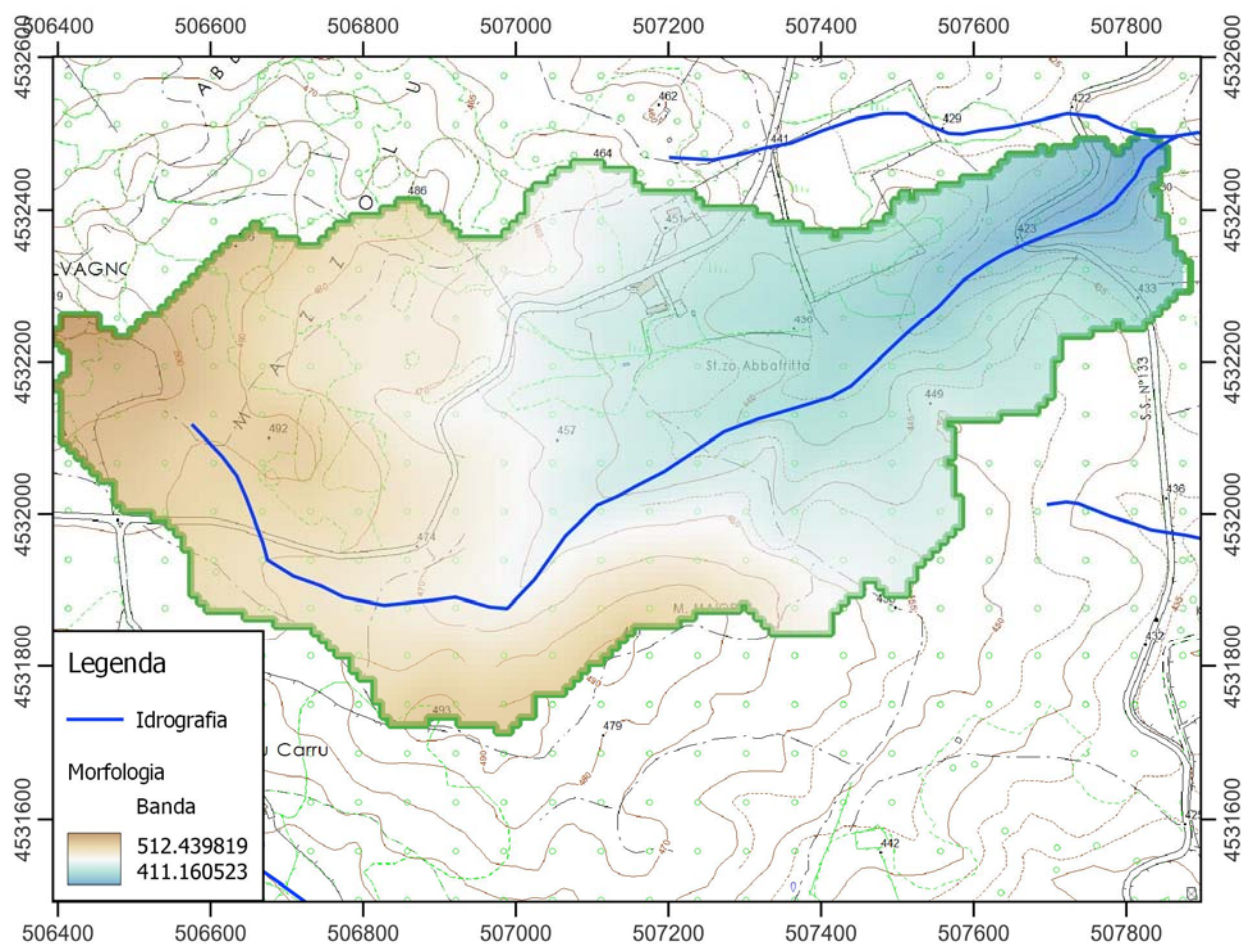


Figura 5.4: morfologia e idrografia superficiale del bacino del Rio



5.4.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell’impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell’analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M.]
<i>Bacino</i>			
Superficie	S	0.689	Kmq
Perimetro	P	5.362	Km
Altezza massima	Hmax	512.440	m
Altezza minima	Ho	411.161	m
Altezza media	Hm	461.764	m
Pendenza media	i_{versante}	0.066	m/m
Pendenza media	i_{versante}	6.603	%
Indice di forma di Horton	H _f	0.2580	adimensionale
Indice di circolarità	R _c	0.3011	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R _u	1.8223	adimensionale
Indice di allungamento	R _a	0.5731	adimensionale
<i>Asta</i>			
Lunghezza	L	1.634	Km
Pendenza media	im	0.048	m/m
Pendenza media	im	4.832	%

5.4.2. Risultati dell’analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	Tp = Tc	0.668	Ore [Metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.689	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μg	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.966	
Curve number	CN II	71.237	
Curve number	CN III	85.067	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	44.589	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	8.918	



Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PAI

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.668	3.903	4.927	5.998	7.486
Ventura	0.480	3.732	4.688	5.691	7.099
Giandotti*	1.014	3.937	4.995	6.102	7.624
Viparelli	0.454	3.690	4.631	5.619	7.009
Pasini	0.511	3.774	4.745	5.763	7.189
VAPI	2.750	2.776	3.411	4.062	4.941

Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PSFF

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.668	3.948	4.956	6.047	7.571
Ventura	0.480	3.818	4.777	5.824	7.311
Giandotti*	1.014	3.910	4.960	6.058	7.568
Viparelli	0.454	3.783	4.730	5.767	7.244
Pasini	0.511	3.852	4.822	5.880	7.377
VAPI	2.750	2.766	3.398	4.047	4.922

