



Regione Autonoma della Sardegna
Ass.to EE.LL., Finanza e Urbanistica

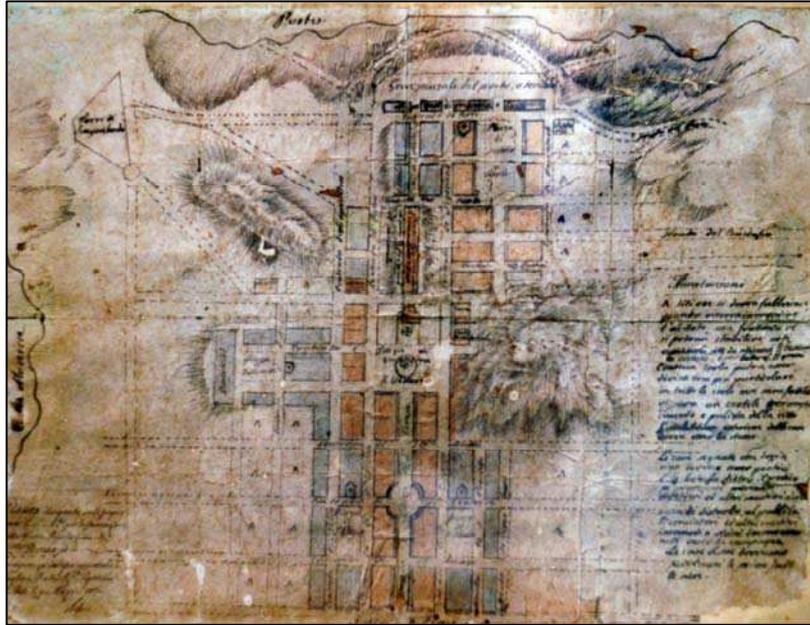


Comune di S.Teresa Gallura



Provincia Olbia-Tempio

COMUNE DI S. TERESA GALLURA



PIANO URBANISTICO COMUNALE

adeguato al vigente Piano Territoriale Paesistico

(L.R. 45/1989 - D.P.G.R. n 266/1993 pubblicato sul B.U.R.A.S. n. 44/1993)

VARIANTE P.U.C. VIGENTE

C - STUDIO GEOLOGICO E IDRAULICO

Tav.

C.12

Elaborato

Relazione di compatibilità Idraulica

Scala

COORDINATORE

Dott. Ing. G. Piero Cassitta

IL SINDACO

Sig. Stefano Pisciotto

Dicembre 2013

Studio di Compatibilità Idraulica

ING. G. PIERO CASSITTA

rio 'Lu Banconi'

Studio di Compatibilità Idraulica

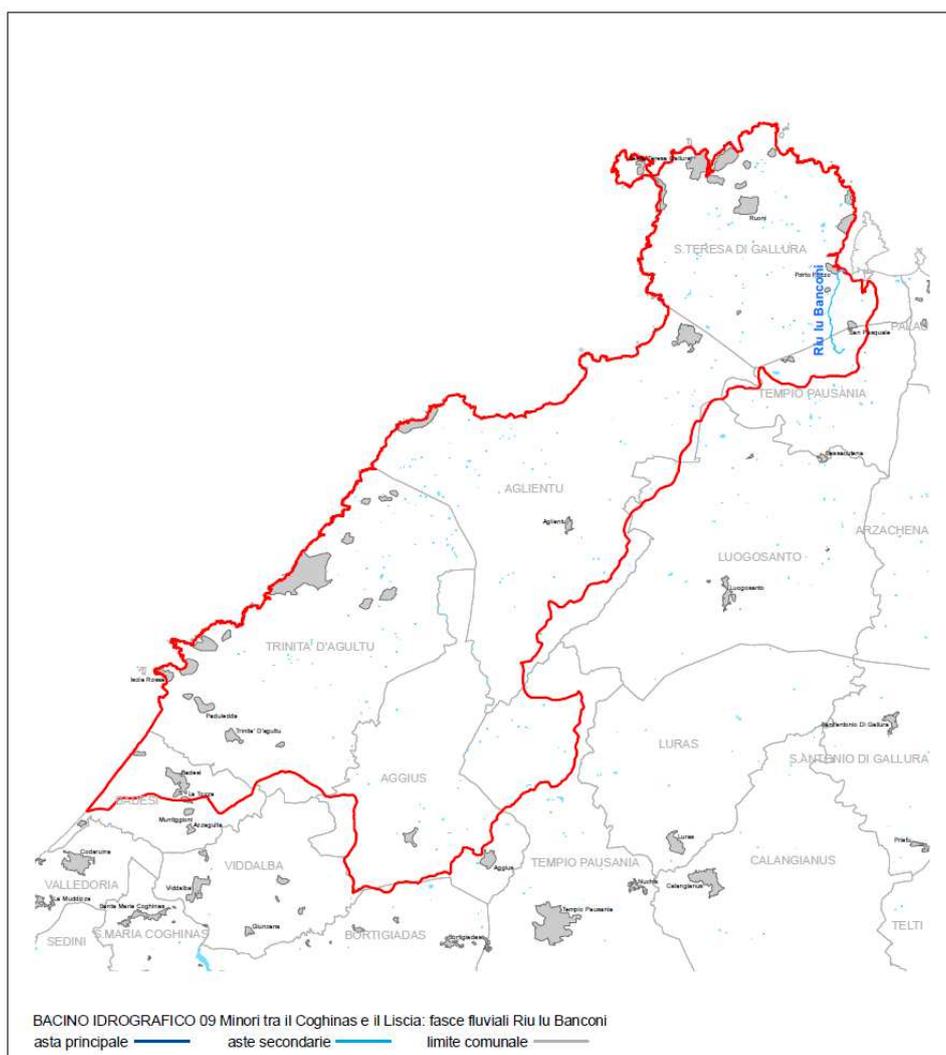
Premesse

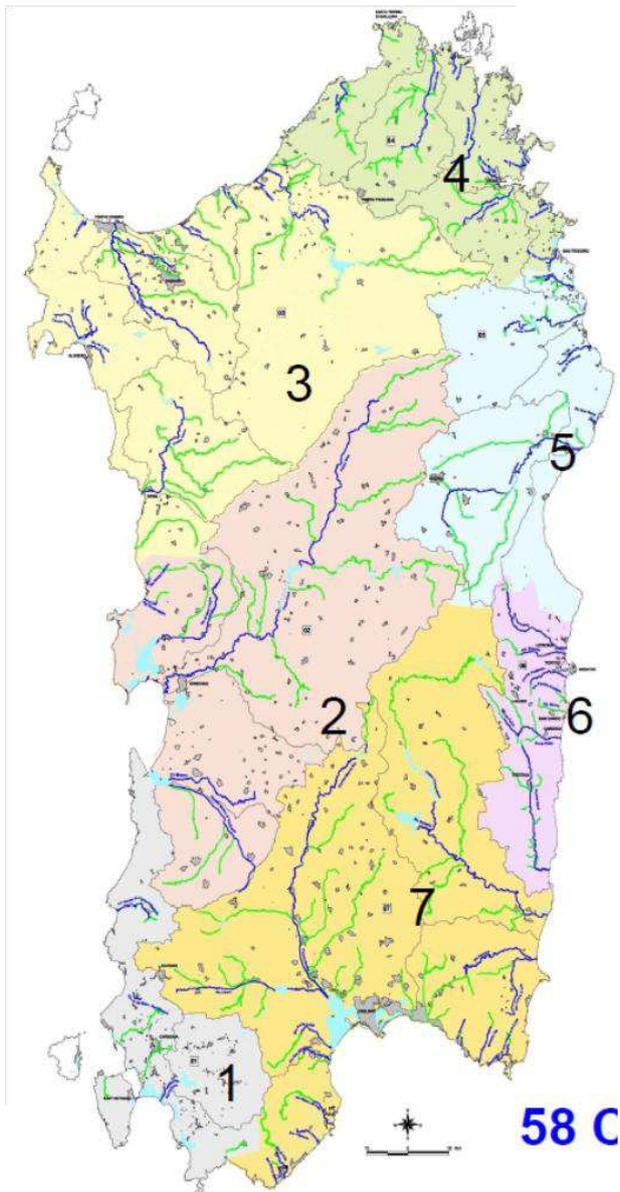
In relazione a quanto intercorso con Agenzia Distretto Idrografico della Sardegna:

- ✚ Sono stati aggiornati i colori nelle tavole grafiche coerentemente alla legenda del PAI;
- ✚ È stato integrato lo studio idraulico del rio 'Lu Banconi' definendone le aree a pericolosità idraulica, inoltre il suddetto rio viene perimetrato nella fascia c geomorfologica individuata dal P.S.F.F..
- ✚ Al fine dell'effettuazione dell'involuppo dei limiti della pericolosità idraulica del presente studio, del PAI e del PSFF, è stato studiato il bacino del rio Curiche-Val di Mela.

Il bacino rio Lu BANconi

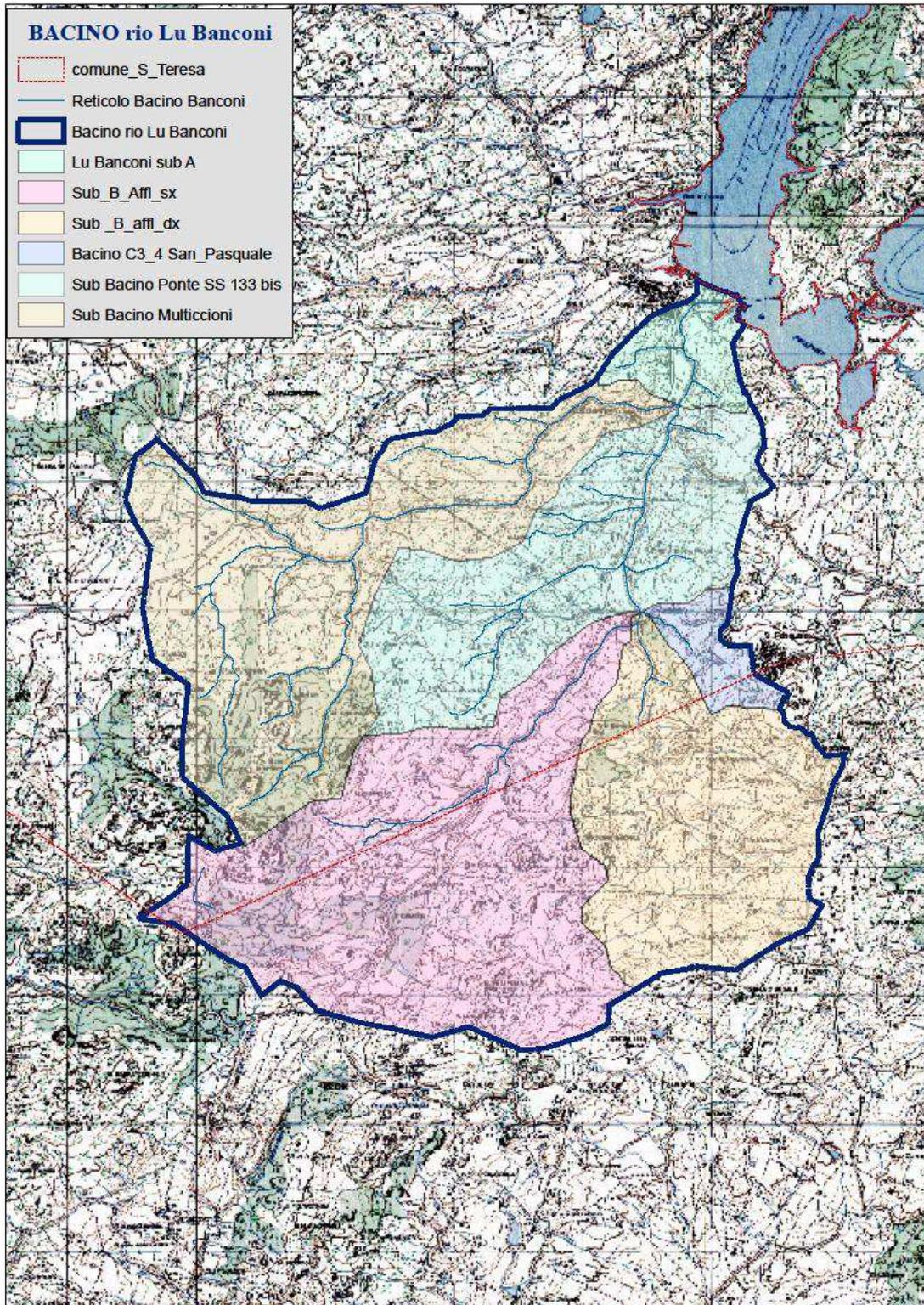
Il rio Lu Banconi ricade fra i corsi d'acqua minori fra il fiume Vignola ed il Liscia del bacino idrografico n°4 del Liscia, così come rappresentate nelle tavole del P.S.F.F..



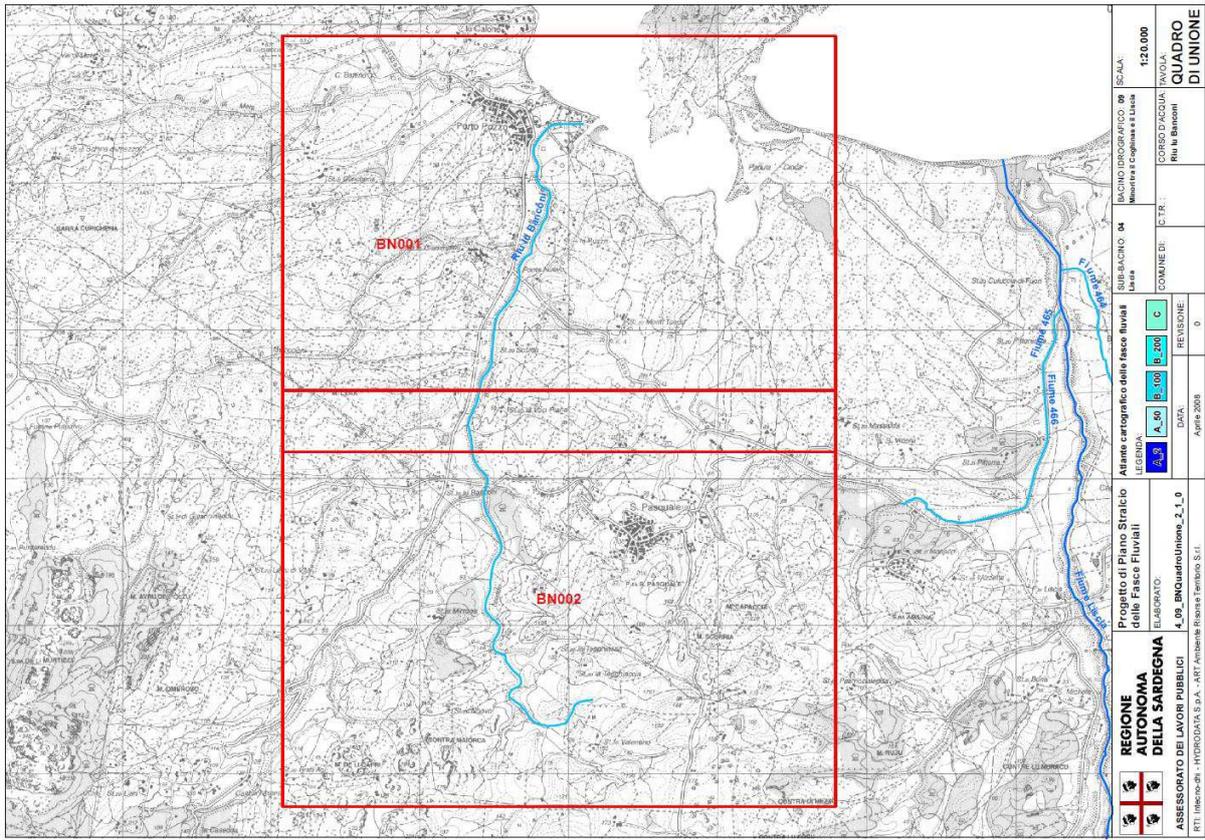


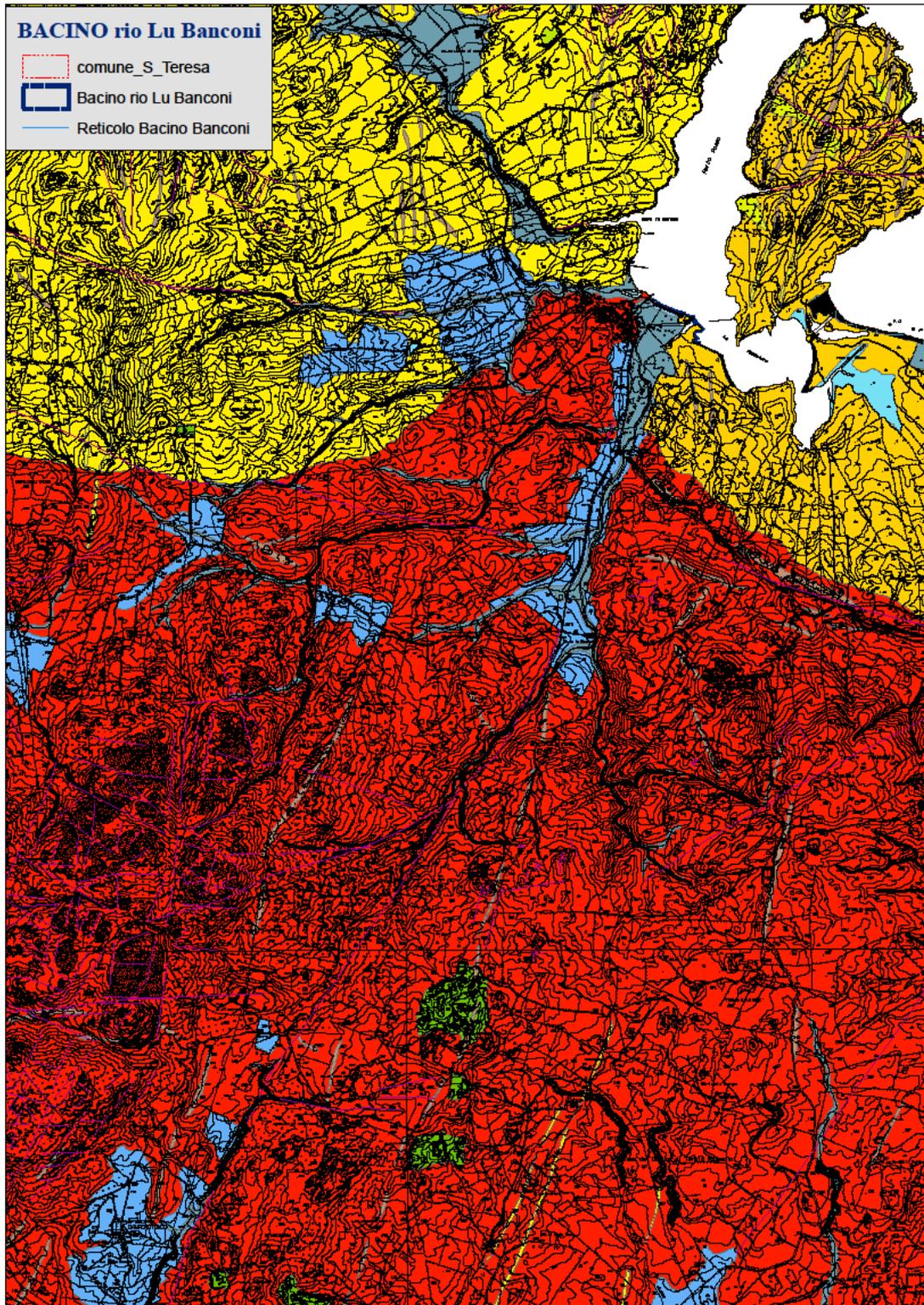
BACINO IDROGRAFICO:

- 01 SULCIS**
- 02 TIRSO**
- 03 COGHINAS-MANNU-TEMO**
- 04 LISCIA**
- 05 POSADA-CEDRINO**
- 06 SUD ORIENTALE**
- 07 FLUMENDOSA-CAMPIDANI
CIXERRI**



L'asta principale del corso d'acqua, classificato come secondario, si snoda dalla sorgente secondo due percorsi che scendono da est e da ovest del M. de li Femine, per poi congiungersi nei pressi dello Stazzo lu Banconi in un unico corso d'acqua. La foce del Riu Lu Banconi, è ubicata immediatamente a est di "Porto Pozzo". la lunghezza di quello che è stato identificato come il reticolo principale del torrente, a est del M. de li Femine, è di circa 6,4 km e compie un dislivello pari a circa 273 m, oltre 300 m da punta Li Multicci, sull'affluente rio Lu Multiccioni.