Portate derivanti dall' analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	-0.0141	43.279	41.547	13.787	0.332	3.948	5.73
100	23.2228	0.3853	2.6160	-0.0155	48.612	46.666	17.306	0.371	4.956	7.19
200	23.2228	0.3853	2.9438	-0.0168	54.090	51.924	21.115	0.407	6.047	8.78
500	23.2228	0.3853	3.3771	-0.0186	61.382	58.925	26.436	0.449	7.571	10.99

$$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$$



COMUNE DI TEMPIO PAUSANIA

Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

5.5. Individuazione del sottobacino idrografico del 104025_FIUME_108053

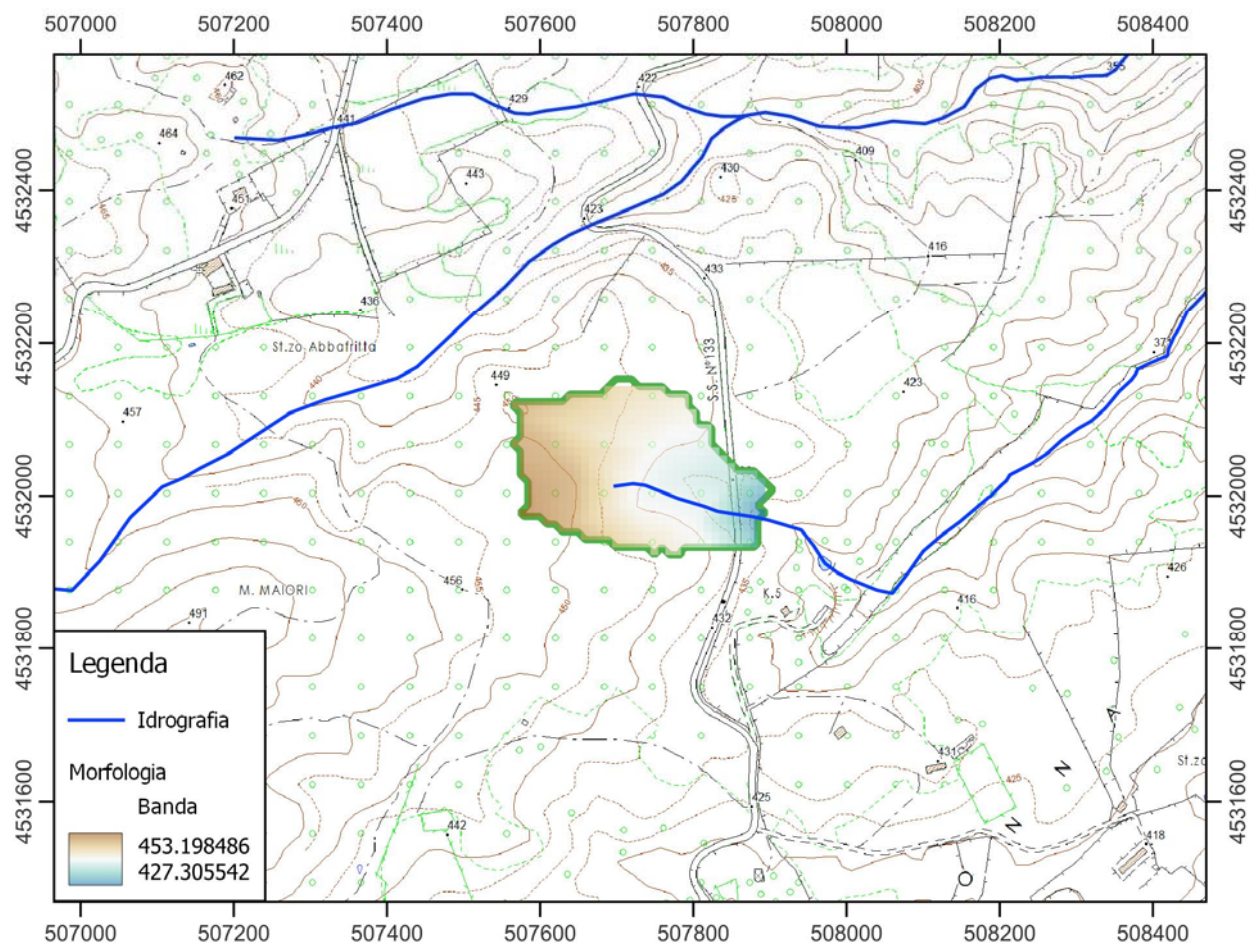


Figura 5.5: morfologia e idrografia superficiale del bacino del 104025_FIUME_108053



5.5.1. Caratteristiche morfometriche del sottobacino dell'impluvio minore in studio

Il sottobacino oggetto dell'analisi geomorfologica che interessa il progetto presenta le principali caratteristiche geomorfologiche riassunte qui di seguito:

Parametri	Simbolo	Valore	[U.M]
Bacino			
Superficie	S	0.054	Kmq
Perimetro	P	1.036	Km
Altezza massima	Hmax	453.198	m
Altezza minima	Ho	427.306	m
Altezza media	Hm	443.011	m
Pendenza media	$i_{versante}$	0.045	m/m
Pendenza media	$i_{versante}$	4.465	%
Indice di forma di Horton	H_f	1.400	adimensionale
Indice di circolarità	R_c	0.631	adimensionale
Indice di compattezza di Gravelius	R_u	1.259	adimensionale
Indice di allungamento	R_a	1.335	adimensionale
Asta			
Lunghezza	L	0.196	Km
Pendenza media	im	0.074	m/m
Pendenza media	im	7.370	%

5.5.2. Risultati dell'analisi idrologica di dettaglio

Metodologia utilizzata	Metodo indiretto TCEV		
Dati di input	Simbolo	Valore	[U.M.]
Tempo di corrivazione	$T_p = T_c$	0.143	Ore [Metodo SCS]
Superficie del bacino	S	0.054	Kmq
Sottozona omogenea	SZO	2	
Pioggia indice giornaliera	μ_g	70	mm
Coefficiente di riduzione areale	ARF	0.980	
Curve number	CN II	73.000	
Curve number	CN III	86.147	
Fattore di ritenzione iniziale	fs	40.846	mm
Capacità di massimo assorbimento del bacino	Ia	8.169	