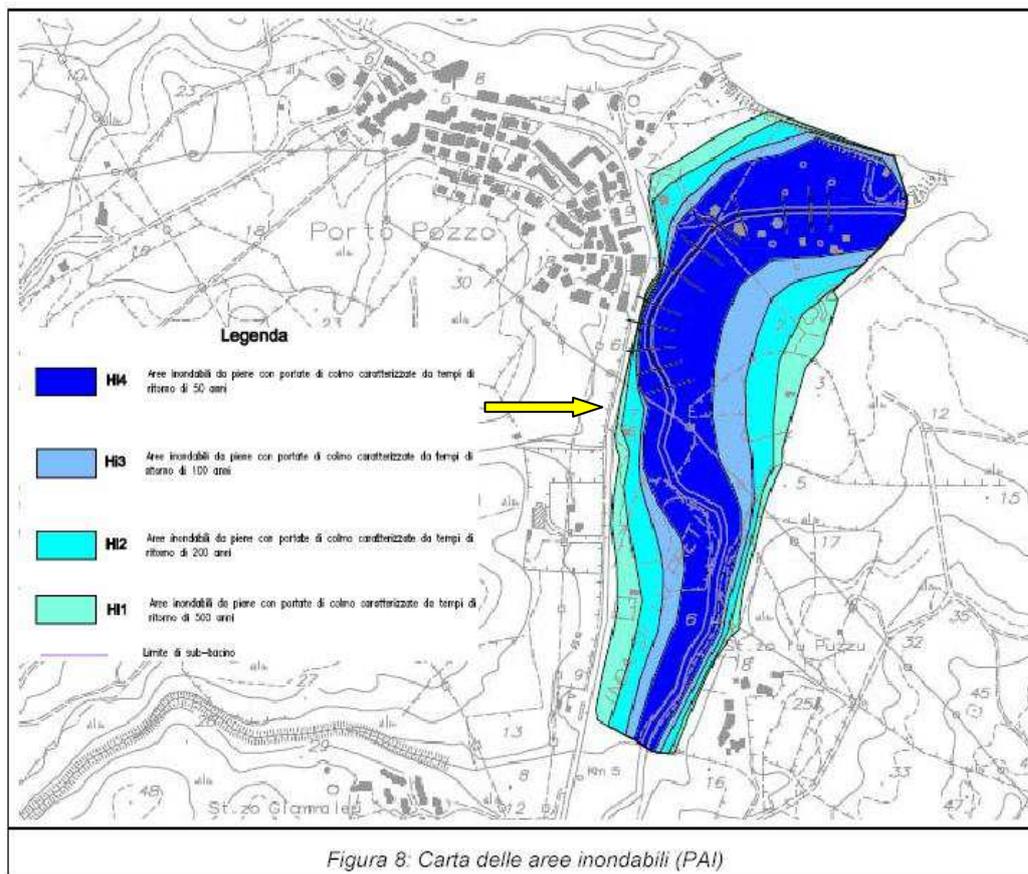




Nel tratto iniziale la valle presenta una sezione moderatamente incisa in cui l'alveo è stretto tra versanti rocciosi; a partire dal ponte stradale in località lu Banconi il fondovalle diventa più ampio raggiungendo una larghezza di un centinaio di metri, che conserva fin verso la foce ubicata in prossimità dell'abitato di Porto Pozzo; qui il rio forma una ristretta piana, con annesso piccolo delta sabbioso, in avanzata verso i versanti del prospiciente promontorio roccioso.

II P.A.I.

Nella Figura 8 è rappresentato lo stralcio della Perimetrazione delle aree a rischio idraulico del PAI (Carta delle Aree Inondabili) per la zona di studio: come si evince l'area in esame non è stata considerata nello studio del Piano dell'Assetto Idrogeologico.



Nella Figura 9 è rappresentato lo stralcio della Perimetrazione delle aree a rischio idraulico del PAI (Carta degli Elementi a rischio) per la zona di studio: come si può notare l'intera zona urbanizzata o dotata di infrastrutture è stata classificata in classe E4.

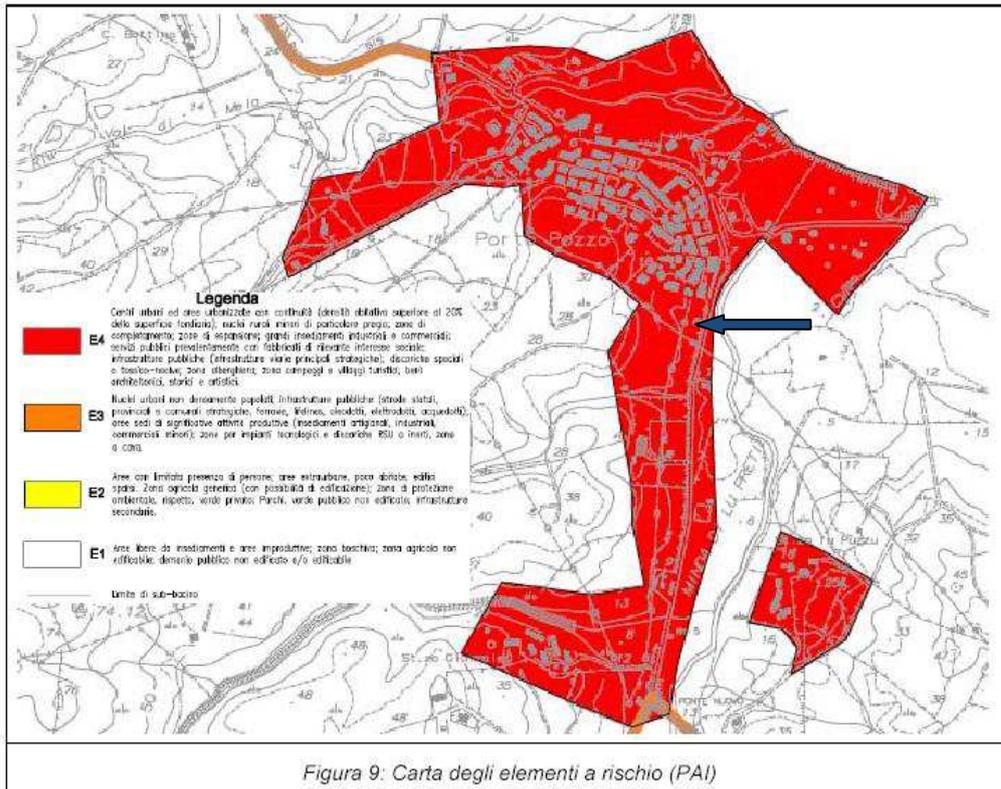


Figura 9: Carta degli elementi a rischio (PAI)

Figura 9: Carta degli elementi a rischio (PAI)

In Figura 10 viene riportato lo stralcio della Carta delle aree a rischio di piena del PAI:

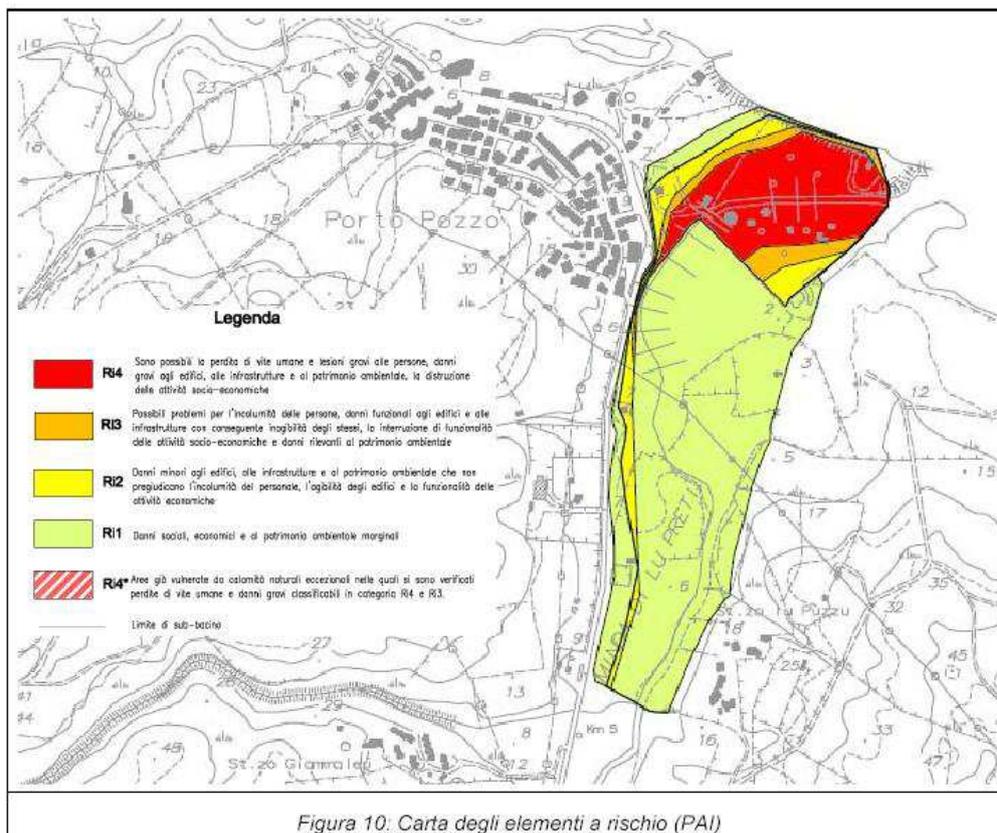


Figura 10: Carta degli elementi a rischio (PAI)

II PSFF

Vengono nel seguito presentati in forma sintetica i risultati delle indagini conoscitive svolte sul riu lu Banconi, un corso d'acqua classificato come secondario che confluisce in mare in corrispondenza della baia di Porto Pozzo che si affaccia sulla Bocche di Bonifacio

Lo scopo del capitolo è quello di fornire un quadro di insieme delle caratteristiche di assetto del corso d'acqua analizzato e degli elementi specifici emergenti dalla definizione delle fasce fluviali.

L'impostazione metodologica delle attività svolte fa riferimento a quanto contenuto nelle "Linee guida" definite dalla Direzione di Progetto, che sono state dettagliate per i diversi punti specialistici nell'elaborato *Metodologie di analisi* allegato. Si rimanda pertanto a tale elaborato per tutti gli aspetti legati ai metodi di analisi e di elaborazione, che non vengono ripetuti nella presente relazione monografica per non appesantirne l'esposizione.

Sistema idrografico di riferimento

Il riu lu Banconi è stato sottoposto ad indagine in qualità di corso d'acqua secondario dalle sorgenti in località stazzo Valentino (comune di Luogosantu) alla foce nella baia di Porto Pozzo presso l'omonimo abitato (comune di Santa Teresa di Gallura - cfr. Figura 1) per uno sviluppo complessivo di circa 5,4 km. Trattandosi di un corso d'acqua secondario lo studio è stato finalizzato al tracciamento della sola fascia C geomorfologica.

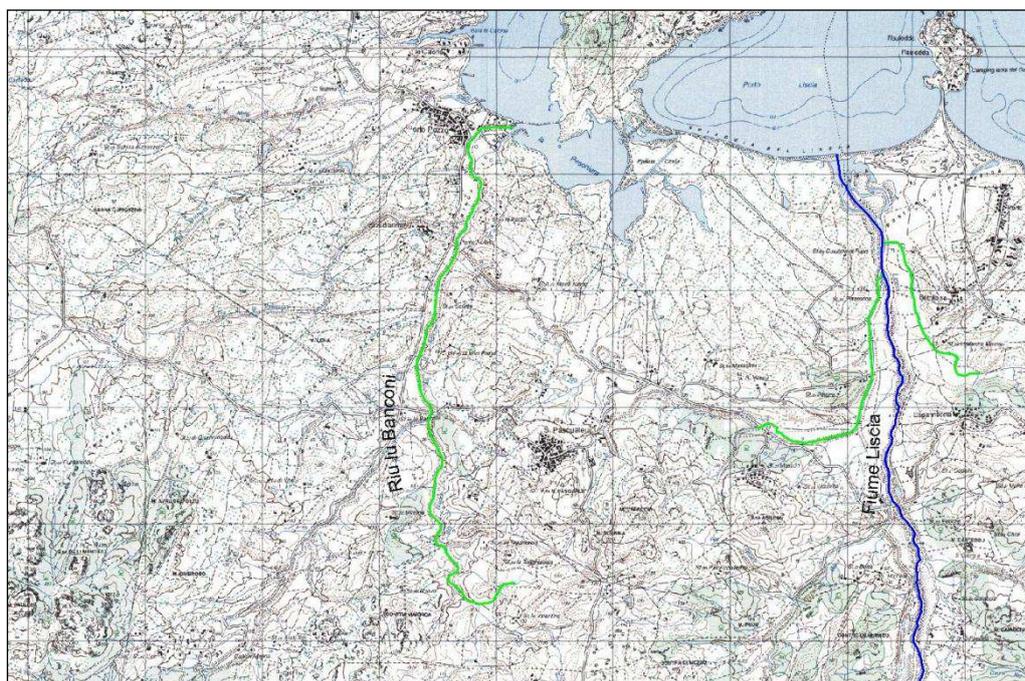
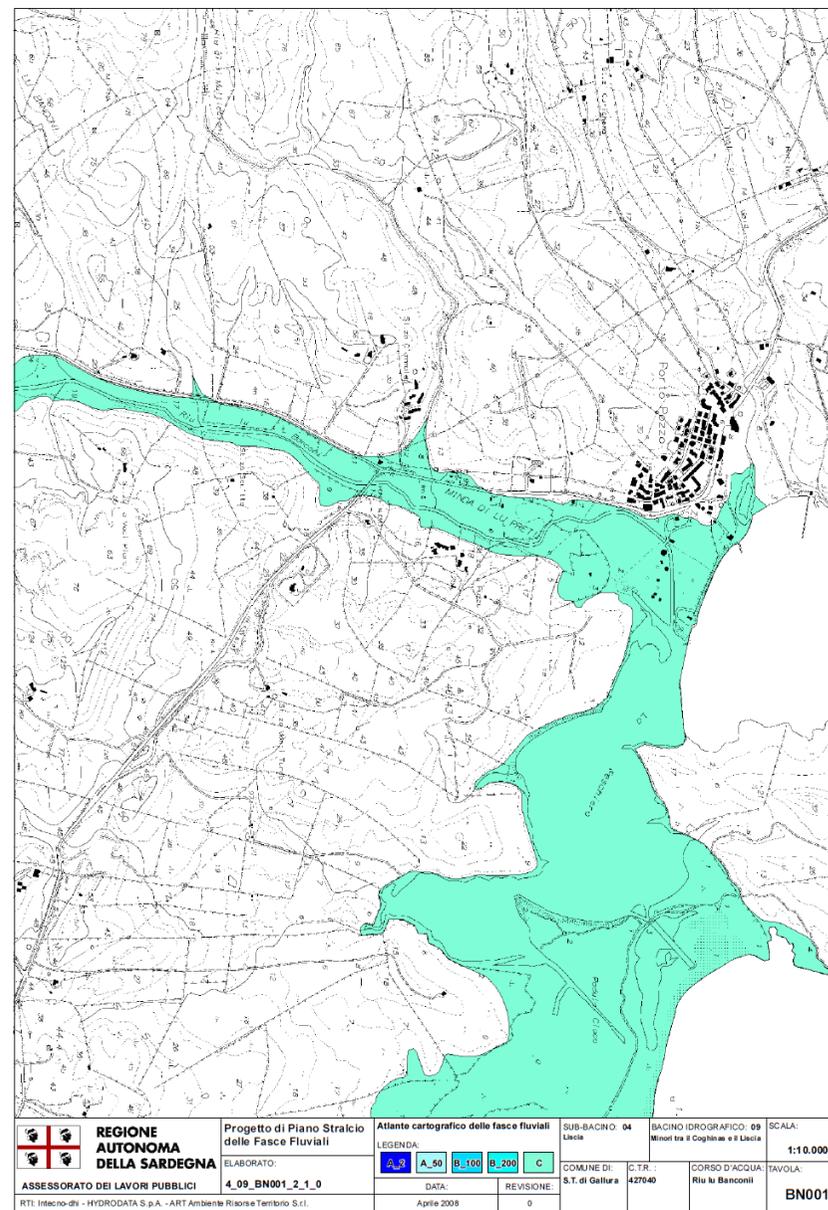
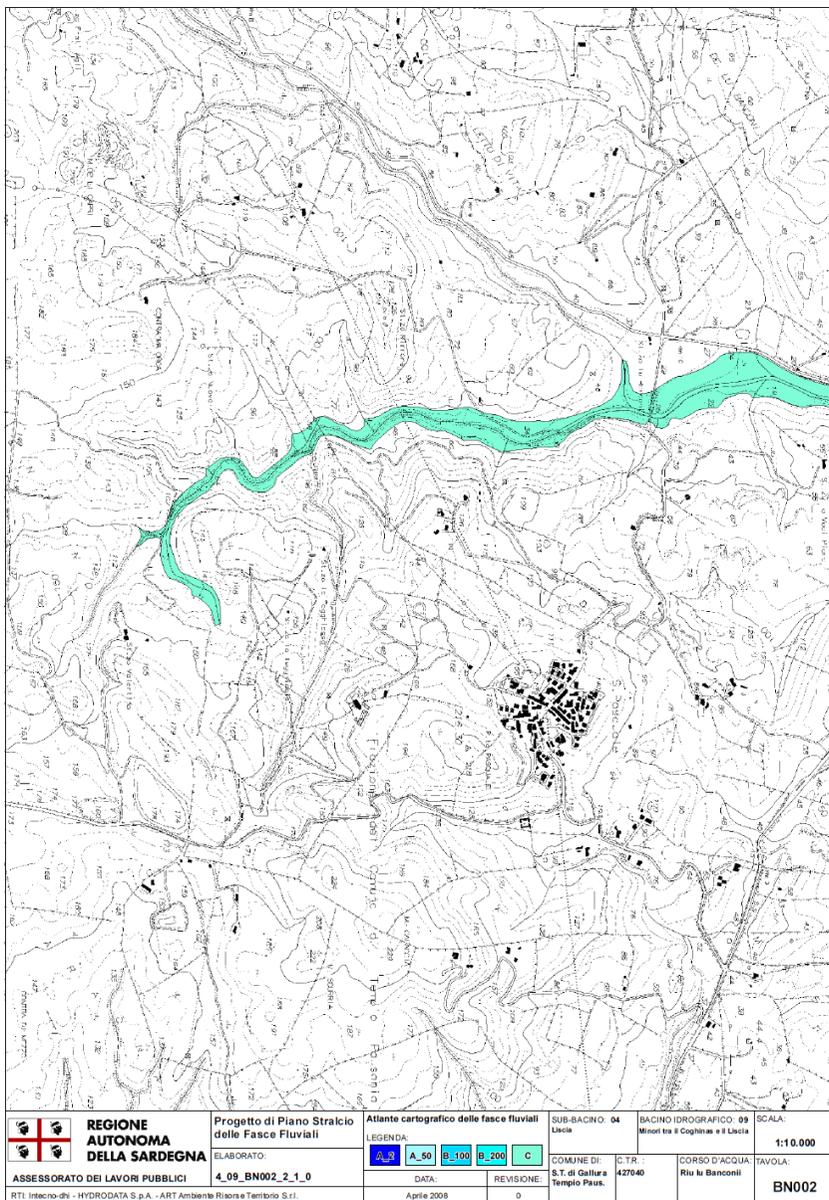


Figura 1 - Reticolo idrografico oggetto di studio (in blu i corsi d'acqua principali, in verde i secondari).

ISTAT	COMUNE	CORSO D'ACQUA	TAVOLA
090063	S.TERESA DI GALLURA	Riu lu Banconi	BN001
			BN002
090070	TEMPIO PAUSANIA	Riu lu Banconi	BN002



Delimitazione della fascia C geomorfologica

In tutto il tratto vallivo la fascia del rio lu Banconi è stata tracciata seguendo i limiti del fondovalle alluvionale; nei pressi della foce le aree esondabili sono state ampliate in modo da contenere l'originale delta alluvionale nonché, verso Nord-Ovest, una parte della foce del contiguo riu val di Mela. Verso Est, la fascia C geomorfologica si fonde con l'analoga fascia del Liscia, la cui foce è ubicata a circa 3 km di distanza nella contiguo baia di Porto Liscia.

All'interno delle fasce così tracciate ricadono alcuni fabbricati residenziale, per lo più ville e aree ricreative, realizzati nelle immediate vicinanze della foce ma, per contro, il contiguo abitato di Porto Pozzo pare essere stato costruito in massima parte in posizione sicura. Sono inoltre stati inclusi all'interno della fascia C tre edifici ubicati sulla golena sinistra, in prossimità del ponte della S.S. 133 bis (località Giovan Marco)

IDROLOGIA- DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA

L'analisi idrologica è finalizzata alla valutazione delle portate di piena di assegnata probabilità di accadimento (sintetizzata nel parametro "*tempo di ritorno*"), indispensabili ai fini della modellazione idraulica per la valutazione degli effetti sul territorio di eventi di inondazione.

Lo studio idrologico dovrà pertanto fornire l'inquadramento generale dell'area di studio sulla base dei dati idroclimatici ufficiali (Servizio Idrografico), delle caratteristiche morfologiche e di copertura del suolo e di eventuali altri studi disponibili.

Il bacino idrografico è l'area topografica di raccolta delle acque che scorrono sulla superficie del suolo confluenti verso un determinato corpo idrico recettore. Ogni bacino idrografico è separato da quelli contigui dalla cosiddetta linea dello spartiacque. Tale linea interseca l'asta fluviale principale in un determinato punto che prende il nome di *sezione di chiusura* del bacino stesso. Detta sezione è di fondamentale importanza in quanto in corrispondenza di essa si viene a raccogliere la portata complessiva del bacino e quindi quella del relativo corso d'acqua.

In relazione alla limitata superficie dei bacini in esame, gli stessi sono caratterizzati da una superficie omogenea e per caratteristiche geologiche che l'uso del suolo.

Preliminarmente, sulla scorta dei tematismi di base quali:

- a. Carta dell'uso del suolo
- b. Carta geologica
- c. Carta clivometrica
- d. Carta delle fasce altimetriche
- e. Carta della geomorfologia
- f. Carta Geoidrologica
- g. Carta del CN

è stato creato il modello digitale del terreno interessato dallo studio con base rilievo aerofotogrammetrico scala 1:4000 su tutto il territorio comunale, con infittimento in corrispondenza della foce (Porto Pozzo) con rilievi scala 1:2000

Quindi utilizzando la procedura HEC-GEOHMS sono stato individuati i compluvi e relativi bacini scolanti dell'ambito interessato.