Portata di progetto in funzione del tempo di corrivazione e delle curve di possibilità pluviometrica adottate dal PAI

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.143	0.225	0.272	0.322	0.397
Ventura	0.109	0.179	0.215	0.254	0.314
Giandotti*	0.386	0.332	0.411	0.492	0.607
Viparelli	0.055	0.055	0.066	0.078	0.102
Pasini	0.087	0.139	0.166	0.196	0.245
VAPI	1.335	0.311	0.387	0.466	0.573

Tempi di corrivazione		Q50 anni	Q 100 anni	Q 200 anni	Q 500 anni
SCS	0.143	0.245	0.298	0.359	0.453
Ventura	0.109	0.200	0.243	0.293	0.374
Giandotti*	0.386	0.342	0.422	0.509	0.632
Viparelli	0.055	0.073	0.089	0.111	0.153
Pasini	0.087	0.161	0.194	0.236	0.305
VAPI	1.335	0.309	0.385	0.463	0.570

Portate derivanti dall' analisi di sensitività da cui si è scartata la formula del Giandotti* valida solo per bacino superiori ai 60 kmq e non adatta a descrivere piccoli e piccolissimi bacini con superfici inferiori al kmq come quello in studio:

Tempo ritorno	Coefficienti metodo TCEV				Pioggia lorda	Pioggia lorda '	Pioggia netta	Coefficiente di deflusso	Portata progetto	Contributo Unitario
[anni]	a1	n1	a2	n2	[mm]	[mm]	[mm]		[m³/s]	[m³/s]
50	23.2228	0.3853	2.2881	0.1239	19.771	19.216	2.352	0.122	0.245	4.55
100	23.2228	0.3853	2.6052	0.1576	21.085	20.493	2.856	0.139	0.298	5.53
200	23.2228	0.3853	2.9308	0.1849	22.496	21.865	3.439	0.157	0.359	6.66
500	23.2228	0.3853	3.3613	0.2111	24.521	23.832	4.342	0.182	0.453	8.41

$$Pioggia\ Lorda\ ' = Pioggia\ Lorda \times ARF$$



5.6. Analisi idraulica in moto permanente

Criteri generali

Il calcolo idraulico dell'asta fluviale è stato condotto riferendosi alla condizione di moto permanente che, a differenza del moto uniforme che fornisce i livelli idrici di sicurezza di un canale considerato “indisturbato”, da dei risultati più vicini alla realtà in quanto la corrente idrica lungo il suo percorso è certamente influenzata dai cambiamenti di sezione, scabrezza, pendenza, andamento planimetrico, etc., di cui le simulazioni di moto permanente più propriamente tengono conto.

Ovviamente per effettuare un calcolo di moto permanente più attinente possibile alla realtà, è necessario fare una simulazione completa che comprenda un certo numero di sezioni lungo tutto il tronco critico oggetto dello studio

Sono state quindi determinate:

- le sagome delle sezioni trasversali e relative dimensioni geometriche;
- la pendenza longitudinale del fondo;
- la sequenza planimetrica delle sezioni trasversali;
- il valore della scabrezza del fondo, delle sponde e delle aree esondabili;

Tutte le informazioni suddette sono state utilizzate come dati di input del software Hec-Ras (River Analysis System) sviluppato dall’Hydrologic Engineering Center del U.S. Army Corps of Engineers.

Breve descrizione del programma di calcolo: modulo di moto permanente

Tra i moduli di calcolo contenuti nel programma succitato, in questa sede si utilizzerà quello che consente l’analisi del moto permanente gradualmente vario in regime di corrente lenta, veloce o di regime misto.

La procedura base adottata dal programma per i calcoli è incentrata sulla soluzione iterativa dell’equazione monodimensionale dell’energia:

$$E = z + y + \frac{\alpha}{2g} v^2$$

che stabilisce che l’energia totale in una data sezione, lungo il tratto in analisi, è data dalla somma dell’energia potenziale e dall’energia cinetica. Le perdite valutate sono quelle per attrito (equazione di Manning) e quelle causate dalla contrazione e espansioni delle sezioni (tramite un coefficiente che moltiplica la variazione dell’energia cinetica).



L'equazione della quantità di moto è utilizzata nei punti dove il profilo del pelo libero subisce brusche variazioni; questo si verifica in condizioni di regime misto, nei punti di passaggio da corrente veloce a corrente lenta (risalti idraulici), oppure in corrispondenza di ponti o delle confluenze di più rami di una rete.

Si possono effettuare analisi di più configurazioni geometriche contemporaneamente; calcoli di più profili; analisi idrauliche in corrispondenza di punti singolari quali ponti, sottopassi ad aperture multiple e manufatti con paratoie.

Un'altra operazione consentita dopo aver immesso tutti i dati geometrici necessari, è quella di effettuare la simulazione con l'ausilio di sezioni interpolate che il programma costruisce automaticamente in base a quelle immesse dall'utente ed effettivamente rilevate in sito.



Lavori di realizzazione strada di collegamento Tempio – strada provinciale
per Aglientu –PIA SS 17-19 “Alta Gallura” LOTTO 1, LOTTO 2-Tratto 2, LOTTO 4
Procedimento per il rilascio del P.A.U. R.