Dall'intersezione della carta dell'uso del suolo, nella quale in relazione alle varie tipologie delle coperture vegetali e della permeabilità dei suoli sono state assegnati i valori del CN e del coefficiente di attrito, con il bacino interessato, è stata determinata la carta dei CN.

In linea generale, le caratteristiche di un bacino idrografico, comunque definito, si possono suddividere in tre gruppi: caratteristiche morfometriche, caratteristiche geologiche, caratteristiche vegetazionali.

Si esaminano di seguito le caratteristiche morfometriche, le quali hanno una influenza diretta sullo scorrimento superficiale.

Le caratteristiche morfometriche sono di definizione abbastanza semplice da un punto di vista quantitativo per mezzo di opportuni parametri, che esprimono le dimensioni planimetriche, la forma, il rilievo, le pendenze del bacino, la struttura della rete idrografica e i tempi di percorrenza delle diverse aste fluviali di cui la rete è composta.

Lo studio viene redatto sui sottobacini come dianzi determinati.

L'area A del bacino è la superficie (misurata in km^2) della proiezione orizzontale del bacino delimitato dallo spartiacque idrografico.

Il perimetro P è la lunghezza (in km) del contorno del bacino.

Per esprimere la dimensione longitudinale del bacino si assume in genere la lunghezza dell'asta fluviale (espressa in km) dallo spartiacque sino alla sezione di chiusura del bacino.

La trasformazione afflussi – deflussi è una determinata sequenza di operazioni che permette, conoscendo l'altezza di precipitazione e la durata di un evento meteorico, di ottenere la portata che defluisce per la sezione di chiusura del bacino idrografico.

Nelle comuni schematizzazioni della trasformazione afflussi - deflussi si fa l'ipotesi che il tempo impiegato da una goccia di pioggia per raggiungere la sezione di chiusura del bacino scorrendo sempre in superficie sia una costante, che dipende soltanto dalla posizione del punto in cui è caduta.

E' facile rendersi conto dei limiti di tale assunzione, tenendo conto del fatto che lo scorrimento superficiale avviene per la maggior parte in canalizzazioni naturali, anche di dimensioni molto ridotte: in esse, la velocità dell'acqua che scorre in superficie dipende dall'altezza d'acqua, che ovviamente varia al variare della portata.

A favore della affermazione precedentemente descritta, vi è la considerazione che la velocità dell'acqua si mantiene pressoché costante da monte verso valle, dal momento che la diminuzione di pendenza è bilanciata dai cambiamenti di larghezza, di profondità e di scabrezza.

Il tempo impiegato da una goccia d'acqua per raggiungere la sezione di chiusura prende il nome di tempo di corrivazione. A ogni punto del bacino corrisponde dunque un particolare valore del tempo di corrivazione.

Un importante punto del bacino è quello idraulicamente più lontano dalla sezione di chiusura, cioè il punto dello spartiacque da cui ha origine l'asta principale della rete idrografica. Il tempo di corrivazione di questo punto, che è il tempo impiegato da una goccia d'acqua per percorrere l'intera asta fluviale principale, dall'origine sullo spartiacque topografico alla sezione di chiusura, è il maggiore tra quelli di tutti i punti del bacino e prende il nome di tempo di corrivazione del bacino.

Il tempo di corrivazione viene stimato in genere utilizzando formule empiriche derivate dall'analisi di una gran quantità di casi reali, che esprimono il legame mediamente esistente tra il tempo di corrivazione e alcune grandezze caratteristiche del bacino di facile determinazione.

Le linee che uniscono i punti del bacino con uguale tempo di corrivazione prendono il nome di linee isocorrive. Il tracciamento delle isocorrive richiede, in linea di principio, che si sia a conoscenza del tempo di corrivazione di ogni punto del bacino idrografico. La determinazione diretta del tempo di corrivazione è però alquanto laboriosa. Si calcola allora, per ogni punto del bacino che è necessario considerare, non il valore del tempo di corrivazione, ma quello di un'altra grandezza, che sia di più facile determinazione, e che risulti proporzionale al tempo di corrivazione.

Metodologie di calcolo delle portate di piena

Le metodologie di calcolo delle portate di massima piena utilizzate nel presente studio rispettano i contenuti delle Linee Guida del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Autonoma della Sardegna.

Metodi Diretti

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:

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

per i bacini della parte occidentale dell'isola e

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

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:

$$P(x \leq X) = e^{\left(-\lambda_1 e^{-\frac{x}{\vartheta_1}} - \lambda_2 e^{-\frac{x}{\vartheta_2}} \right)}$$

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

I due termini della distribuzione rappresentano le due distribuzioni di probabilità nelle quali si può ritenere scomponibile la distribuzione di probabilità dei massimi annuali di piena:

Una prima distribuzione, con parametri λ_1 e θ_1 , è quella che caratterizza i valori più frequenti della portata di piena massima annuale, mentre la seconda distribuzione, con parametri λ_2 e θ_2 , caratterizza la componente eccezionale della portata di piena massima annuale.

$$z = \frac{x}{\vartheta_1} - \ln(\lambda_1) = (x - \varepsilon) / \theta_1 \text{ definita variabile ridotta, con } \varepsilon_1 = \vartheta_1 \ln(\lambda_1)$$

$$\vartheta^* = \frac{\vartheta_2}{\vartheta_1} ; \lambda^* = \frac{\lambda_2}{\lambda_1 \vartheta^2}$$

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

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

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 Km², pertanto l'applicazione di tale formula non fornisce risultati soddisfacenti per i bacini oggetto del presente studio.

Metodi empirici

I metodi empirici si basano generalmente sull'osservazione dei soli dati di portata al colmo in siti diversi e cercano di individuare correlazioni con caratteristiche geomorfologiche dei bacini permettendo di ottenere modelli regressivi che in funzione delle caratteristiche geomorfologiche forniscono la portata al colmo o il contributo unitario per km².

Per la Sardegna è stata ricavata la curva inviluppo dei massimi di piena che permette di ricavare il valore del contributo unitario di piena, q , secondo le espressioni aggiornate al 1969:

$$q = 207 A^{-0.6} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{Km}^2 \quad \text{per } 21 \text{ Km}^2 < A < 1000 \text{ Km}^2$$

$$q = 45.8 A^{-0.106} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{Km}^2 \quad \text{per } A < 21 \text{ Km}^2$$

La portata di piena al colmo (Sirchia-Fassò) risulta pertanto pari a:

$$Q_p = \psi S q \text{ m}^3/\text{s}$$

Il parametro da utilizzare nelle formule per i diversi bacini sardi è fornito dalla Figura 4 (Fassò, 1969).

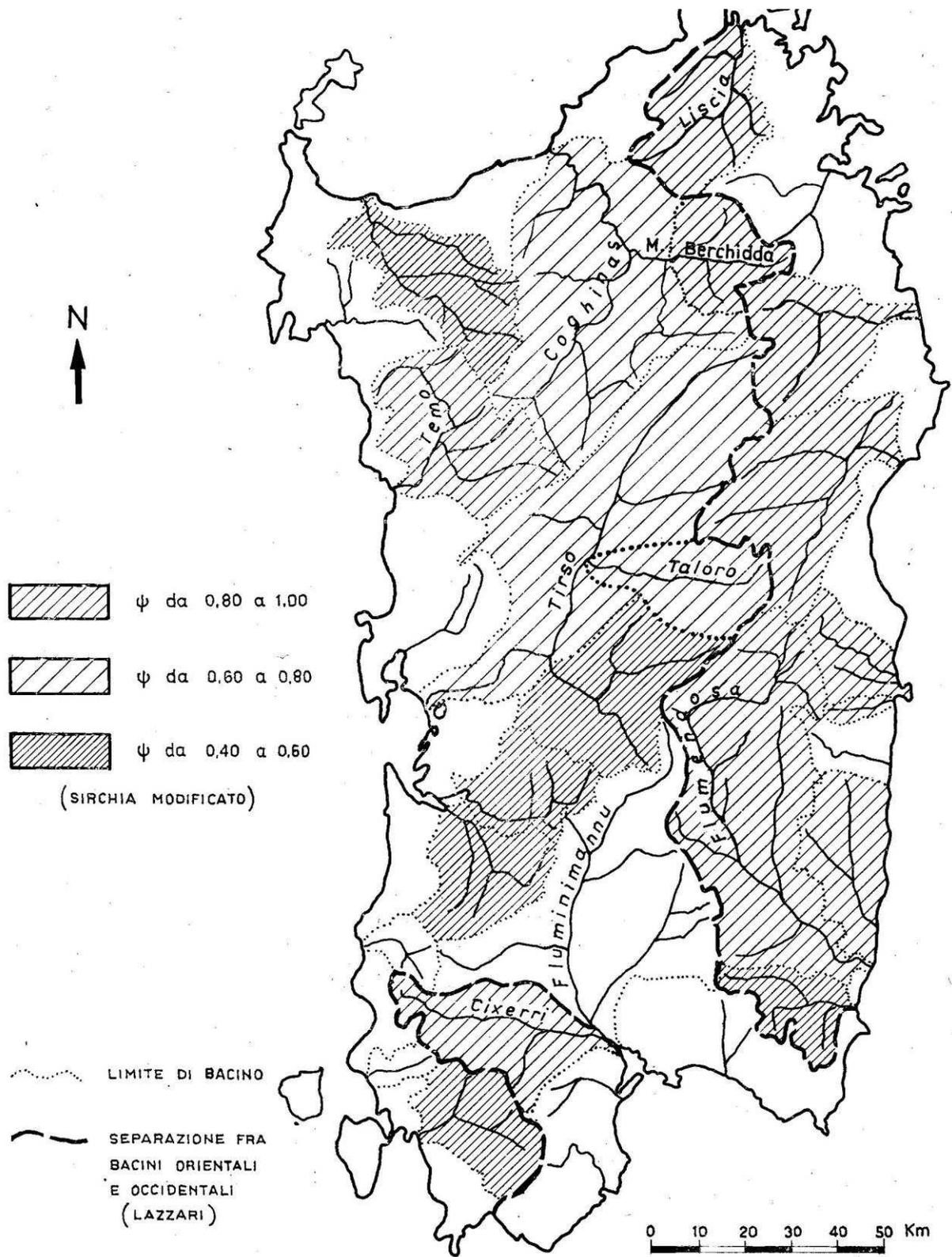


Fig. 4: Classificazione dei bacini in base alle piene.

Metodi indiretti

La portata di piena viene espressa dalla formula razionale come prodotto dell'intensità di precipitazione, i , di assegnata durata 'd' e periodo di ritorno T_r , il coefficiente di assorbimento Φ , la superficie del bacino A , il coefficiente di laminazione $\varepsilon(\Theta)$:

$$Q = i(\Theta, T_r, r(\Theta, A)) * \Phi * A * \varepsilon(\Theta)$$

Dove Θ indica il valore di durata critica, mentre $r(\Theta, A)$ rappresenta il fattore di conguaglio della precipitazione all'area del bacino espresso in funzione della durata critica della precipitazione e della superficie del bacino stesso.

L'intensità di precipitazione che determina la massima portata di piena viene ottenuta dalla curva di possibilità pluviometrica, che esprime la variazione dei massimi annuali di pioggia in funzione della durata della precipitazione ad assegnata frequenza di accadimento o tempo di ritorno.

Tale curva viene rappresentata dall'equazione:

$$h(T) = a * d^n$$

La metodologia di calcolo utilizzata nel presente lavoro segue la metodologia regionale che si basa sull'inferenza statistica del modello TCEV della variabile aleatoria adimensionale :

$$h' = h(d) / h(d)$$

I parametri $a(T)$ e $n(T)$ della curva normalizzata per la Zona Omogenea a cui appartengono i bacini in esame vengono determinati in relazione ai tempi di ritorno fissati per il presente studio:

T 50, T 100, T 200, T500.

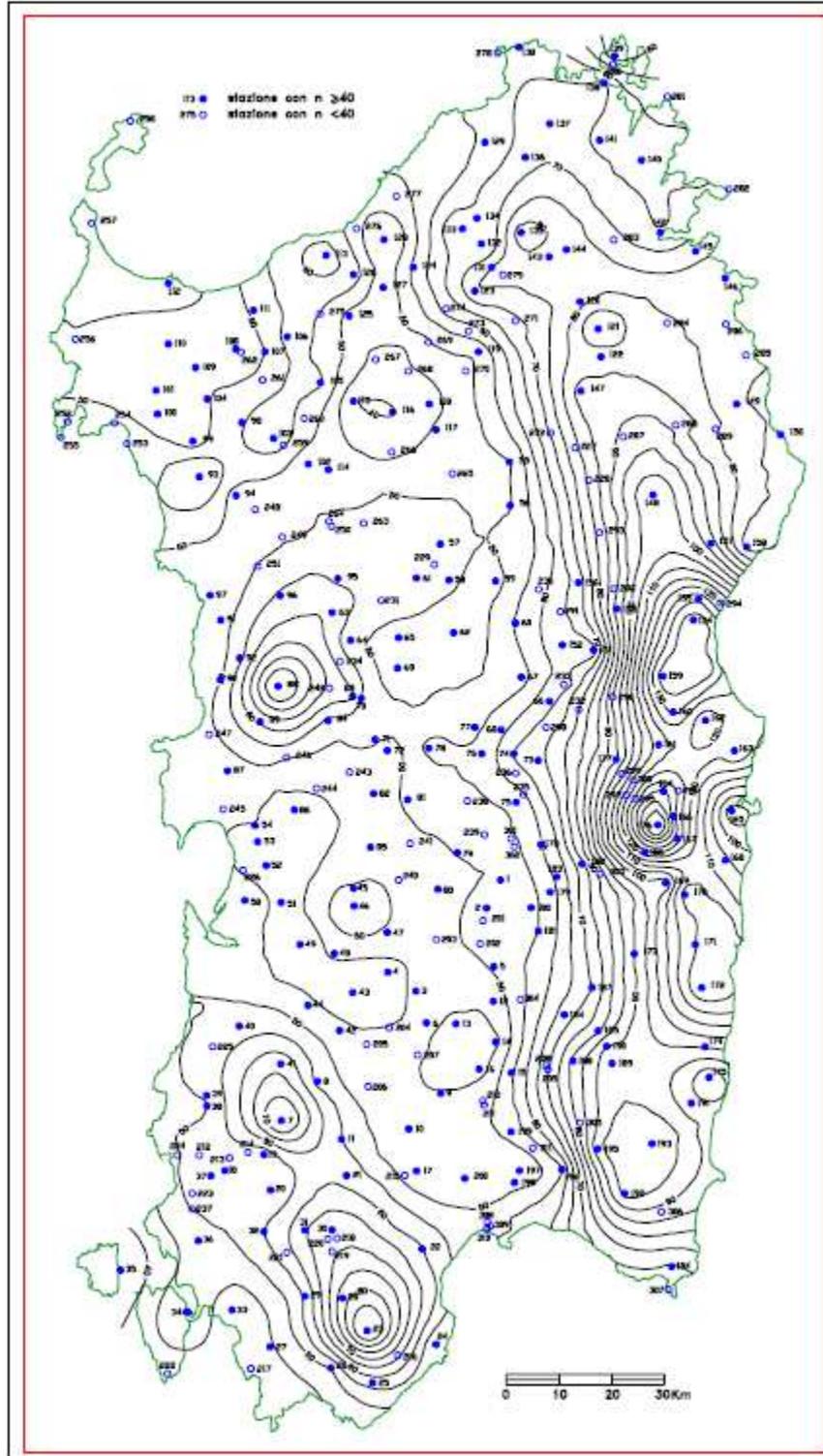
Nella tabella vengono riportati i citati parametri della curva normalizzata:

Area	T 50		T 100		T 200		T 500	
	a	n	a	n	a	n	a	n
SZO 2	2,28815	-0,01411	2,61597	-0,01547	2,94379	-0,01684	3,37715	-0,01865

La pioggia media per le diverse durate è funzione della pioggia media giornaliera secondo la seguente espressione:

$$\bar{h}(d) = \frac{\bar{h}_g}{0.886 * 24^{(-0.493 + 0.476 \text{Log}(\bar{h}_g))}} * d^{(-0.493 + 0.476 \text{Log}(\bar{h}_g))}$$

Dove \bar{h}_g si ricava dalla distribuzione spaziale sull'intera Sardegna.



Con il metodo del *CN* si stima la precipitazione netta cumulata (*mm*) come funzione della precipitazione lorda cumulata antecedente, della copertura ed uso del suolo e delle condizioni iniziali di umidità del suolo.

Il valore del coefficiente di afflusso Φ (nella precedente Formula Razionale), può essere Calcolato con il metodo del SCS-Curve Number, che permette di ricavare la pioggia netta in base all'espressione:

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

dove h_{lorda} è la pioggia stimata per assegnata distribuzione di probabilità, S (in *mm*) rappresenta l'assorbimento del bacino, espresso dalla relazione:

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

e I_a è l'assorbimento iniziale, legato empiricamente al parametro S dalla relazione:

$$I_a = 0.2S$$

I valori del parametro di assorbimento *CN* e della relativa capacità massima di assorbimento S vanno determinati per le sezioni idrologiche d'interesse facendo riferimento alla ben nota metodologia SCS-CN utilizzando la Carta Litologica e quella di Uso del Suolo alla scala 1:10 000 predisposte nel riordino delle conoscenze dell'assetto ambientale del territorio comunale.

Il coefficiente di ragguglio delle piogge all'area $r(\Theta, A)$, legato alla durata, Θ , e alla superficie del bacino, A , è espresso da diverse formulazioni tra cui quella, utilizzata nel VAPI Sardegna, che fa riferimento al Flood Studies Report:

$$\begin{aligned} r &= 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40+0.0208 \ln(4.6-\ln(A)))} && \text{per } A < 20 \text{ km}^2 \\ r &= 1 - (0.0394 A^{0.354}) d^{(-0.40+0.003832 (4.6-\ln(A)))} && \text{per } A > 20 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

in cui d è la durata della precipitazione ed A è la superficie del bacino (espressa in km^2)

Il coefficiente di laminazione, $\varepsilon(t)$, dovrà essere opportunamente valutato a seconda dell'estensione e delle caratteristiche topografiche del bacino idrografico sotteso facendo riferimento ai ben noti modelli concettuali della corrivazione e dell'invaso.

La durata di pioggia critica (Θ_c), nel caso del modello di corrivazione, utilizzato nella procedura VAPI Sardegna, è assunta pari alla somma del tempo di formazione del deflusso superficiale (t_f) e del tempo di corrivazione (t_c), $\Theta_c = t_c + t_f$, dove t_c è ricavabile dal confronto critico di diverse espressioni empiriche :

Formula di Ventura:	$T_c = 0.1272 \cdot \left(\frac{A}{i_{m.a}} \right)^{\frac{1}{2}}$
Formula di Giandotti:	$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{0.8\sqrt{(z_m - z_c)}}$
2 ^a Formula del Pasini:	$T_c = \frac{0.108 \cdot (A \cdot L)^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{i_{m.a}}}$
Formula di Viparelli:	$T_c = \frac{L}{3.6 \cdot V}$
Formula SCS (Soil Conservation Service)	$T_c = \frac{1}{0.6} \cdot L_p^{0.8} \cdot \frac{\left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 \cdot \sqrt{i_{m.b}}}$
Formula di Kirpich:	$T_c = 0.000325 \cdot \frac{(L \cdot 1000)^{0.77}}{(i_{m.a})^{0.77}}$

dove:

- $T_c (h)$ è il tempo di corrivazione
- $A (km^2)$ è l'area del bacino
- $i_{m.a}$ è la pendenza media dell'asta principale
- $i_{m.b}$ è la pendenza media del bacino espressa in percentuale
- $L (km)$ è la lunghezza dell'asta principale
- $L_p (ft)$ è la lunghezza dell'asta principale
- $z_m (m s.l.m.)$ è la quota media del bacino
- $z_c (m s.l.m.)$ è la quota della sezione di chiusura
- $V (m/s)$ è una velocità media (fittizia) di deflusso compresa tra 1 e 1.5 m/s

Le formule sopra riportate sono quelle indicate dalle Linee Guida del P.A.I. ad eccezione della Formula di Kirpich che viene riportata nel presente elaborato in quanto è una relazione che ben si adatta a bacini di piccola estensione (< di 0.08 Km²).

Le espressioni del tempo di corrivazione forniscono, per il medesimo bacino, risultati spesso discordanti caratterizzati da ampi intervalli di variabilità. Tale variabilità è imputabile al carattere sperimentale delle formule utilizzate e alla non perfetta similitudine fra le caratteristiche morfometriche dei bacini in studio con quelle dei bacini utilizzati per la formulazione delle relazioni.

Fra le espressioni sopra riportate si è visto, ad esempio, che la relazione del Pasini, in generale, ben si adatta ai piccoli bacini sardi, mentre quella del Giandotti, pur essendo una fra le formule più diffuse, applicata indifferentemente a bacini di qualsiasi dimensione, a rigore, dovrebbe essere valida esclusivamente per bacini di estensione compresa fra 170 km² e 70.000 km².

Nei piccoli bacini montani, inoltre, sottostima il valore di T_c .

La relazione del SCS, analogamente, risulta affidabile nei piccoli bacini, prevalentemente pianeggianti, la cui superficie non superi i 2000 acri ossia 8,094 km².