COMUNE DI TEMPIO PAUSANIA

Riscontro alle richieste di integrazioni ad esito della CdS istruttoria del 14.03.2023

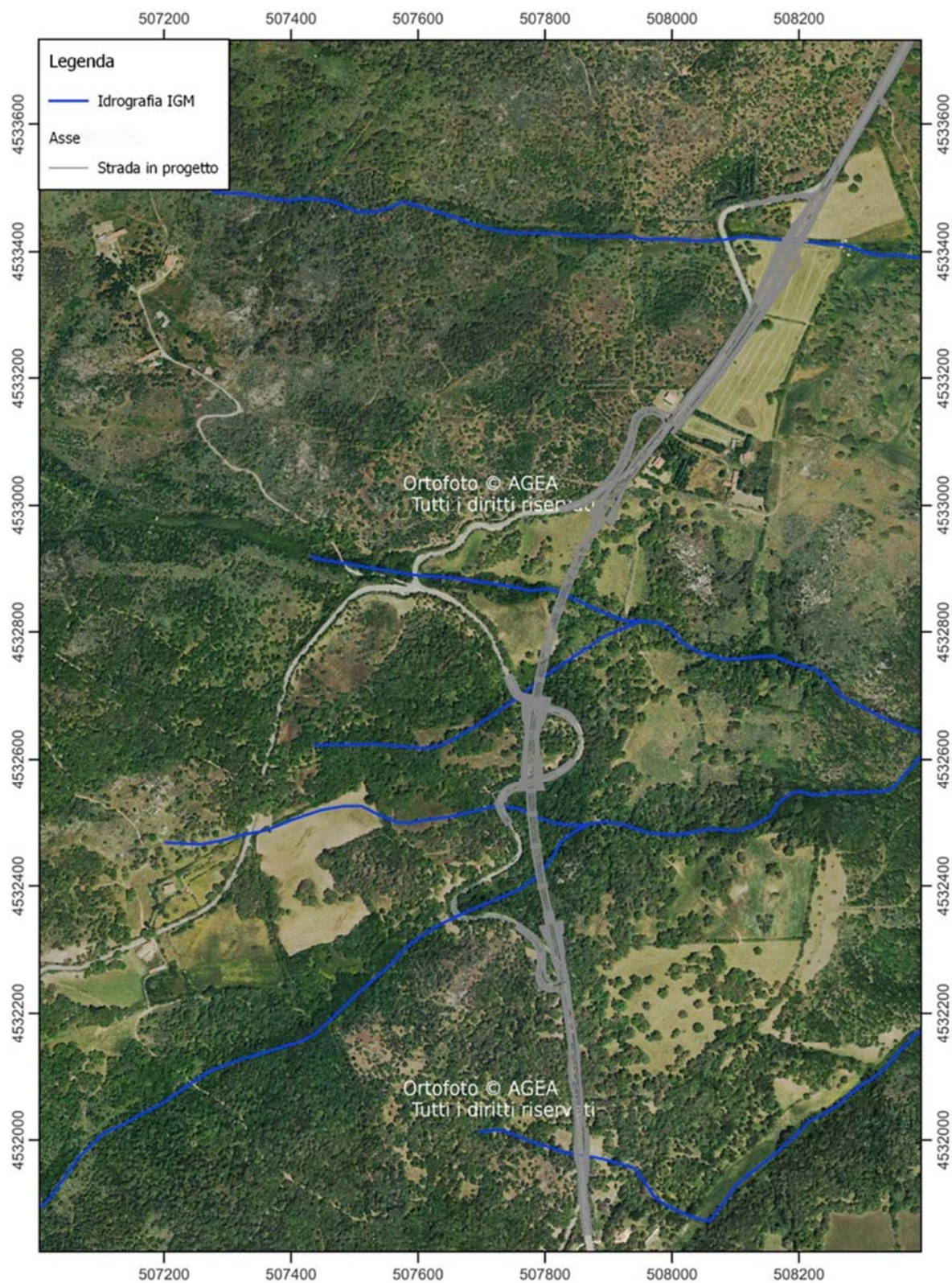


Figure 5.3: area in studio



5.6.1. Portate utilizzate per la modellazione idraulica

Le portate utilizzate per la simulazione idraulica per i diversi tempi di ritorno per quanto illustrato nei paragrafi precedenti sono quelle riportate nella tabella sottostante. Per i soli bacini minori non analizzati dal PAI, visto il minimo incremento a favore di sicurezza, le analisi sulla modellazione vengono svolte con la portata maggiore.

Si ribadisce che per i tratti oggetto di analisi idraulica perimetrati dal PAI si sono utilizzate le portate determinate nell’ambito dello “**Studio di compatibilità idraulica dell’intero territorio comunale ai sensi dell’art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018**” del comune di Tempio Pausania approvate con Deliberazione n. 6 del 26.02.2020 del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino Regionale:

Fiume	Tratto	Sezione Hec-Ras	Superficie totale	Portata Tr 50 anni	Portata Tr 100 anni	Portata Tr 200 anni	Portata Tr 500 anni
			[Km ²]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
FIUME_93122	Tratto_valle	301	PAI VIGENTE	5.58	6.19	6.8	7.62
Affi_DX	Tratto_valle	304.927	0.08	0.509	0.633	0.767	0.954
Riu_tuortu	Tratto_monte	347.464	PAI VIGENTE	22.22	25.08	27.89	31.64
Abba_Fritta	Tratto_monte	397.402	0.689	3.948	4.956	6.047	7.571
Abba_Fritta	Tratto_valle	106.051	0.791	4.74	5.922	7.198	8.978
Affi_sx	tratto_valle	165.604	0.10	0.792	0.966	1.151	1.407
FIUME_108053	Tratto_valle	320	0.05	0.342	0.422	0.509	0.632
RIU BATTINU	LOTTO 1	412.34	PAI VIGENTE	15.95	17.6	19.23	21.46
RIU CONCA	LOTTO 2	442.64	PAI VIGENTE	41.02	45.56	50.02	56.06

Figure 5.4: portate utilizzate per le simulazioni idrauliche

5.6.2. Risultati delle simulazioni idrauliche

Sezioni e aste utilizzate nella modellazioni idrauliche sono illustrate nell’Allegato 5.2 (STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA MAPPE) e i risultati delle simulazioni idrauliche per i 4 tempi di ritorno dei 50, dei 100 dei 200 e dei 500 sono illustrati nel dettaglio nell’allegato 5.3 (STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA ALLEGATI RISULTATI MODELLAZIONE ANTE E POST) al presente progetto di cui nel presente paragrafo si riporta una breve sintesi.



Sull’asta del FIUME_93122 (Lotto 4), come si vede dall’immagine sottoriportata, la realizzazione del nuovo attraversamento tramite scatolare 2m x 2m non crea alcun ostacolo al deflusso nemmeno per le portate relative ai tempi di ritorno dei 200 anni

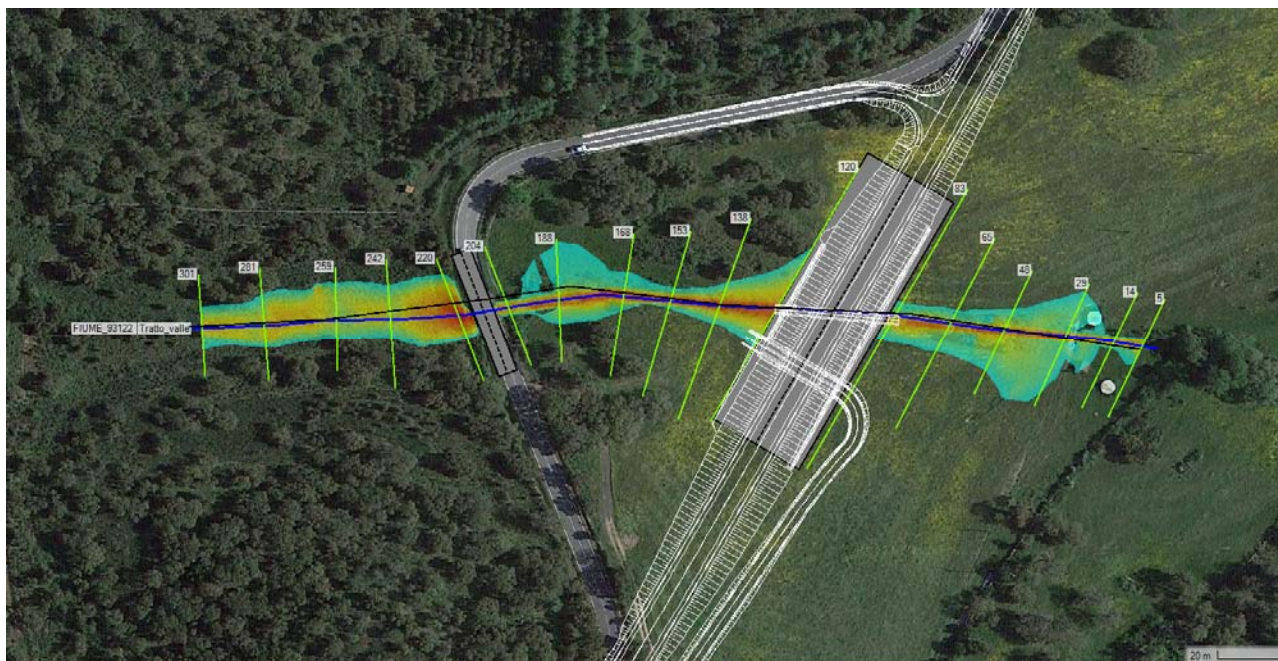


Figure 5.5: area potenzialmente allagabili e battenti idrici sul FIUME_93122



Nel tratto in cui l'infrastruttura stradale attraversa il sistema del Riu Tuortu (LOTTO 4) l'interferenza avviene tramite viadotto e come si può notare l'alveo inciso e le aree allagabili anche per i tempi di ritorno dei 200 anni non interessano le pile del viadotto.

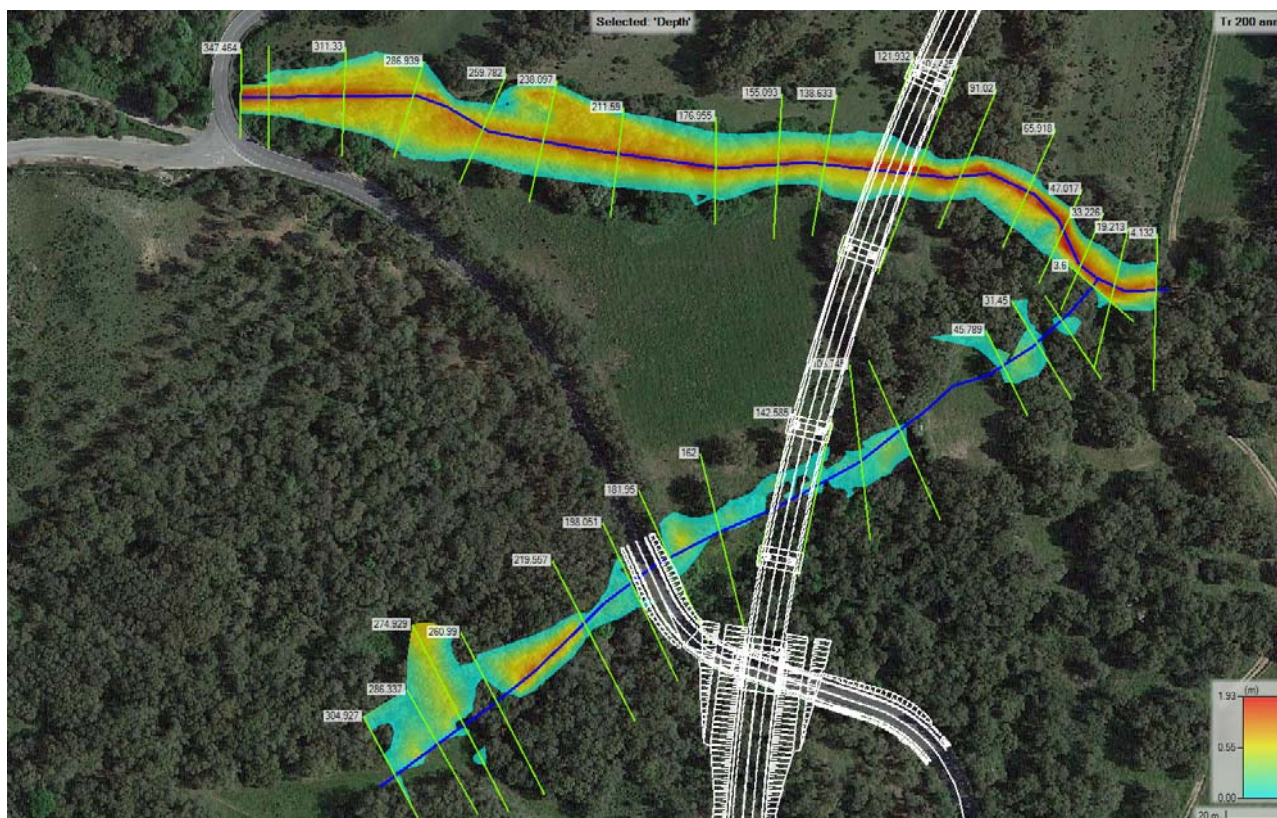


Figure 5.6: area potenzialmente allagabili e battenti idrici sul sistema del Riu Tuortu