La formula del Viparelli richiede una certa sensibilità e attenzione nell'applicazione in quanto è a discrezione dell'operatore attribuire alla velocità media (fittizia) di deflusso V un qualsivoglia valore compreso tra 1 e 1.5 m/s. Si capisce quindi la limitata affidabilità dei risultati che essa offre in un bacino naturale, la quale, invece, tende ad aumentare quando la formula viene utilizzata in canali regolarizzati o in bacini di limitata estensione e caratteristiche omogenee.

La relazione del Ventura, infine, dovrebbe essere applicata, a rigore, solo per valori della pendenza im.a compresa fra il 3% e il 4%.

Per i bacini in studio sono state applicate tutte le relazioni sopra riportate e i risultati ottenuti sono stati sottoposti a confronto critico in modo da poter scegliere il più attendibile.

La formulazione VAPI-Sardegna del tempo di corrivazione è stata ricavata per i bacini idrografici chiusi alle sezioni dove esistono misuratori di portata e quindi non validata per bacini di superficie minore di 50 km².

Per quanto riguarda il tempo di formazione del ruscellamento superficiale, t_r , si può utilizzare la seguente formulazione:

$$t_f = \frac{I_a}{i(\Theta_c, r)}$$

dove I_a rappresenta l'assorbimento iniziale e $i(\Theta_c)$ l'intensità di pioggia corrispondente alla durata critica. La stima di questo valore viene effettuata in maniera iterativa

La relazione fondamentale del metodo del *CN* è la seguente:

$$P_{net} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

dove P_{net} è la *precipitazione netta cumulata* al tempo t , P è la *precipitazione totale cumulata* allo stesso tempo, I_a è la cosiddetta *perdita iniziale*, S è il massimo *volume specifico* (espresso in mm) di acqua che il terreno può trattenere in condizioni di saturazione.

Questa relazione è valida solo per P maggiore o uguale ad I_a , mentre nel caso in cui l'altezza totale cumulata di precipitazione risulti inferiore ad I_a si ha $P_{net} = 0$ e pertanto il deflusso è nullo.

Anche in questo caso, in realtà, con l'introduzione di I_a si vuol tenere conto anche di quel complesso di fenomeni, quali l'intercettazione da parte della vegetazione e l'accumulo nelle depressioni superficiali del terreno, che ritardano il verificarsi del deflusso superficiale.

I due parametri S ed I_a si dovranno determinare mediante operazioni di taratura del modello. Dall'analisi di risultati ottenuti dall'*SCS* in numerosi piccoli bacini sperimentali, è stata proposta la relazione empirica che lega I_a ad S e che consente di stimare la prima, essendo nota la seconda:

$$I_a = 0.2 S$$

I valori incrementali di precipitazione netta (al fine di ricostruire il pluviogramma della precipitazione netta) possono essere calcolati sulla base delle differenze tra i valori cumulati forniti.

Il massimo volume di ritenzione S è evidentemente una caratteristica del bacino o di sue aliquote quando si lavori, ad esempio, parzializzando il bacino attraverso una griglia di elementi superficiali.

Considerata la difficoltà di fare una attribuzione diretta, il valore di S è normalmente attribuito attraverso l'uso di un parametro intermedio, il *curver number CN*, secondo le relazioni:

$$S = \begin{cases} \frac{25400 - 254CN}{CN} & \text{unità metriche} \\ \frac{1000 - 10CN}{CN} & \text{unità americane} \end{cases}$$

Il parametro CN è un numero adimensionale e varia da 100 (per corpi idrici) a circa 30 per suoli permeabili con elevati tassi di infiltrazione.

Il CN è quindi essenzialmente legato alla natura del suolo, al tipo di copertura vegetale ed alle condizioni di umidità del suolo antecedenti la precipitazione.

Per quanto riguarda la natura del suolo, SCS ha classificato i tipi di suolo in quattro gruppi:

- **Gruppo A:** suoli aventi scarsa potenzialità di deflusso. Comprende sabbie profonde con scarsissimo limo e argilla, ghiaie profonde molto permeabili. Capacità di infiltrazione molto elevata.
- **Gruppo B:** suoli aventi moderata potenzialità di deflusso. Comprende la maggior parte dei suoli sabbiosi meno profondi che nel gruppo A e con maggiore aliquota di argilla e limo. Elevate capacità di infiltrazione anche in condizione di saturazione.
- **Gruppo C:** suoli aventi potenzialità di deflusso moderatamente alta. Suoli contenenti considerevoli quantità di argilla e collodi. Scarsa capacità di infiltrazione.
- **Gruppo D:** suoli con potenzialità di deflusso molto elevata. Argille con elevata capacità di rigonfiamento, suoli sottili con orizzonti pressochè impermeabili in vicinanza della superficie. Scarsa capacità di infiltrazione a saturazione.

Nella Tabella 3.1 sono riportati, per tali gruppi di suolo sopra elencati, i valori del parametro CN . L'attribuzione in tabella fa anche riferimento al tipo di copertura derivante dal suo uso (uso del suolo), in particolare di tipo agrario ed urbano.

Per quanto riguarda l'influenza dello stato di umidità del suolo all'inizio dell'evento meteorico, l'SCS individua tre classi caratterizzate da differenti condizioni iniziali ($AMC=Antecedent\ Moisture\ Condition$) a seconda del valore assunto dall'altezza di pioggia caduta nei cinque giorni precedenti l'evento meteorico. I valori di precipitazione antecedente che determinano l'attribuzione della classe AMC sono riportati nella Tabella 3.2

I valori in tabella si riferiscono ad una condizione media di umidità del terreno all'inizio della precipitazione. Il metodo dell'SCS fornisce, inoltre, la possibilità di prendere in considerazione anche situazioni diverse da quelle medie classificate nei tre possibili stati di AMC .

Nel caso di bacini estesi, con aliquote di terreno appartenenti a gruppi classificati diversamente, si può adoperare un valore medio pesato di CN :

$$CN_m = \frac{\sum A_i CN}{\sum A_i} \quad (3.9)$$

Tipo di copertura (uso del suolo)	TIPO SUOLO			
	A	B	C	D
TERRENO COLTIVATO Senza trattamento di conservazione Con interventi di conservazione	72	81	88	91
TERRENO DA PASCOLO Cattive condizioni Buone condizioni	62	71	78	81
PRATERIE Buone condizioni	68	79	86	89
TERRENI BOSCOSSI O FORESTATI Terreno sottile, sottobosco povero, senza foglie Sottobosco e copertura buoni	39	61	74	80
SPAZI APERTI, PRATI RASATI, PARCHI Buone condizioni con almeno il 75% dell'area con copertura erbosa Condizioni normali, con copertura erbosa intorno al 50%	39	61	74	80
AREE COMMERCIALI (impermeabilità 85%)	49	69	79	84
DISTRETTI INDUSTRIALI (imper. 72%)	89	92	94	95
AREE RESIDENZIALI Impermeabilità media	81	88	91	93
AREE RESIDENZIALI Impermeabilità media	77	85	90	92
	65	61	75	83
	38	57	72	81
	30	54	70	80
	25	51	68	79
PARCHEGGI IMPERMEABILIZZATI	98	98	98	98
STRADE Pavimentate con cordoli e fognature Inghiaiate o selciate con buche In terra battuta (non asfaltate)	98	98	98	91
	76	85	89	91
	72	82	87	89

Tabella 3.1: Valori di CN per i diversi tipi di suolo e copertura

I sub bacini

Il bacino idrografico principale è formato dall'unione di più sottobacini rappresentati dai bacini idrografici dei singoli affluenti del corso d'acqua principale.

L'analisi quantitativa delle forme del territorio comunale è stata realizzata mediante la creazione di un modello digitale del terreno che ha consentito di riprodurre ed analizzarne la morfologia.

Dal modello digitale sono state ricavate, mediante specifiche funzioni di calcolo, informazioni morfometriche, quali appunto la variazione della pendenze e l'orientazione geografica dei versanti.

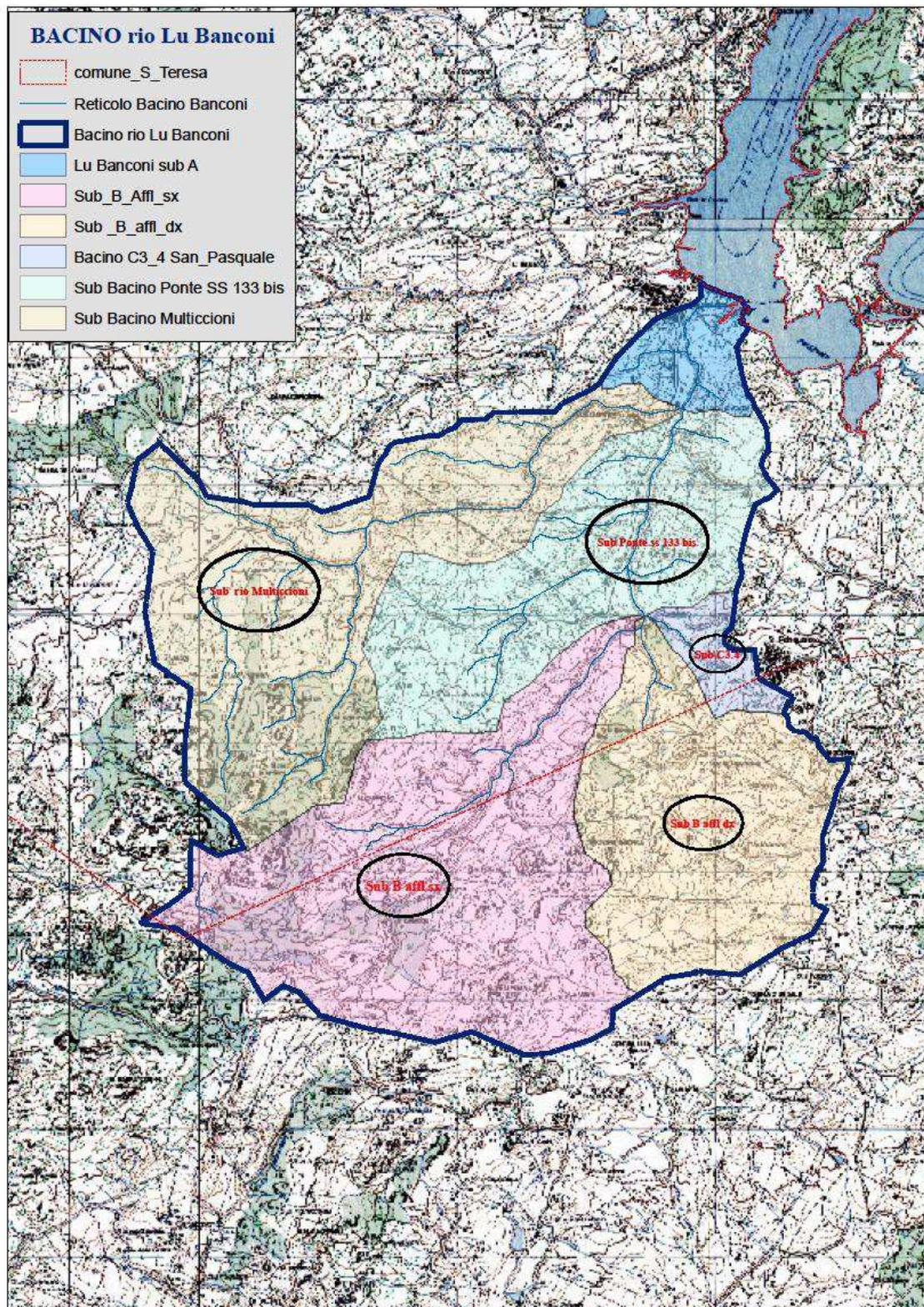
Il codice adottato calcola per ogni cella elementare di territorio il valore del parametro ricercato, permettendo poi di visualizzarlo mediante un modello ombreggiato o una scala cromatica.

Il bacino idrografico è l'area topografica di raccolta delle acque che scorrono sulla superficie del suolo confluenti verso un determinato corpo idrico recettore. Ogni bacino idrografico è separato da quelli contigui dalla cosiddetta linea dello spartiacque. Tale linea interseca l'asta fluviale principale in un determinato punto che prende il nome di *sezione di chiusura* del bacino stesso. Detta sezione è di fondamentale importanza in quanto in corrispondenza di essa si viene a raccogliere la portata complessiva del bacino e quindi quella del relativo corso d'acqua. Nel caso in esame, ogni singola cella del modello rappresenta **16 m² di territorio reale**.

Nello specifico, per ciascun bacino individuato, vengono valutate le seguenti grandezze:

- Superficie del bacino (S - km²) → elaborazione GIS: la superficie è calcolata direttamente sulla base del DEM, in relazione al poligono chiuso che individua ciascun singolo bacino idrografico;
- Altitudine massima (H_{max} - m s.m.), altitudine media (H_{media} - m s.m.), altitudine minima (altitudine sezione di chiusura - H_{min} - m s.m.) → elaborazione GIS: direttamente dalla base del DEM, come risultato di un'analisi di tipo statistico (valore medio, minimo e massimo) delle quote altimetriche delle celle del DEM interne a ciascun poligono rappresentante un bacino idrografico;
- Pendenza media del bacino (i_v -%) → elaborazione GIS: direttamente dalla base del DEM, come risultato dell'analisi delle pendenze medie delle celle del DEM interne a ciascun poligono rappresentante un bacino idrografico;
- Lunghezza dell'asta (L_{max} - km) → calcolo automatico in GIS della lunghezza dei segmenti rappresentanti i corsi d'acqua digitalizzati;
- Pendenza media dell'asta (i - m/m) → elaborazione GIS: direttamente dalla base del DEM, come risultato dell'analisi delle pendenze medie delle celle del DEM interne a ciascun poligono rappresentante l'alveo del corso idrico in esame.

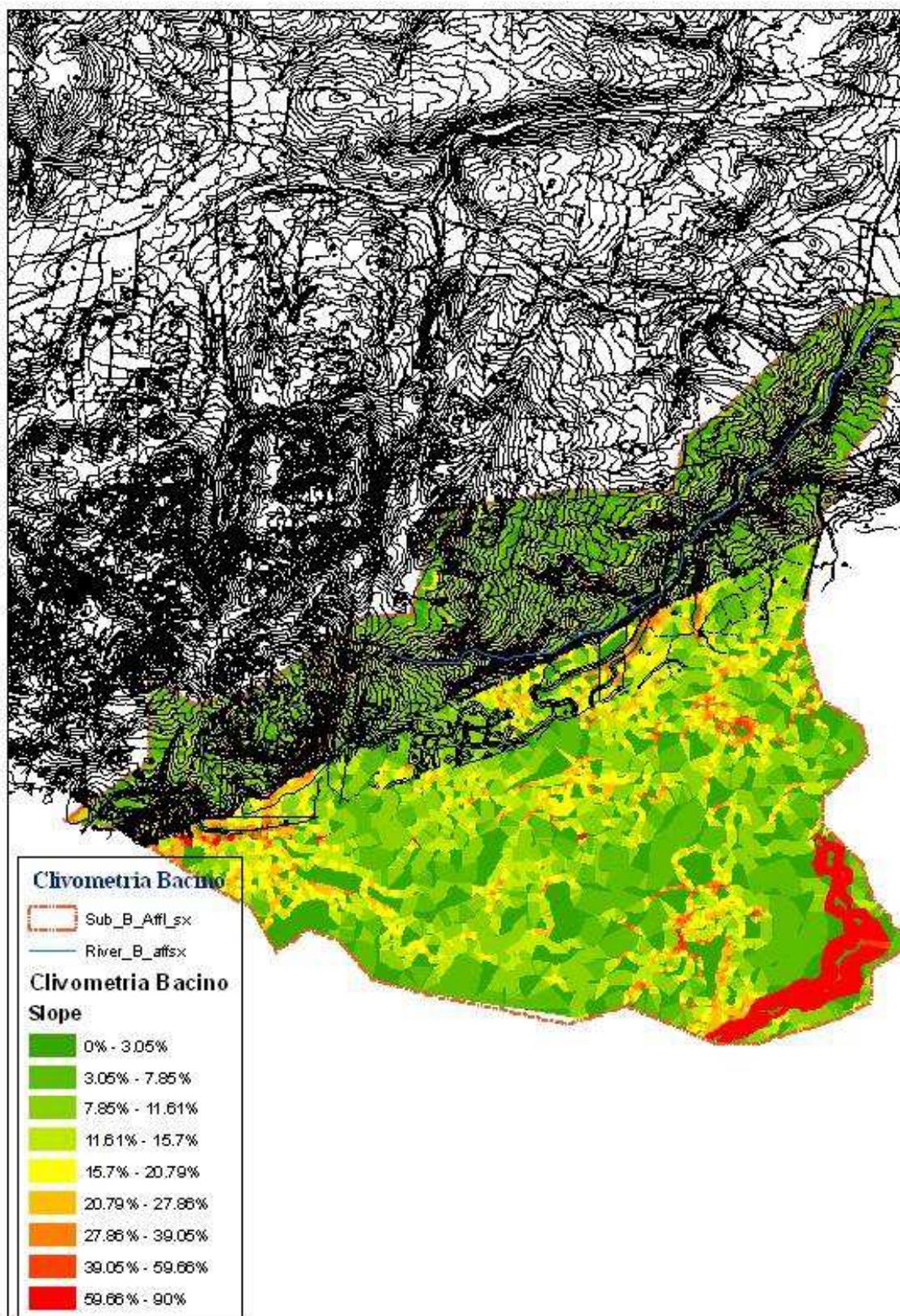
Sotto bacino B



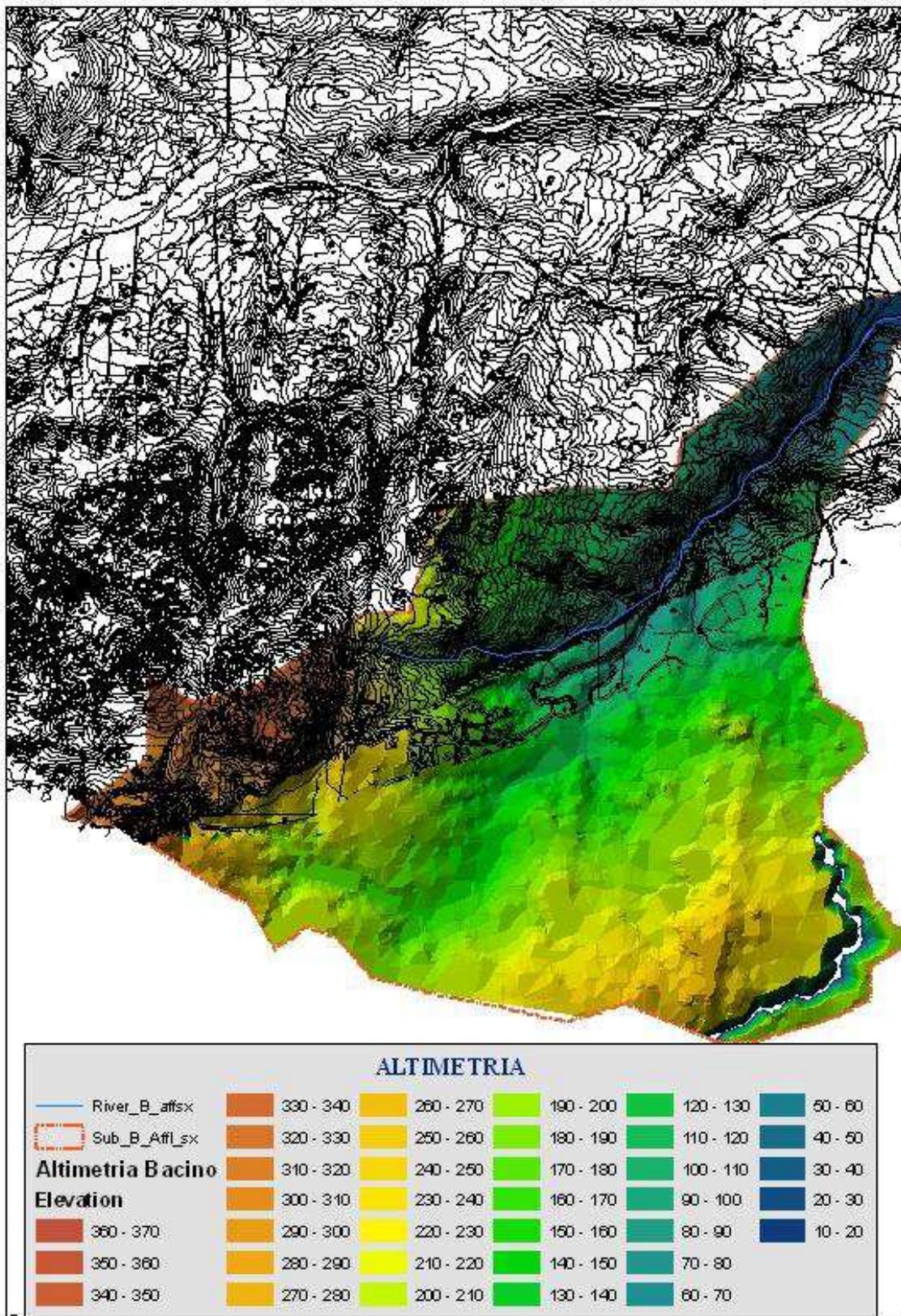
Il sottobacino 'B' è a sua volta distinto in due sub bacino corrispondenti ai due affluenti in sx e dx che confluiscono, unitamente al compluvio proveniente dal centro abitato di S.Pasquale, in corrispondenza dello stazzo 'Lu Banconi.

Sub Bacino B affl. in sx

Il corso d'acqua relativo si diparte da punta 'Ferru', si snoda in alveo moderatamente inciso e sensibili pendenze fino allo stazzo 'Lu Banconi', parallelamente alla strada provinciale 'di Garibaldi'.