Nel tratto in cui l'infrastruttura stradale attraversa il sistema del Riu Abba Fritta (LOTTO 4) l'interferenza avviene tramite viadotto e come si può notare l'alveo inciso e le aree allagabili anche per i tempi di ritorno dei 200 anni non interessano le pile del viadotto, solo l'impluvio secondario lambisce la base delle pile in alveo, ma date le portate i battenti corrispondenti sono dell'ordine di pochi centimetri, criticità che si risolve con una semplice sistemazione per fornire un deflusso ordinato all'impluvio minore verso l'asta dell'Abba Fritta.

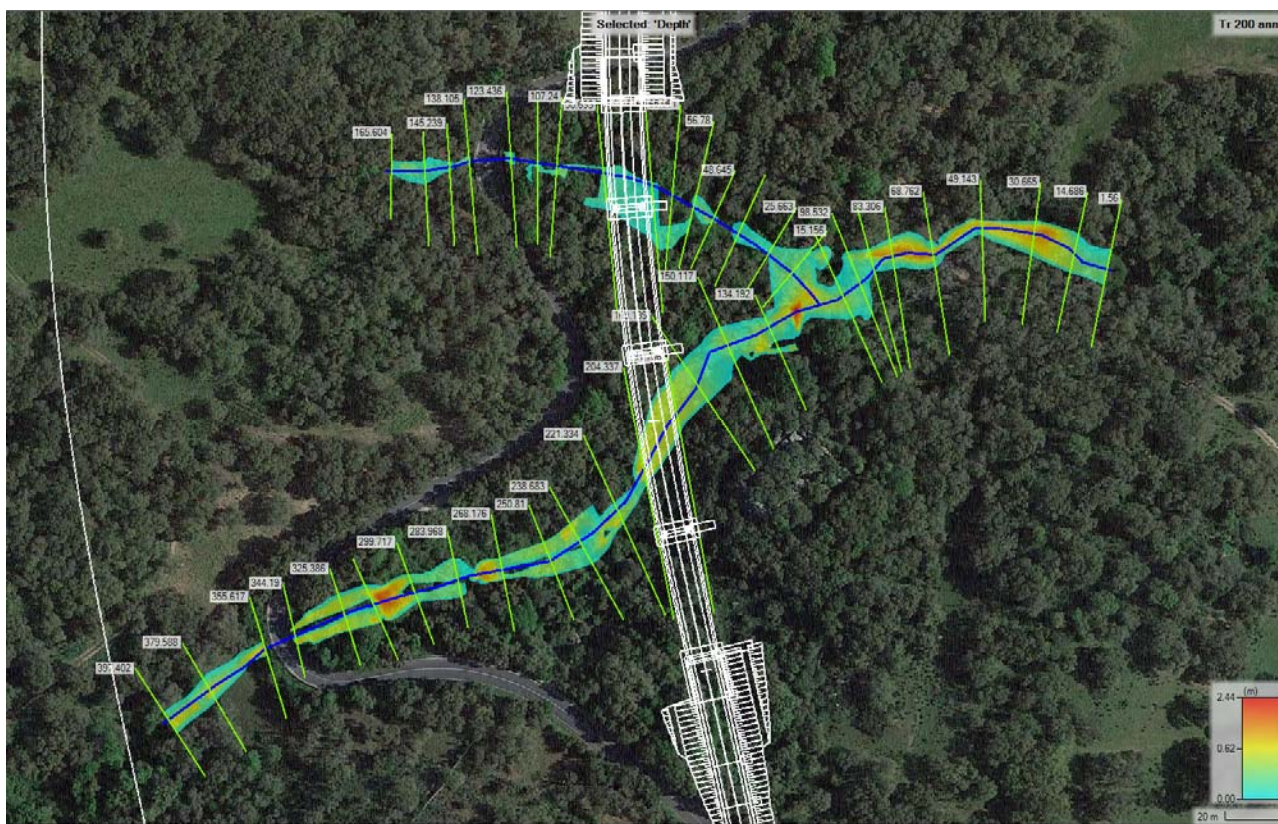


Figure 5.7: area potenzialmente allagabili e battenti idrici sul sistema del Abba Fritta



Sull’asta del FIUME_108053 (Lotto 4), come si vede dall’immagine sottoriportata, la realizzazione del prolungamento del tombino esistente (1m x 2 m circa) crea alcun ostacolo al deflusso nemmeno per le portate relative ai tempi di ritorno dei 200 anni

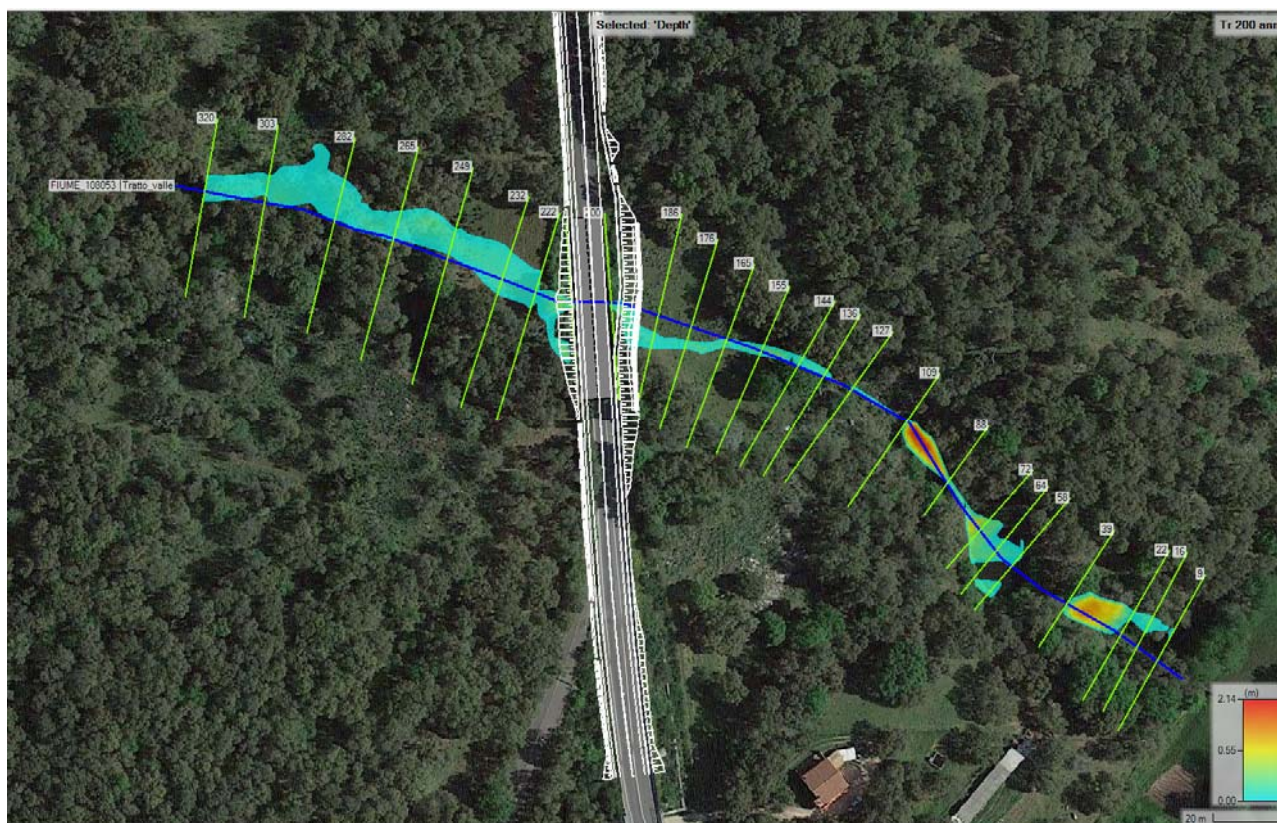


Figure 5.8: area potenzialmente allagabili e battenti idrici sul FIUME_108053



Sull’asta del Riu Battinu (Lotto 1), verrà realizzato un attraversamento tramite scatolare 3m x m e una sistemazione a monte e a valle per raccordare l’alveo esistente, senza creare particolari criticità dal punto di vista idraulico e in ogni caso le aree di allagamento immediatamente a monte e a valle dell’opera sono molto minori di quelle perimetrate nell’ambito dello “Studio di compatibilità idraulica dell’intero territorio comunale ai sensi dell’art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018” del comune di Tempio Pausania approvate con Deliberazione n. 6 del 26.02.2020 del Comitato Istituzionale dell’Autorità di Bacino Regionale.