La pendenza media del bacino è pari a circa il 12%. L'altimetria media è circa di m.173





Caratteristiche generali riepilogative del sub bacino

Superficie del sub Bacino affluente in sx	6.64	Kmq
Lunghezza asta idrica	3.23	Km
Pendenza media bacino	12.90	%
Quota sezione di chiusura sub bacino	16.61	m
Quota media Sub Bacino	173.00	m
Pendenza media asta idrica	12.99	%
Valore Medio CNIII	92	

Si precisa che il valore della media ponderale del CNIII è pari al 89 e prudenzialmente viene fissato in 92 per tener conto della scala dell'UDS al di fuori del limite comunale di Santa Teresa Gallura.

Viene quindi calcolato, con le relazioni dianzi riportate, il valore dell'assorbimento del bacino e il valore dell'assorbimento iniziale

- ▶ S – Assorbimento del bacino 22.1 mm
- ▶ Ia – Assorbimento iniziale 4.4 mm

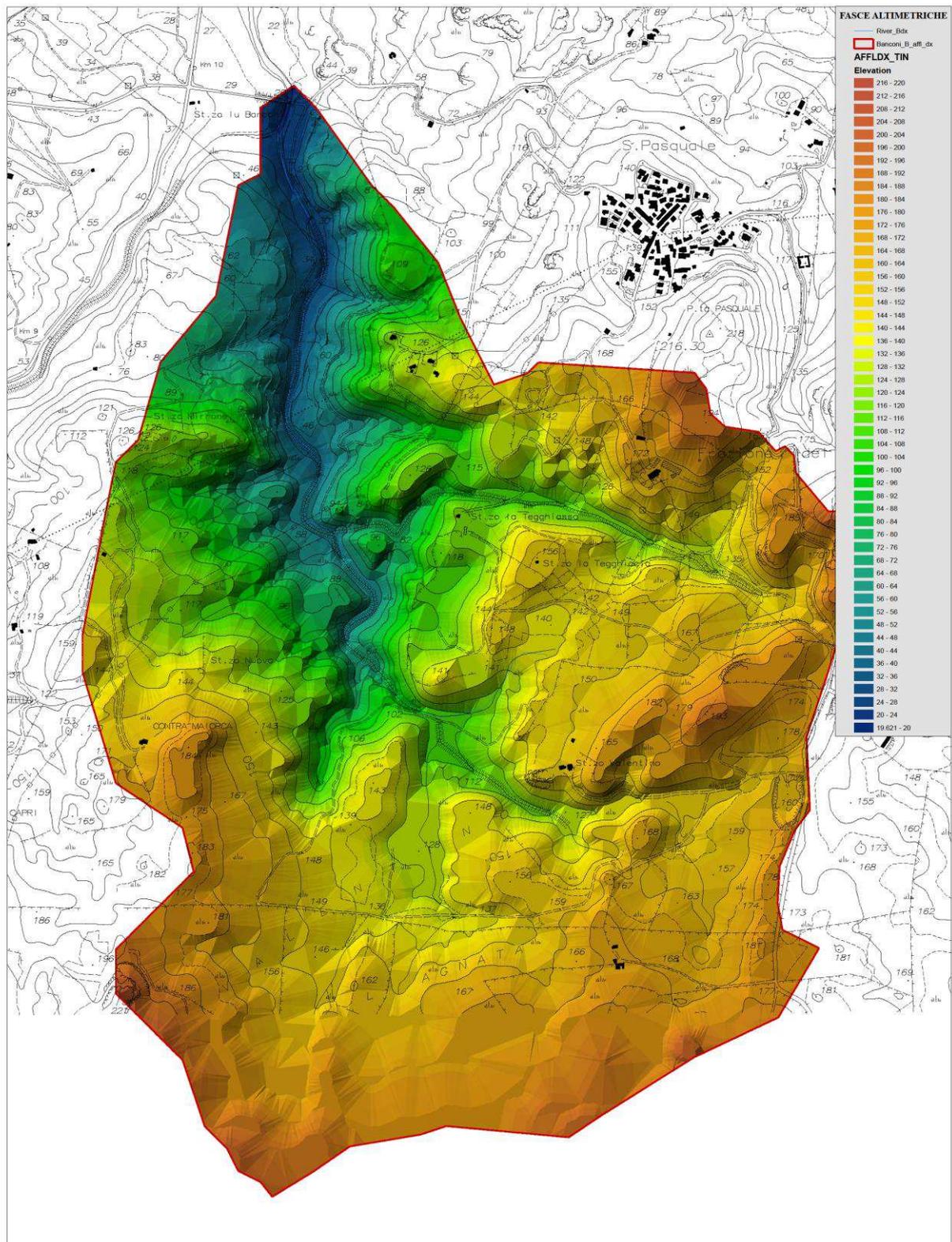
Si calcola quindi il tempo di corrivazione secondo metodi dianzi riportati: Viparelli, Ventura, Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini, si esclude il metodo Kirpich in relazione all'entità della superficie del bacino in esame:

tc(Viparelli)	0.7178
tc(Ventura)	0.912
t_c (SCS)	1.048
t_c (Giand)	1.529
t_c (Pasini)	0.833

In relazione alla superficie del bacino in esame, si considera la relazione di Pasini, per cui si fissa il valore del tempo di corrivazione, per il sottobacino in studio:

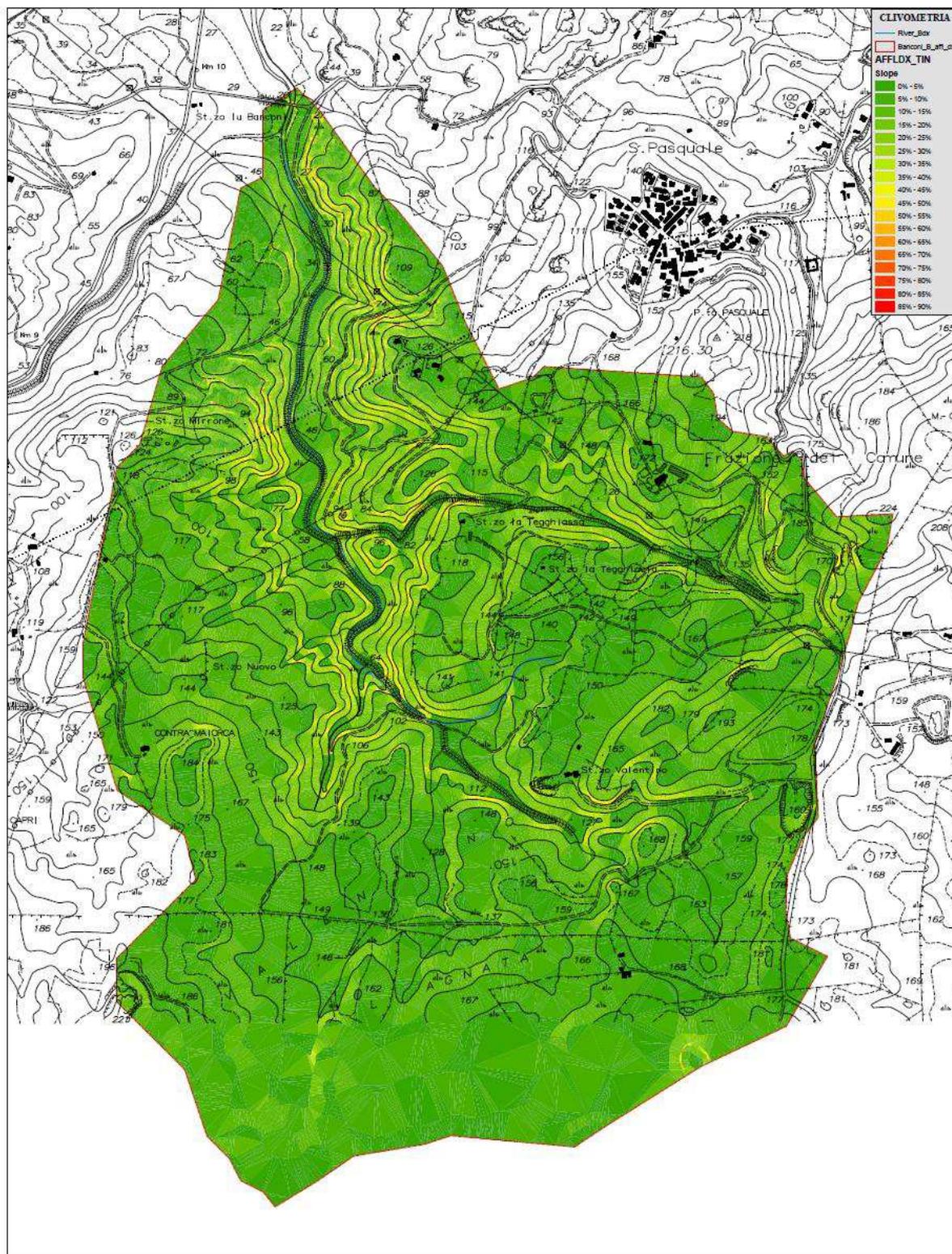
$$tc = 0.833$$

Sotto bacino B affluente in dx

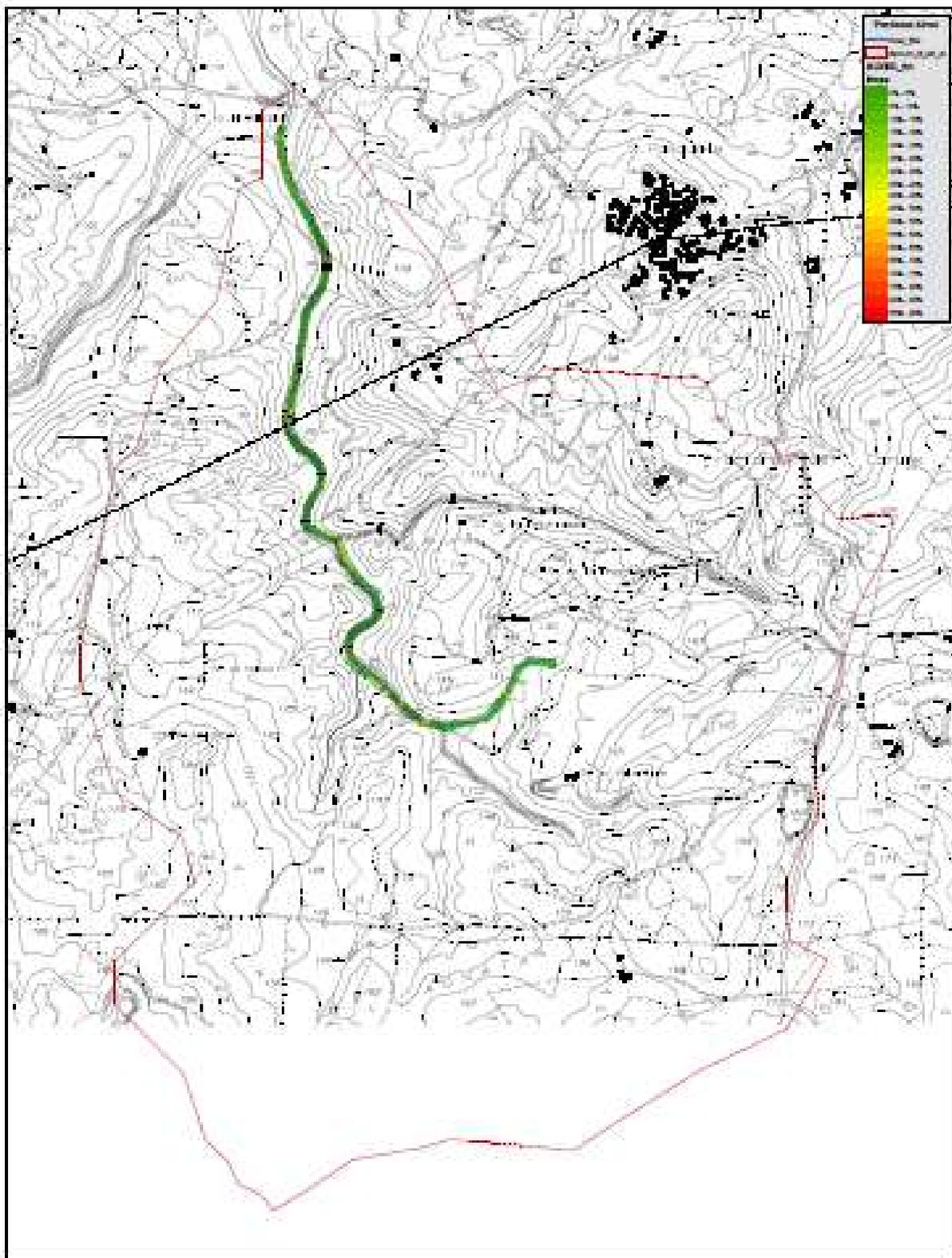


Il sub bacino in esame interessa solo parzialmente il territorio comunale teresino.

Presenta una quota media pari a circa 136 m.s.m. con una pendenza media pari a circa il 10.4%.



Il valore medio del CNIII è pari a 89.80.



La pendenza media dell'asta idrica è pari a 7.30%.

Caratteristiche generali riepilogative del sub bacino

Superficie del sub Bacino affluente in dx	3.93	Kmq
Lunghezza asta idrica	2.30	Km
Pendenza media bacino	10.40	%
Quota sezione di chiusura sub bacino	19.61	m
Quota media Sub Bacino	136.56	m
Pendenza media asta idrica	7.30	%
Valore Medio CNIII	89.80	

Viene quindi calcolato, con le relazioni dianzi riportate, il valore dell'assorbimento del bacino e il valore dell'assorbimento iniziale

- ▶ S – Assorbimento del bacino 28.90 mm
- ▶ Ia – Assorbimento iniziale 5.80 mm

Si calcola quindi il tempo di corrivazione secondo metodi dianzi riportati: Viparelli, Ventura, Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini, si esclude il metodo Kirpich in relazione all'entità della superficie del bacino in esame:

tc(Viparelli)	0.64
tc(Ventura)	0.780
t_c (SCS)	0.976
t_c (Giand)	1.315
t_c (Pasini)	0.833
t_c (Kirpich)	0.301
t_c (calc)	0.83

In relazione alla superficie del bacino in esame, si considera la relazione di Pasini, per cui si fissa il valore del tempo di corrivazione, per il sottobacino in studio:

$$t_c = 0.833$$

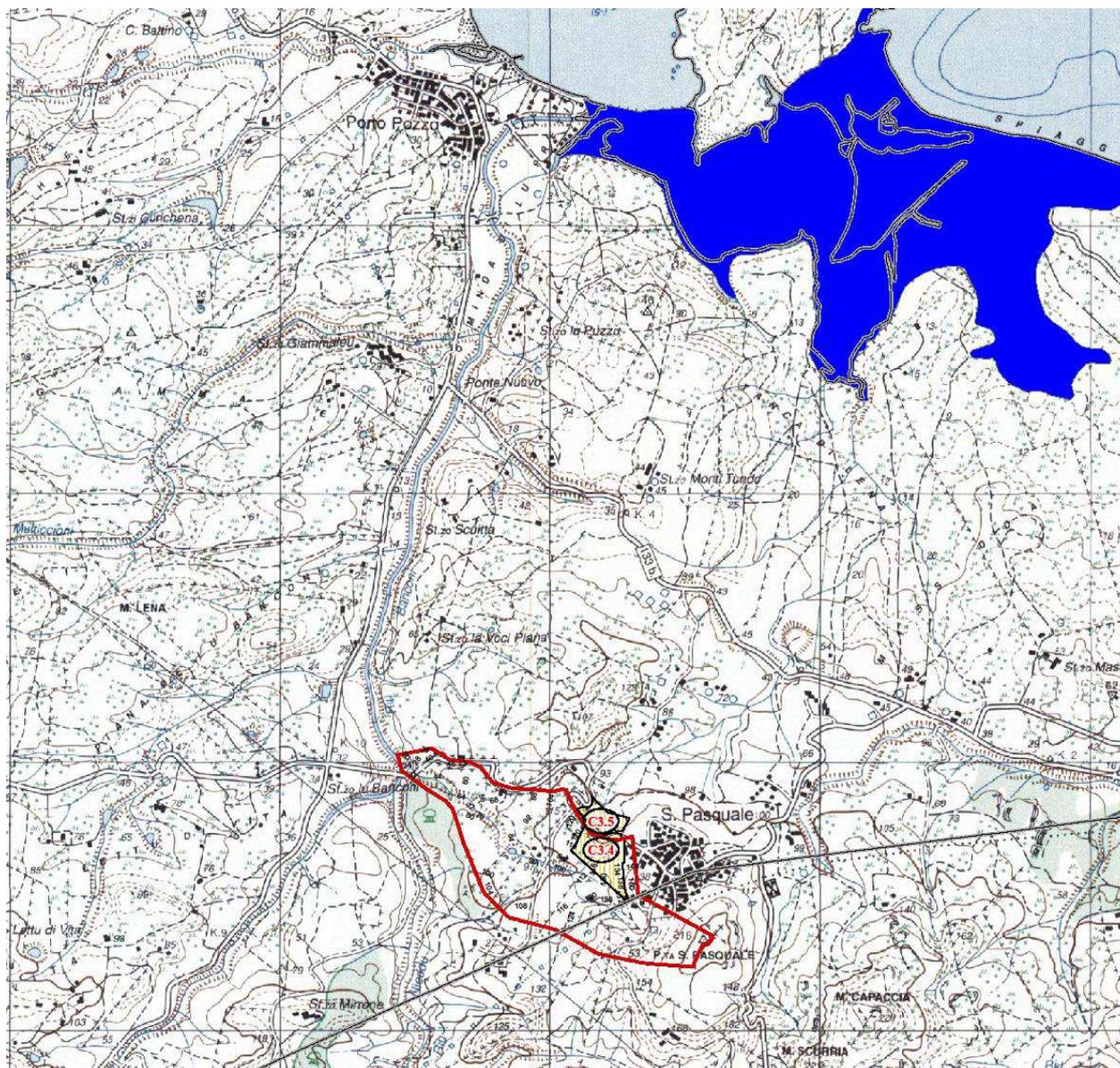
Sotto bacino C3.4

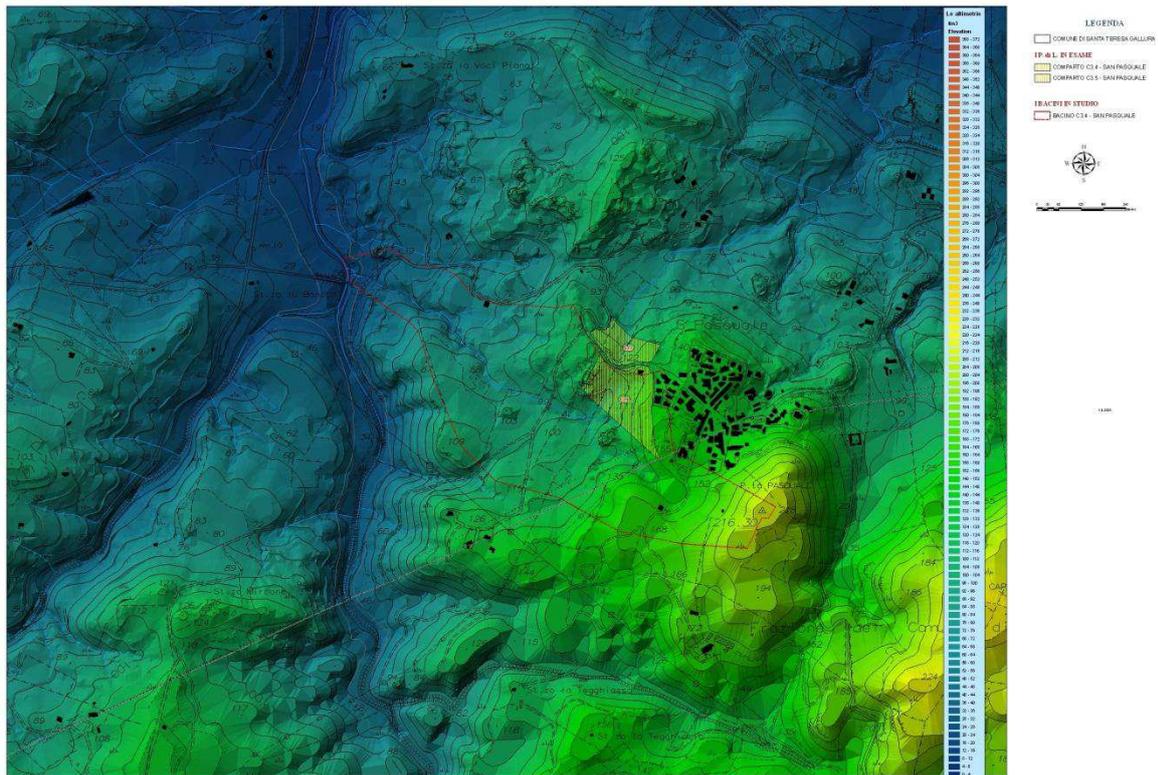
In corrispondenza della parte sud-ovest del comparto C3.4 si diparte la linea di drenaggio che attraversando l'intero sub ambito, con sensibile pendenza si snoda verso valle in direzione sud-ovest, impostata su granitoidi del bacino ercinico gallurese.

Attraversa la strada comunale per interessare la formazione valliva caratterizzata da debole pendenza (0-6%) nelle formazioni delle unità intrusive di Barrabisa-granodioriti microgranulari del carbonifero superiore.

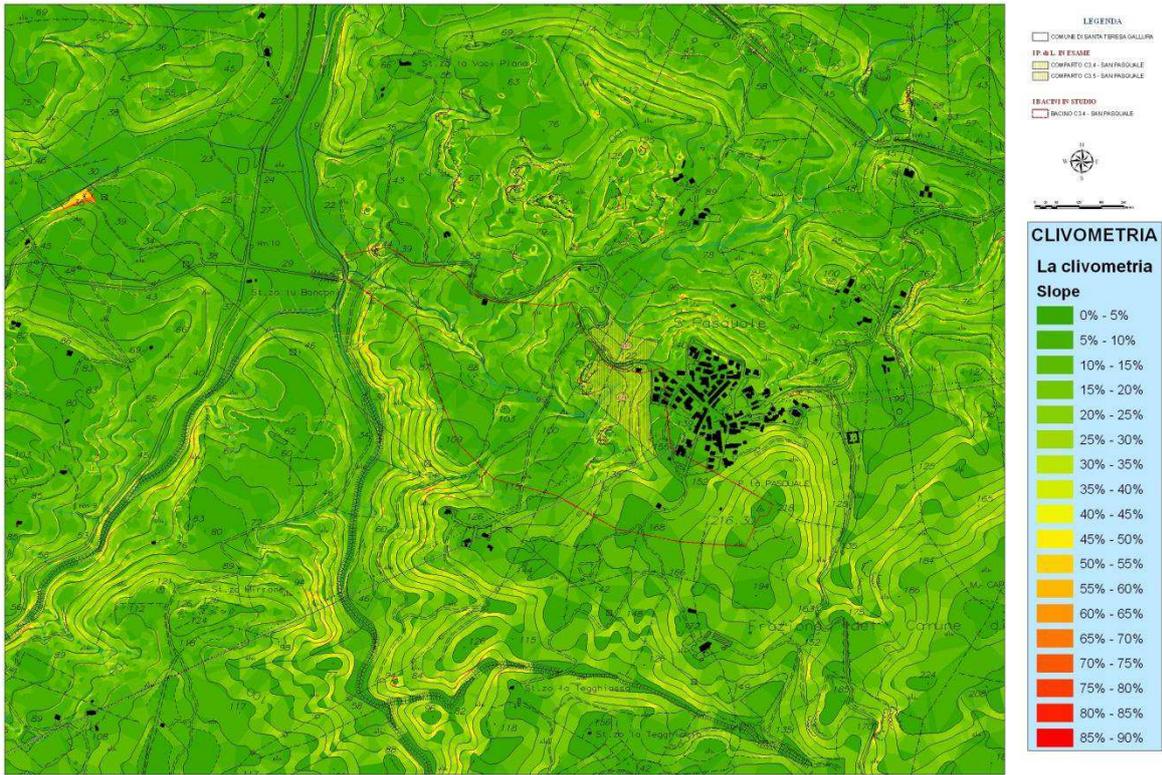
Il corso d'acqua rappresenta un ramo laterale dell'asta fluviale di 'Lu Banconi', sul quale si innesta.

Il bacino che sottende il corso d'acqua in esame, ricade parzialmente nel comune di Santa teresa Gallura.

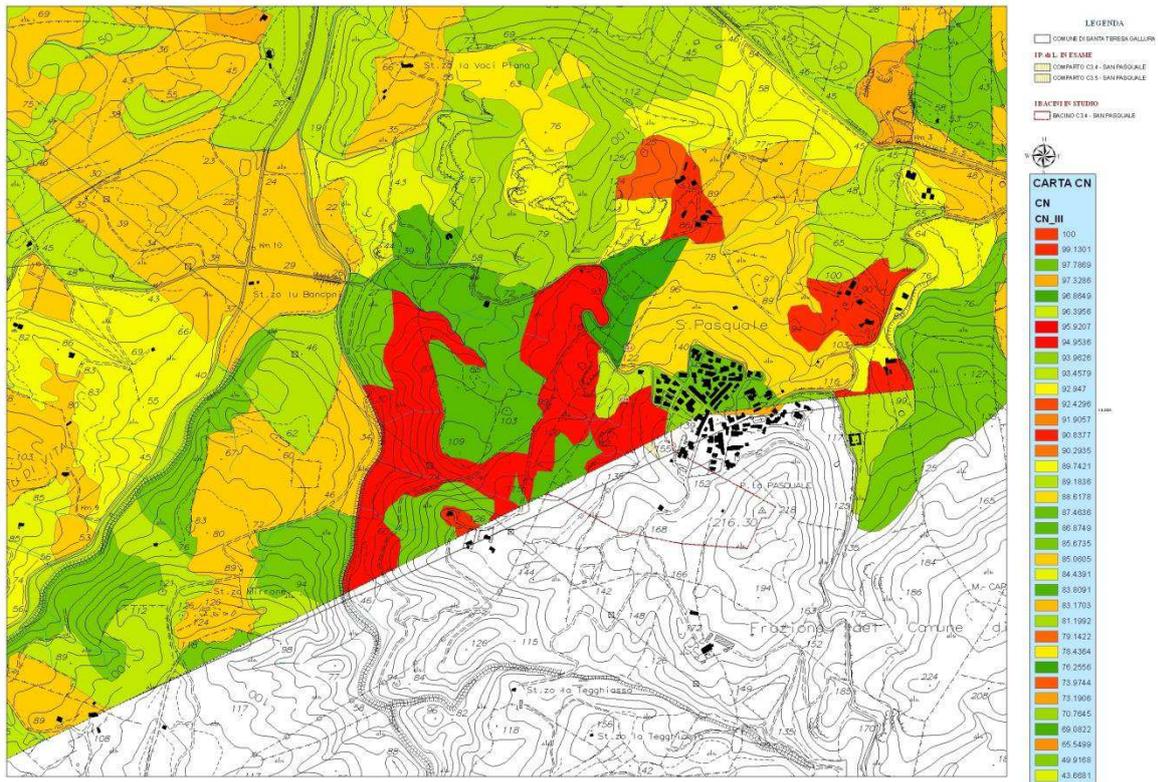




Il bacino in esame presenta una quota massima sulla formazione montuosa a sud-est di 214 ms.m, una quota nella sezione di chiusura $h=20$ m s.l.m.; l'altezza media del bacina, determinata attraverso il metodo GIS, è pari a 70 m s.l.m..



La pendenza media del bacino è pari a 6.9% con una pendenza media del corso d'acqua pari a 6.5%.



Il valore medio del CIII è pari a 89, in relazione agli ultimi eventi, alle caratteristiche del bacino, prudenzialmente si utilizza un valore pari a CNIII = 92.

Caratteristiche Idrologiche del Bacino C3.04

A	0.38
L	0.962
i	0.069
h	20
Hm	70
Jm	0.065
CN	92
S	22.1
I_a	4.4

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ A – Superficie del sottobacino espressa in Km²;
- ▶ L – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ I – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ h – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ Hm – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ Jm – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ CN – Il *Curve Number*
- ▶ S – Assorbimento del bacino mm
- ▶ I_a – Assorbimento iniziale mm

Si calcola quindi il tempo di corrivazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

tc(Viparelli)	0.27
tc(Ventura)	0.299
t_c (SCS)	0.544
t_c (Giand)	0.693
t_c (Pasini)	0.303
t_c (Kirpich)	0.180
t_c (calc)	0.18

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

$$t_c = 0.18$$

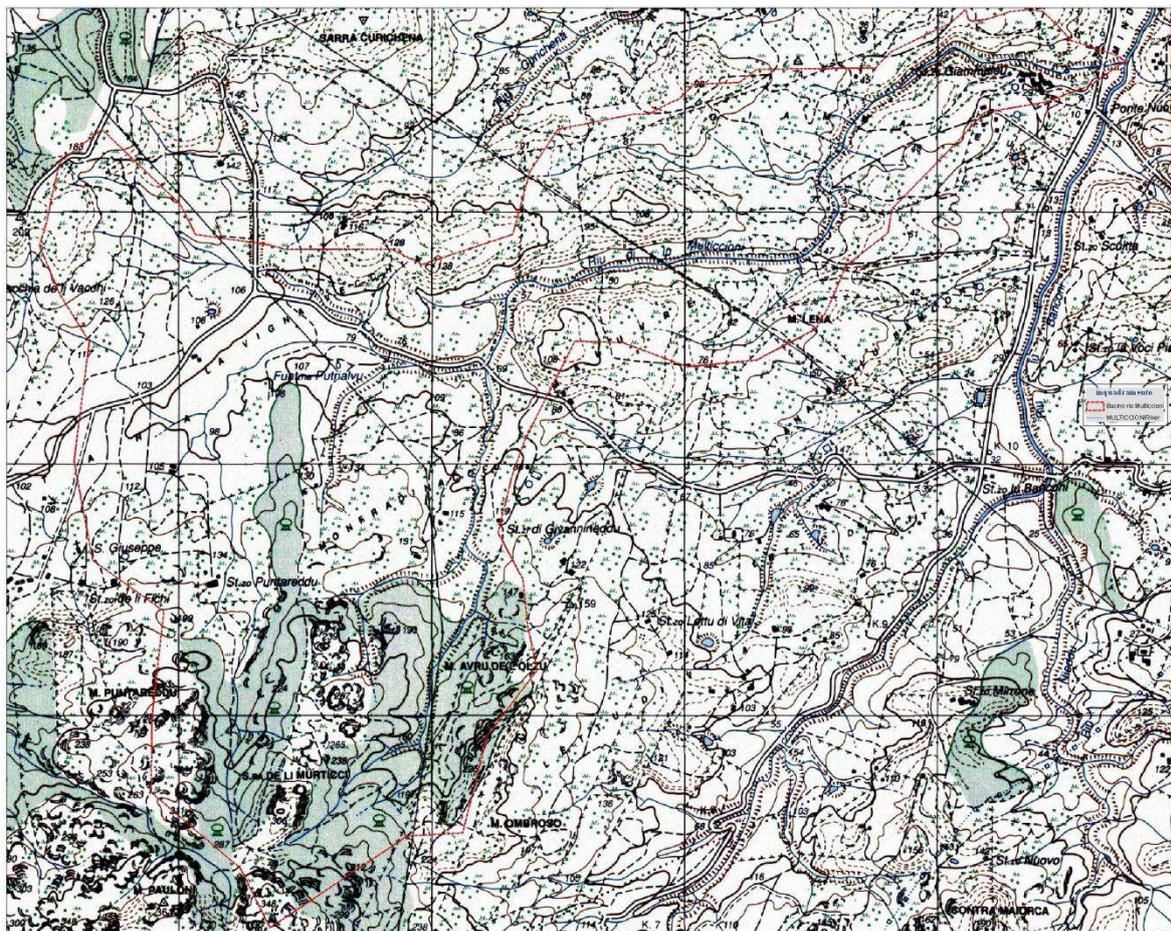
Sottobacino rio Multiccioni

Il sottobacino in esame interessa la parte occidentale del bacino di 'Lu Banconi'.

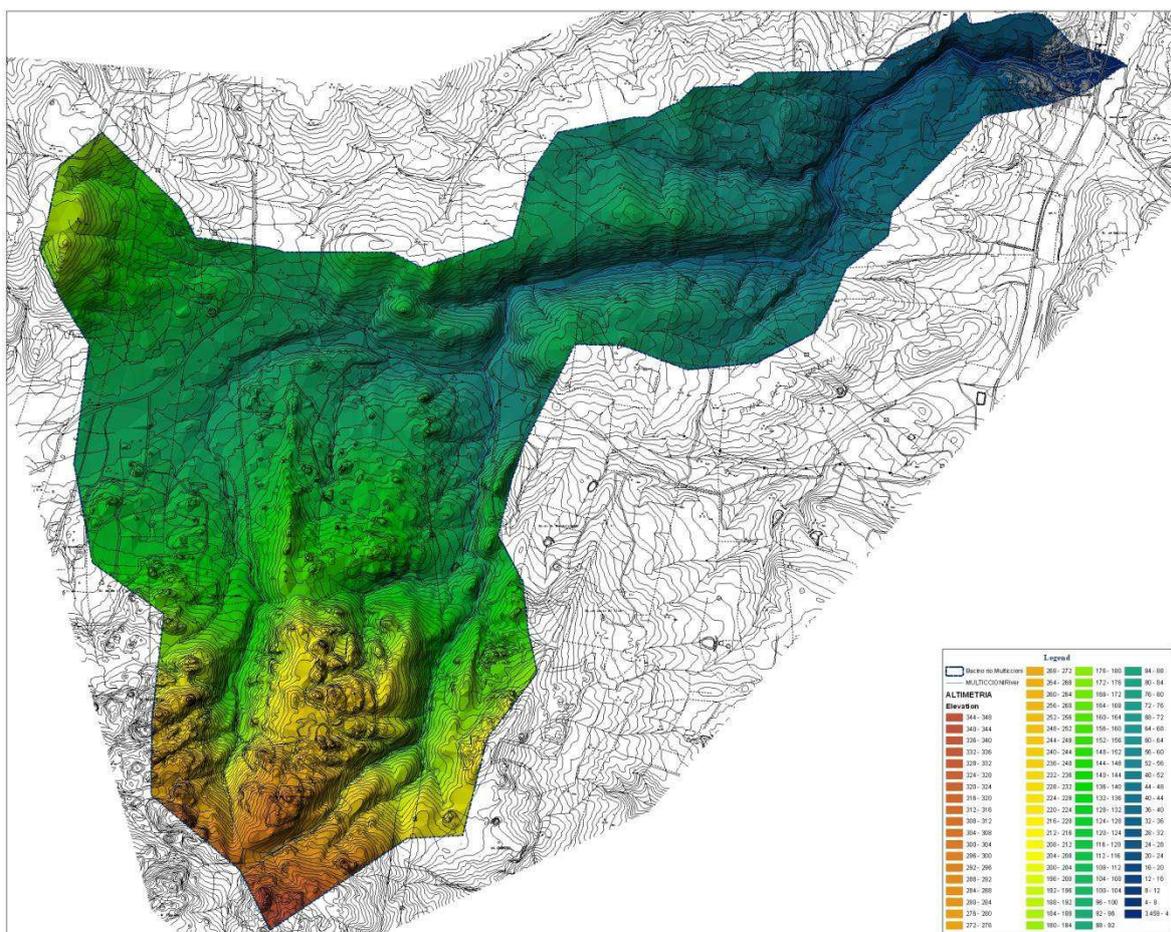
Il rio Multiccioni nasce nella 'sarra di li multicci', attraversa un territorio vergine su alveo mediamente inciso, quindi interessa un sub ambito fortemente urbanizzato (zone di espansione urbana completamente edificate), attraversa la SS 133 bis in tombotto in C.A. a sezione rettangolare per poi confluire sull'asta principale di rio 'Lu Banconi' nella piana di Porto Pozzo.

La sezione dell'attraversamento stradale è insufficiente come risulta dai calcoli idraulici e documentata dalle foto scattate dallo scrivente in occasione dell'evento meteorico del 04/09/2012.

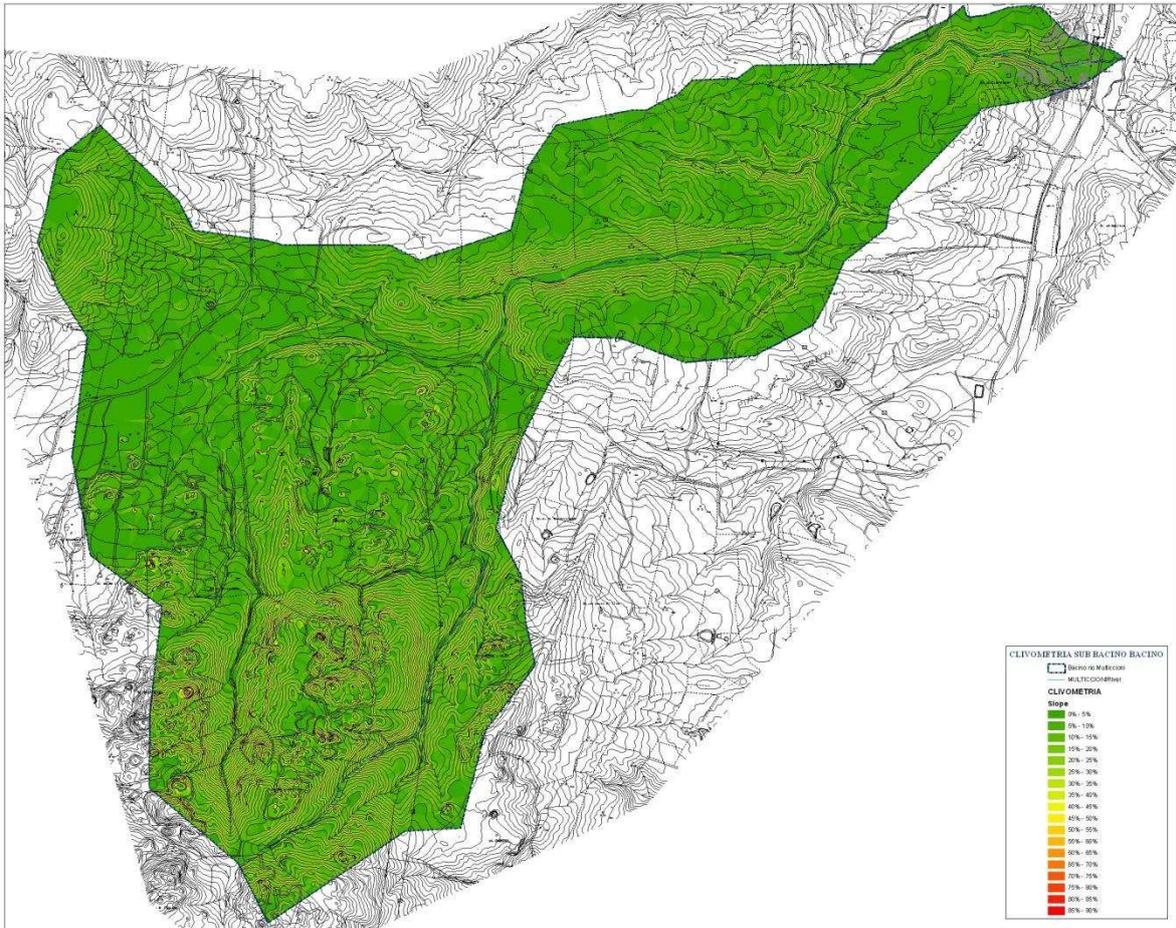
In tale occasione il rio esondò dall'alveo incassato andando ad interessare una struttura alberghiera limitrofa alla SS 133 bis, tracimando su detta strada per poi confluire nella piana di Porto Pozzo.



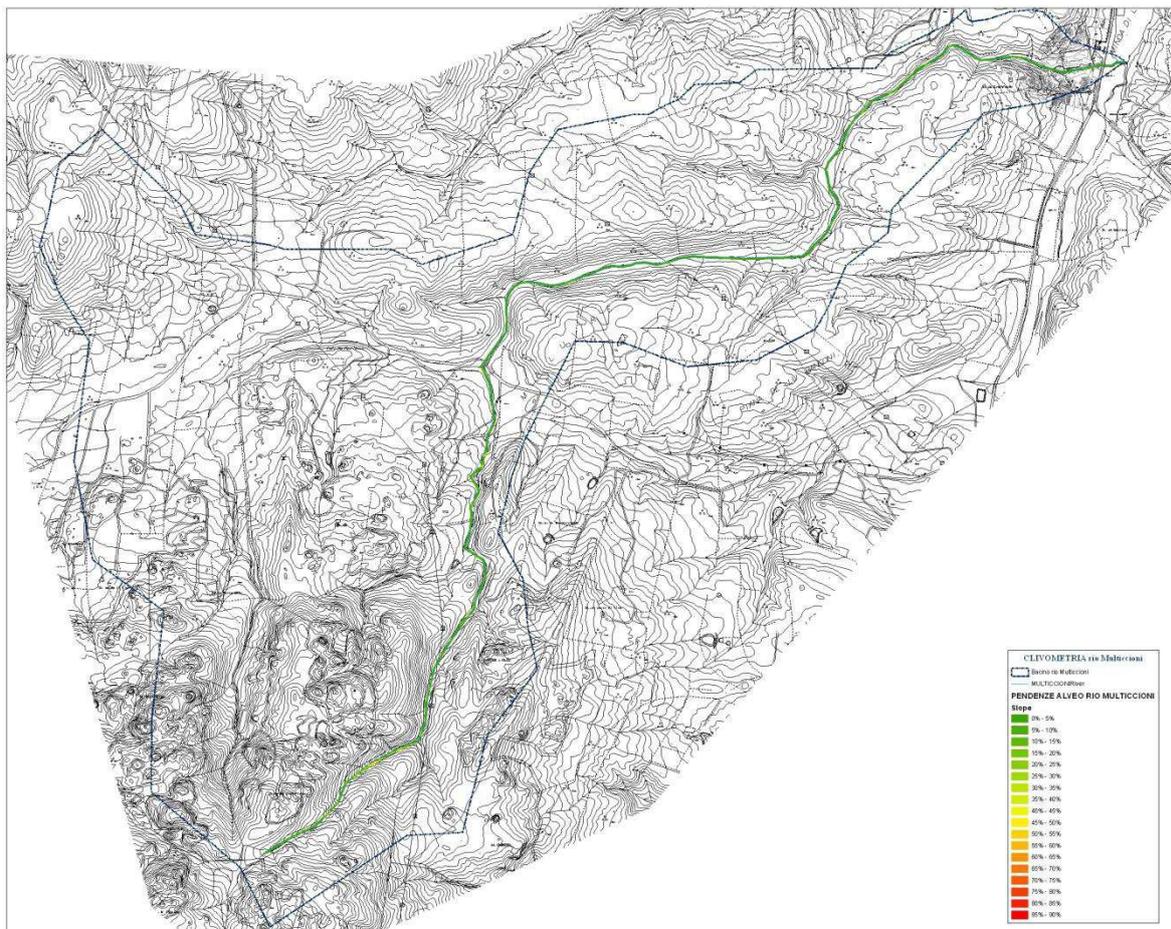
L'inquadramento del sotto bacino



Le fasce altimetriche del sotto bacino. L'altezza media è pari a 112.67 m.s.m. con quota alla sezione di chiusura pari a 3.5 m.s.m.