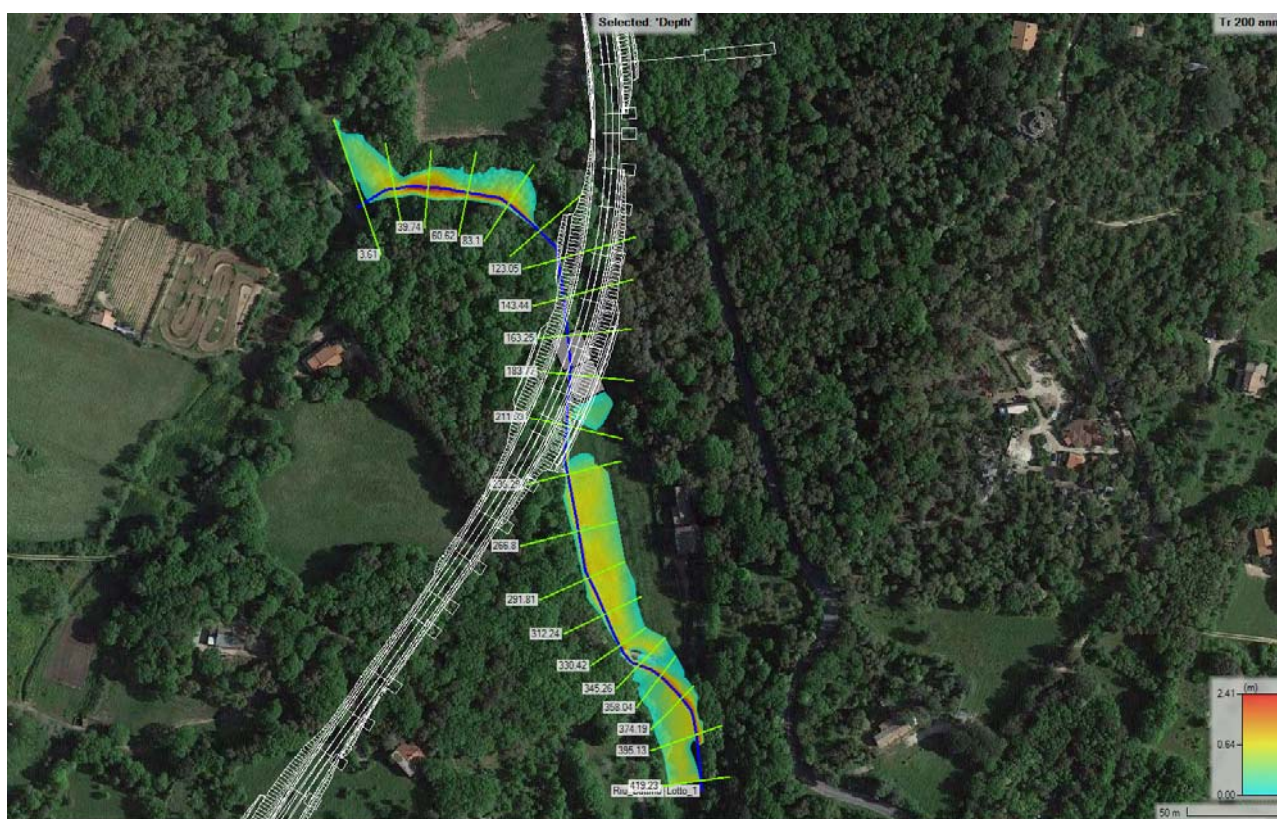


Figure 5.9: area potenzialmente allagabili e battenti idrici sul Riu Battinu



Sull'asta del Riu Conca (Lotto 2), verrà realizzato un attraversamento tramite ponticello scatolare 3m x 4m e una sistemazione a monte e a valle per raccordare l'alveo esistente, la criticità di questo tratto è rappresentata dai livelli idrici rigurgitati nei profili di moto permanente, causati dalla presenza troppo vicina del ponte a valle, caratterizzato da volta ad arco.

Utilizzando le portate determinate nell'ambito dello “Studio di compatibilità idraulica dell'intero territorio comunale ai sensi dell'art. 8 c. 2 delle Norme di Attuazione (N.A.) del P.A.I. previgenti al DPGR n.35 del 27.04.2018” del comune di Tempio Pausania (oltre 50 mc/s per il tempo di ritorno dei 200 anni) tale restringimento crea un brusco ostacolo al deflusso delle acque e un conseguente rigurgito a monte che si ripercuote inevitabilmente anche sull'infrastruttura in progetto.

Il progetto prevede quindi la sua eliminazioni ed il ripristino della sezione naturale dell'alveo che permette l'abbassamento dei livelli idrici a monte ed un corretto deflusso nello scatolare, con inalveazione del tratto di deviazione con protezioni spondali in materassi tipo Reno.

Anche in questo caso le aree potenzialmente allagabili determinate nel presente studio sono ampiamente contenute all'interno di quelle del PAI vigente.

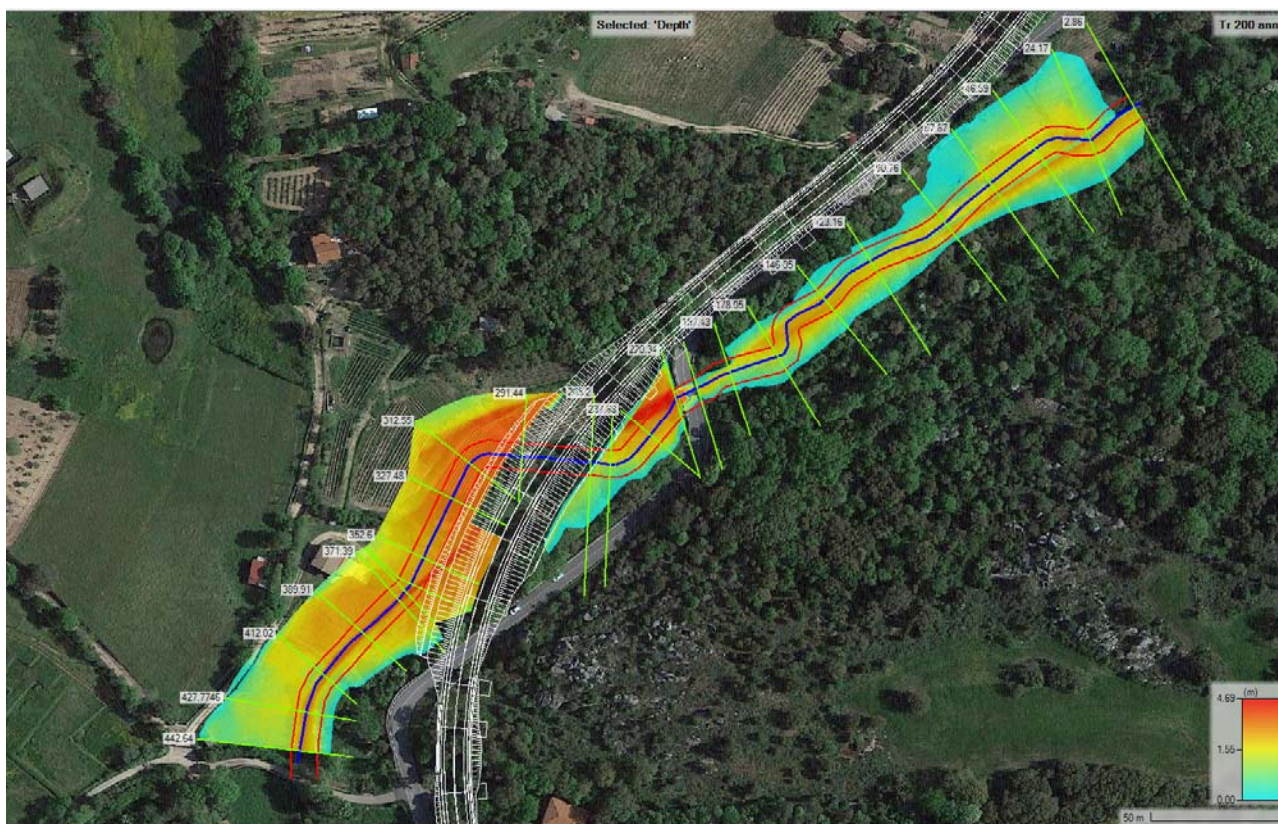


Figure 5.10: area potenzialmente allagabili e battenti idrici sul Riu Conca.