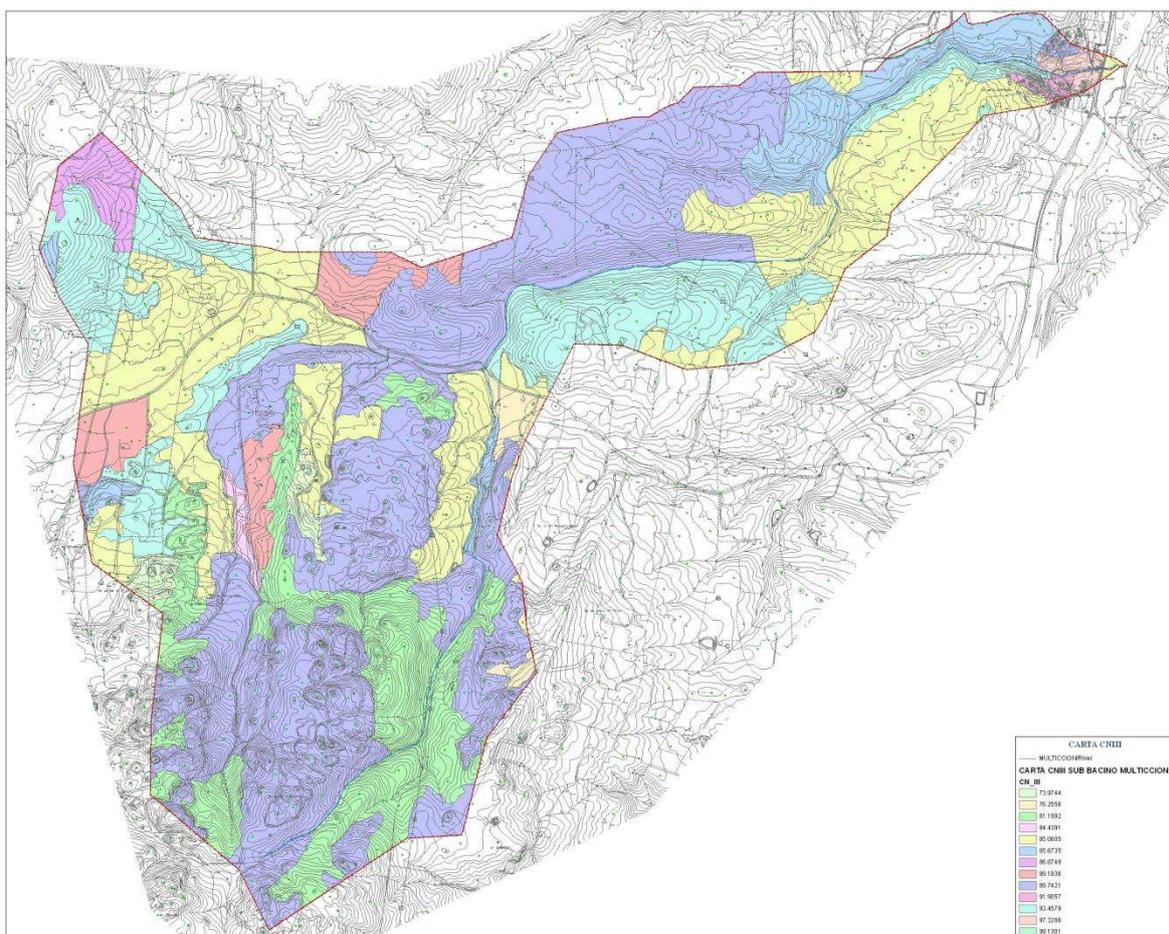
La clivometria del bacino: la pendenza media dello stesso è pari a 11.34%.



La clivometria dell'asta fluviale: la pendenza media dell'asta fluviale è pari a 8.18%



L'attraversamento della SS 133 bis



La carta del CNIII: il valore medio desunto dalla carta dell'Uso del Suolo a scala 1:10000, in condizione di saturazione è: $CNIII = 87.55$, prudenzialmente viene fissato un valore pari a $CNIII = 92$.

Le foto di seguito riportate mostrano le condizioni idrauliche dell'ambito nella giornata del 04/09/2012.



In corrispondenza dell'albergo



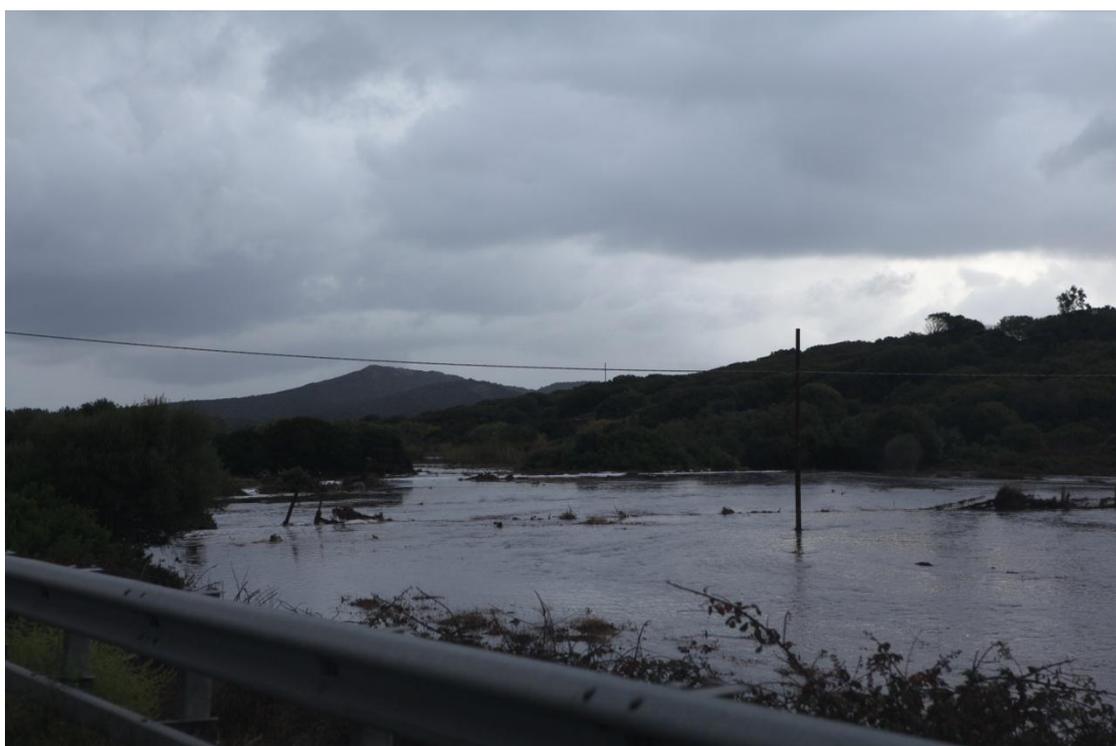
La piana di Porto Pozzo.



La tracimazione sulla strada statale



In corrispondenza dell'albergo



Caratteristiche idrologiche del sub bacino 'rio Multiccioni'

A	5.76
L	5.82
i	0.1134
h	3.5
Hm	112.674
Jm	0.0818
CN	92
S	22.1
I_a	4.4

Dove nella prima riga si riportano i sottobacini, nella prima colonna le seguenti grandezze:

- ▶ **A** – Superficie del sottobacino espressa in Km²;
- ▶ **L** – Lunghezza dell'asta fluviale espressa in Km
- ▶ **I** – Pendenza media del bacino m/m
- ▶ **h** – Quota della sezione di chiusura m.s.l.m.
- ▶ **Hm** – Quota media pesata sull'area m.s.l.m.
- ▶ **Jm** – Pendenza media reticolo idrografico m/m
- ▶ **CN** – Il *Curve Number*
- ▶ **S** – Assorbimento del bacino mm
- ▶ **I_a** – Assorbimento iniziale mm

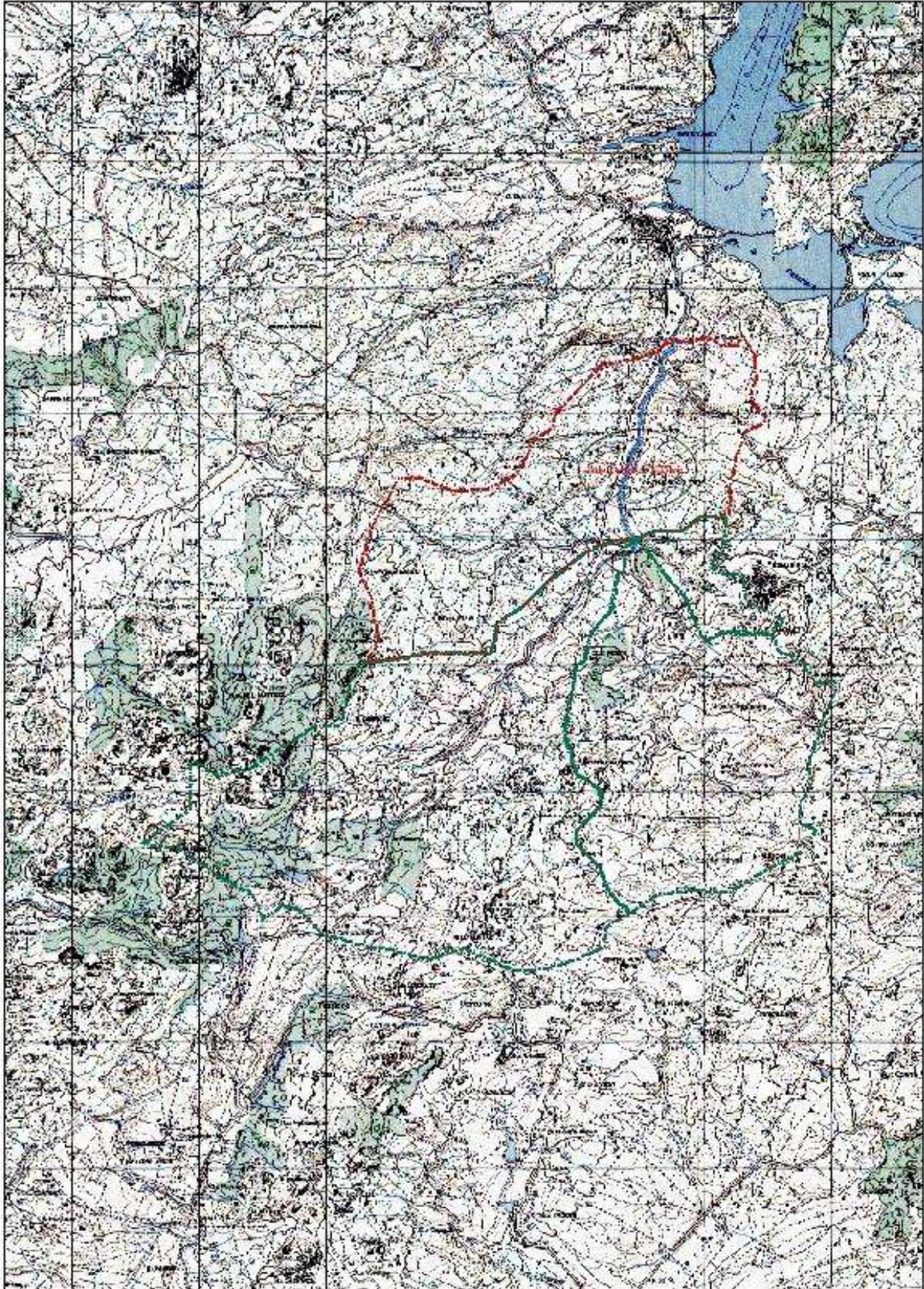
Si calcola quindi il tempo di corrvazione secondo metodi dianzi riportati: Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini e Kirpich.

tc(Viparelli)	1.6
tc(Ventura)	0.907
t_c (SCS)	1.792
t_c (Giand)	2.193
t_c (Pasini)	1.218
t_c (Kirpich)	0.595
t_c (calc)	1.50

In relazione alla superficie e caratteristiche del bacino in esame si considera la formula di Kirpich.

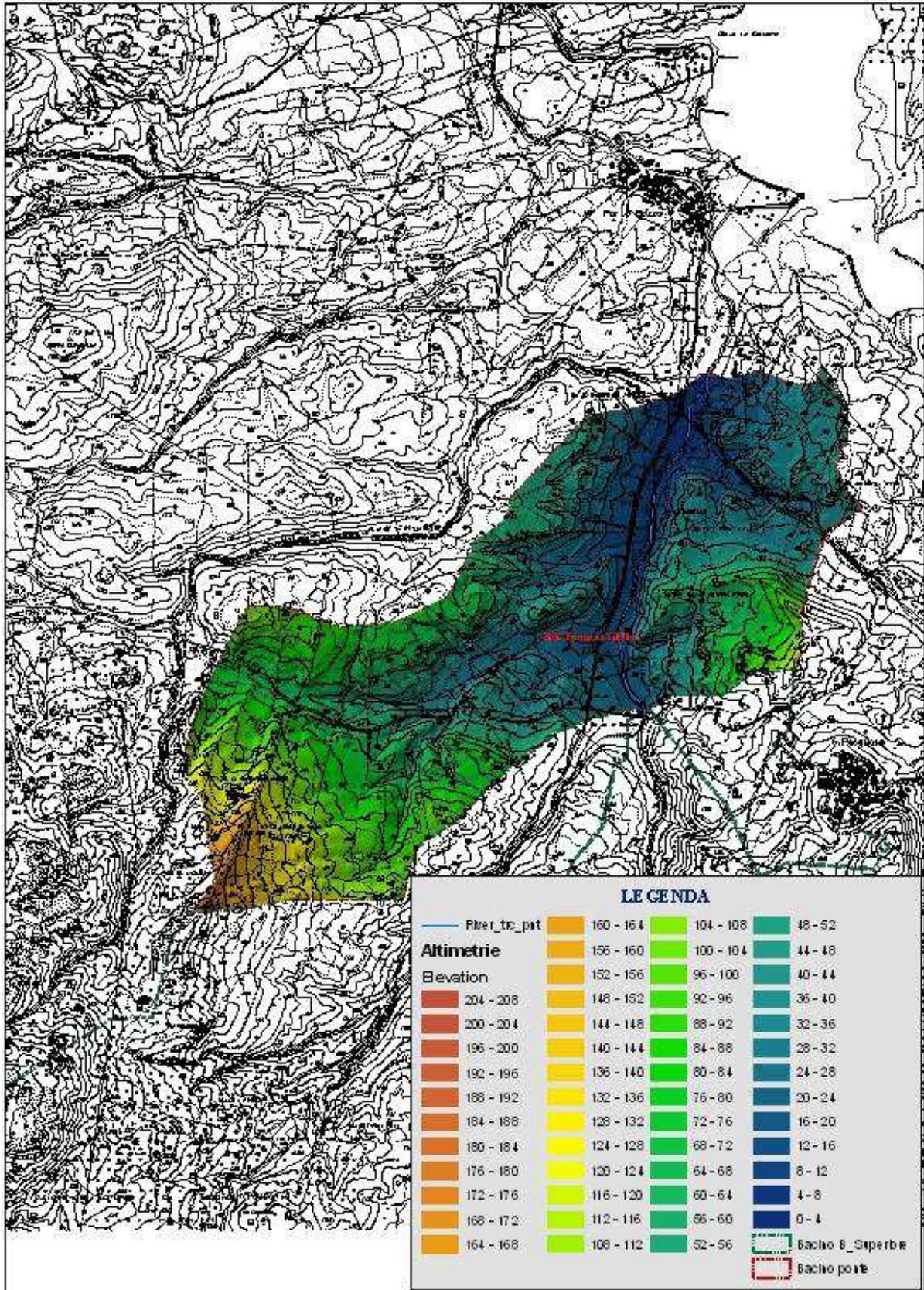
$$t_c = 1.5 \text{ (valore mediato)}$$

Il sotto bacino ponte SS 133 bis (ponte nuovo)

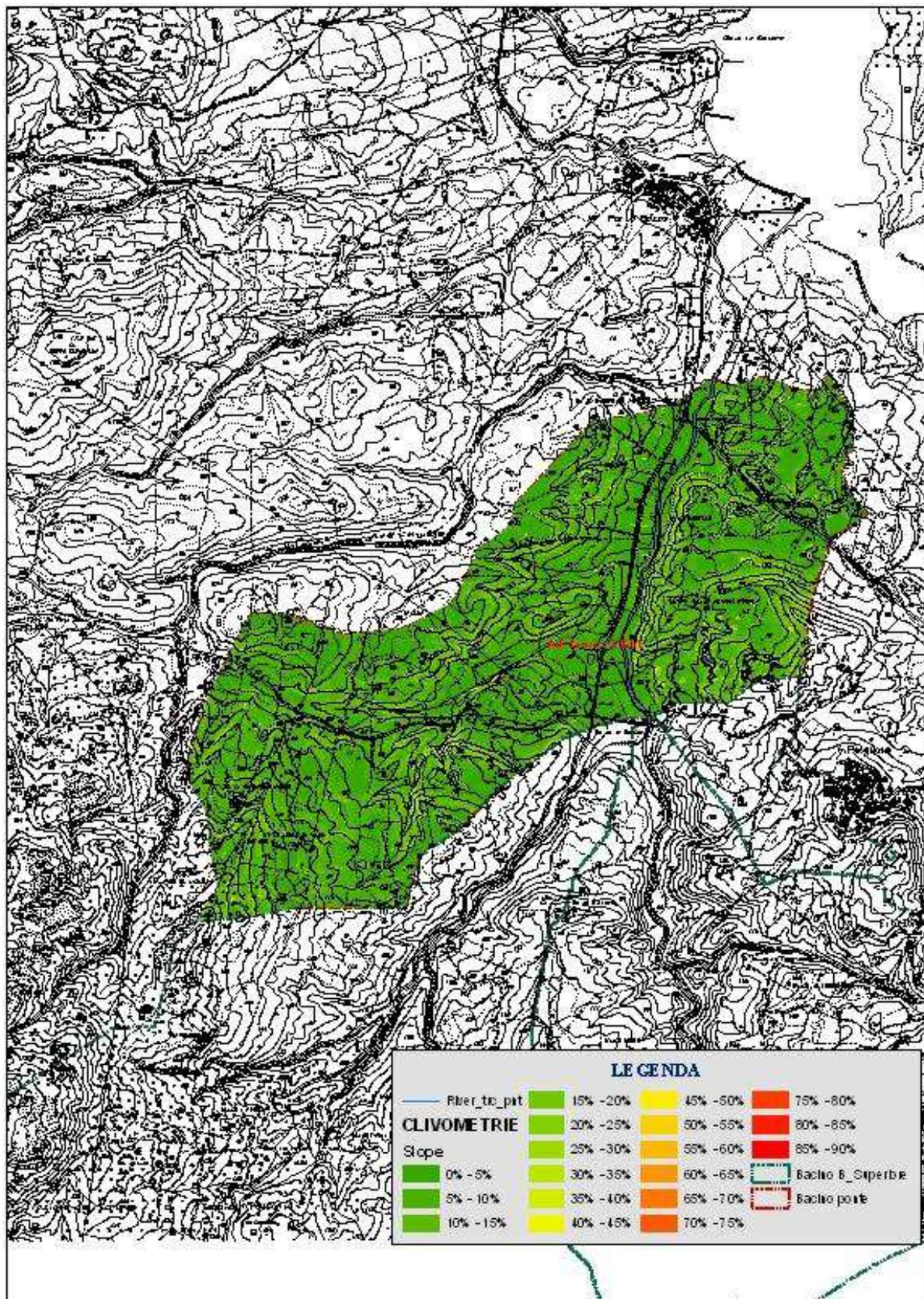


Il sottobacino in esame sottende il tronco idrico sul quale, nella sezione di monte confluiscono le portate dei sottobacini 'B' affluenti sx e dx, e del sottobacino C3.04 S.Pasquale.

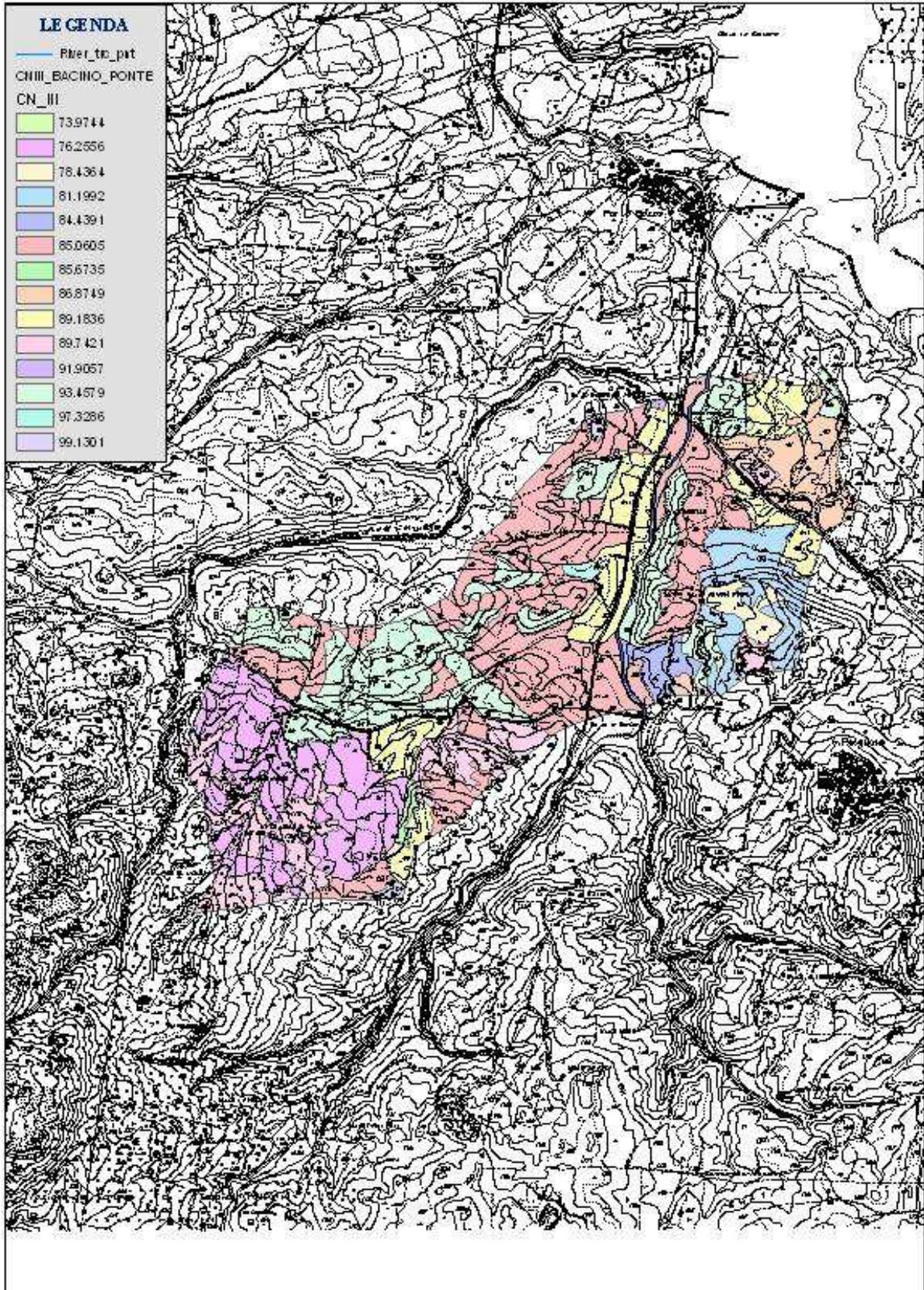
Il corso d'acqua si snoda parallelamente alla strada provinciale in terreni caratterizzati da pendenze medio basse, principalmente in corrispondenza della parte terminale, su suoli alluvionali.



L'altezza media del bacino: l'altezza media è pari a 208 m.s.m., con quota alla sezione di chiusura pari a 3.4 m.s.m.



La clivometria del sottobacino: la pendenza media del bacino in esame è pari a 8.5%, con una pendenza media dell'asta fluviale pari a 7.40 %.



La Carta del CNIII: il CNIII medio calcolato è pari a 88.5, prudenzialmente, tenuto conto degli eventi monitorati si fissa il valore in 92.

Caratteristiche generali riepilogative del sub bacino

Superficie del sub Bacino affluente in dx	3.98	Kmq
Lunghezza asta idrica	1.88	Km
Pendenza media bacino	8.40	%
Quota sezione di chiusura sub bacino	3.40	m
Quota media Sub Bacino	208.0	m
Pendenza media asta idrica	7.40	%
Valore Medio CNIII	92.00	

Viene quindi calcolato, con le relazioni dianzi riportate, il valore dell'assorbimento del bacino e il valore dell'assorbimento iniziale

- ▶ S – Assorbimento del bacino 22.1 mm
- ▶ Ia – Assorbimento iniziale 4.4 mm

Si calcola quindi il tempo di corrivazione secondo metodi dianzi riportati: Viparelli, Ventura, Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini, si esclude il metodo Kirpich in relazione all'entità della superficie del bacino in esame:

tc(Viparelli)	0.5
tc(Ventura)	0.870
t_c (SCS)	0.838
t_c (Giand)	0.944
t_c (Pasini)	0.777
t_c (Kirpich)	0.279
t_c (calc)	0.78

In relazione alla superficie del bacino in esame, si considera la relazione di Pasini, per cui si fissa il valore del tempo di corrivazione, per il sottobacino in studio:

$$t_c = 0.78$$

Tronco finale Rio Lu Banconi

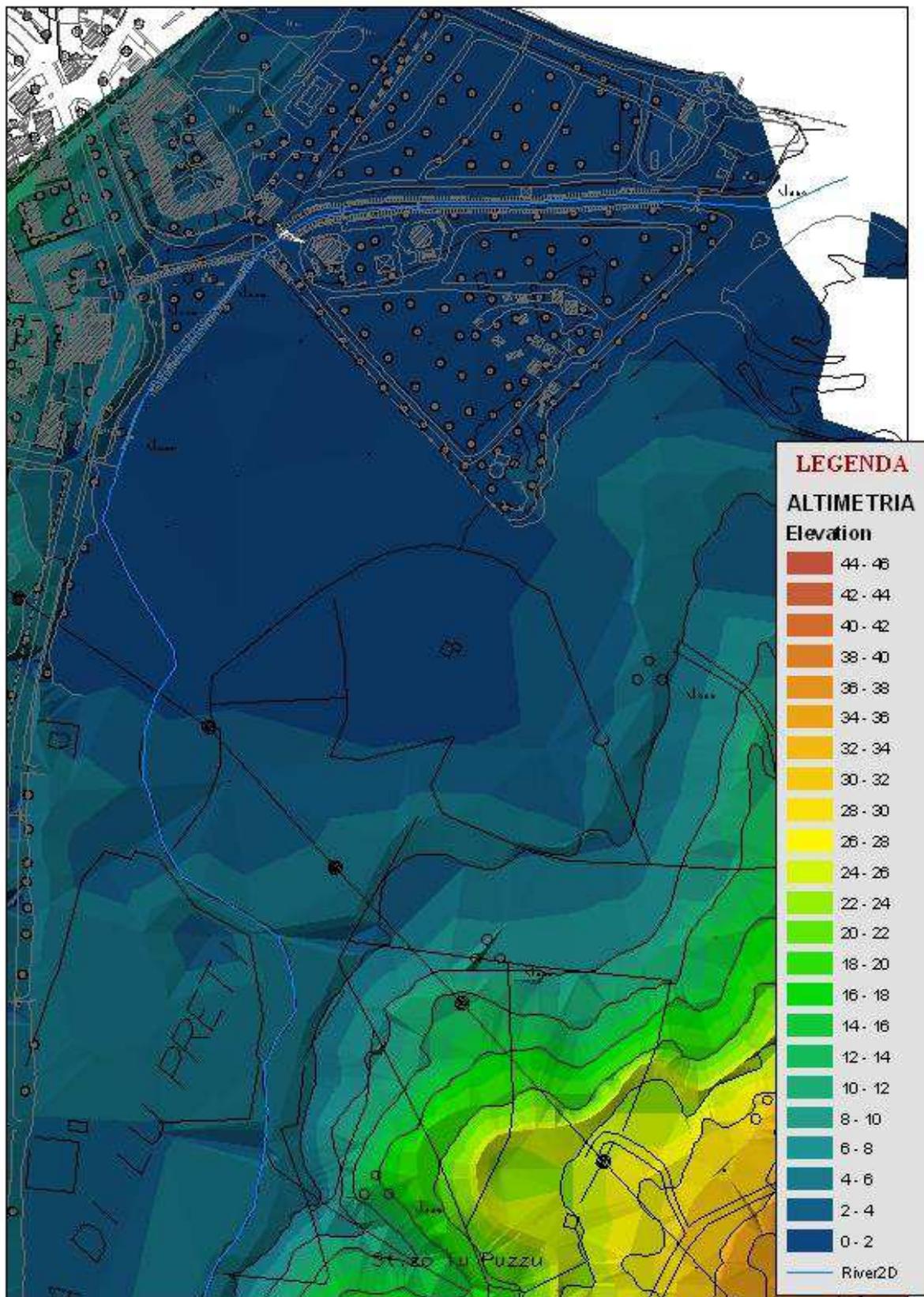
‘...a partire dal ponte stradale in località lu Banconi il fondovalle diventa più ampio raggiungendo una larghezza di un centinaio di metri, che conserva fin verso la foce ubicata in prossimità dell’abitato di Porto Pozzo; qui il rio forma una ristretta piana, con annesso piccolo delta sabbioso, in avanzata verso i versanti del prospiciente promontorio roccioso’¹.

Il rio ha conservato per tutto il suo sviluppo una morfologia monocursale, inizialmente subrettile e in seguito, nel tratto terminale, moderatamente sinuosa. Originariamente sullo sbocco della foce era presente un piccolo delta di cui sono riconoscibili ancora alcuni rami abbandonati. Già verso la metà del secolo scorso, tuttavia, in quest’area era stato realizzato un intervento di bonifica che ha comportato la canalizzazione del tratto terminale dell’alveo.

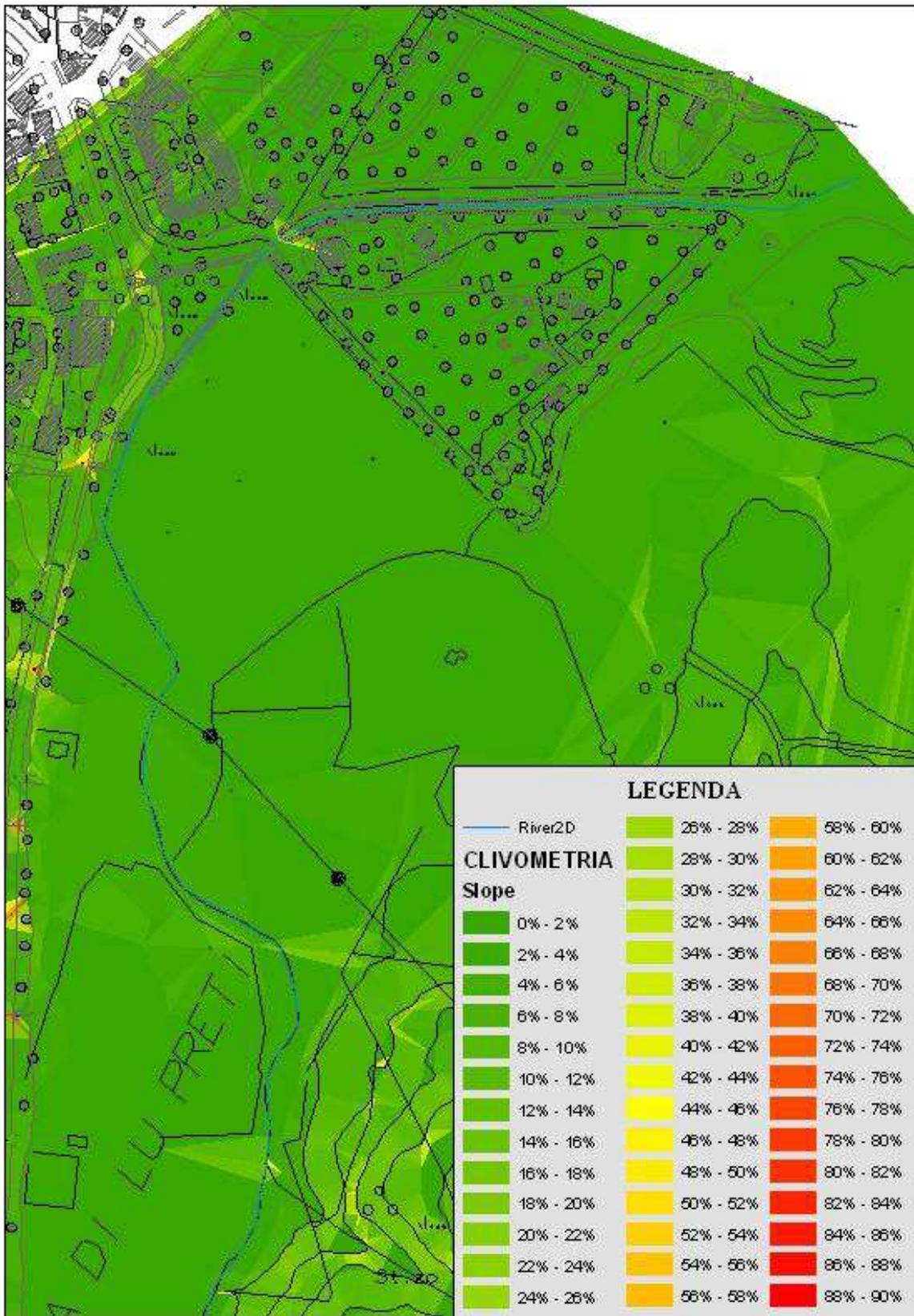
A monte della foce, viceversa, l’alveo appare stabile e, dal confronto con la cartografia IGM II levata relativa agli anni ’50 del secolo scorso, non emerge nessuna significativa variazione di tracciato; anche la linea di spiaggia sembra essere stata sostanzialmente ferma nell’ultimo cinquantennio.



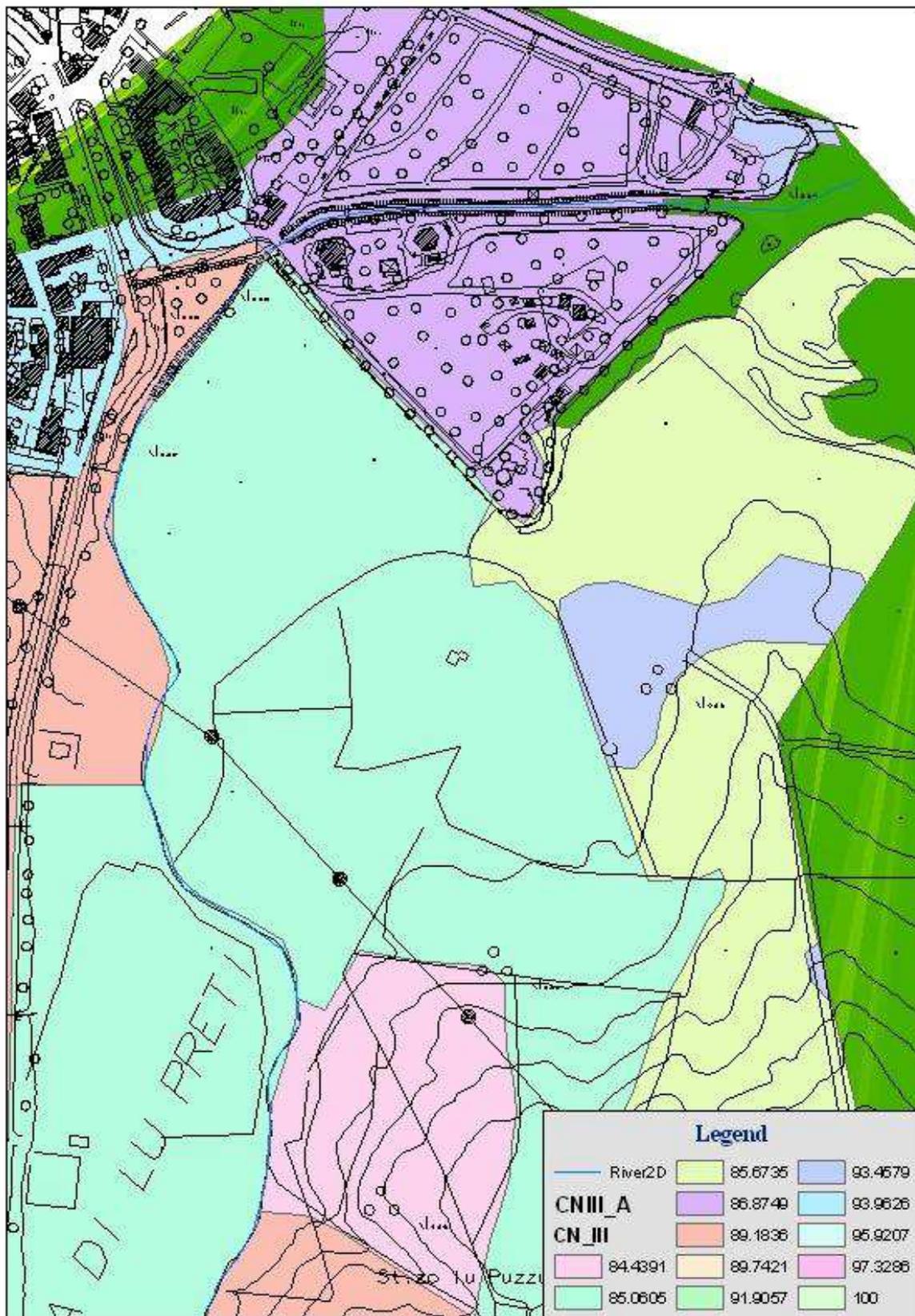
¹ Cfr. relazione monografica PSFF bacino Liscia



Le Altimetrie: il sottobacino ha una quota media pari a 13.84 m.s.m. e quota alla sezione di chiusura pari a 0 m.s.m.



La pendenza media del bacino è pari a 5.37% con pendenza dell'asta idraulica pari a 2.07%.



Il valore del CNIII medio calcolato è pari a 89.6 prudenzialmente si fissa in 92.

Caratteristiche generali riepilogative del sub bacino

Superficie del sub Bacino affluente in dx	0.703	Kmq
Lunghezza asta idrica	1.264	Km
Pendenza media bacino	5.37	%
Quota sezione di chiusura sub bacino	0.00	m
Quota media Sub Bacino	13.84	m
Pendenza media asta idrica	2.07	%
Valore Medio CNIII	92.00	

Viene quindi calcolato, con le relazioni dianzi riportate, il valore dell'assorbimento del bacino e il valore dell'assorbimento iniziale

- ▶ S – Assorbimento del bacino 22.1 mm
- ▶ Ia – Assorbimento iniziale 4.4 mm

Si calcola quindi il tempo di corrivazione secondo metodi dianzi riportati: Viparelli, Ventura, Soil Conservation Service, Giandotti, Pasini, si esclude il metodo Kirpich in relazione all'entità della superficie del bacino in esame:

tc(Viparelli)	0.4
tc(Ventura)	0.460
t_c (SCS)	0.768
t_c (Giand)	1.763
t_c (Pasini)	0.722
t_c (Kirpich)	0.245
t_c (calc)	0.72

In relazione alla superficie del bacino in esame, si considera la relazione di Pasini, per cui si fissa il valore del tempo di corrivazione, per il sottobacino in studio:

$$t_c = 0.72$$

Analisi idraulica dei bacini

L'analisi idraulica dei sottobacini in esame viene condotta, in moto permanente, utilizzando il modello numerico HEC-RAS che consente il calcolo dell'andamento dei profili di corrente in moto permanente gradualmente variato od in moto vario in alvei naturali o canali artificiali includendo anche la valutazione degli effetti sulla corrente dovuti all'interazione con ponti, tombinature, briglie, stramazzi, aree golenali ecc.

Il profilo della corrente è stato determinato, quindi, ipotizzando condizioni di moto permanente, dato che le variazioni di portata nel tempo in occasione delle piene naturali non sono così rapide da rendere necessaria un'analisi in condizioni di moto vario.

Il buon inalveamento della corrente consente altresì di considerare la corrente con una schematizzazione monodimensionale, essendo assenti esondazioni con componenti del moto ortogonali all'asse del corso d'acqua, e potendo così ricorrere a schemi di calcolo sufficientemente semplici e robusti da non destare problemi numerici e necessità di complesse analisi di sensitività per la validazione del modello stesso.

HEC RAS è un codice sviluppato dall'Hydrologic Engineering Center dell'U.S. Army Corps of Engineers. Il software è in grado di analizzare e risolvere i calcoli legati al tracciamento del profilo idrico di un corso d'acqua in regime di moto permanente e/o in regime di moto vario, nonché le problematiche legate al trasporto solido.

In ciascuna di queste tre tipologie di studio il programma è in grado di utilizzare sia le proprietà intrinseche del terreno (in particolare in termini di coefficiente di scabrezza di Manning), sia le proprietà geometriche della sezione del corso d'acqua.

La modellazione è stata effettuata interagendo il modello idraulico con il modello GIS del territorio (HEC-GEORAS).

Per l'analisi del moto, HEC RAS richiede la portata nota su ogni ramo (o parte di esso), inoltre è necessario definire le condizioni al contorno a monte (che saranno valide per una corrente veloce) e a valle (che saranno valide per una corrente lenta) dei rami unitamente alle caratteristiche delle confluenze; il software permette di imporre una corrente lenta, un regime di corrente veloce ovvero di determinare autonomamente il profilo della corrente in regime misto.

Le condizioni al contorno utilizzabili sono:

- altezza nota del pelo libero;
- passaggio per l'altezza critica;
- altezza di moto uniforme (per una particolare pendenza assegnata);
- scala delle portate.

La procedura di calcolo è basata sulla risoluzione dell'equazione monodimensionale dell'energia, in cui le perdite di carico sono valutate tramite il coefficiente di scabrezza di Manning.

È possibile valutare i fenomeni di contrazione e allargamento della corrente tramite opportuni coefficienti di contrazione/espansione allorquando si abbiano variazioni di sezione in corti tratti (è il caso ad esempio in cui si hanno restringimenti dovuti al passaggio tra le pile di un ponte ed il conseguente allargamento).

Nei casi in cui la corrente non dovesse essere gradualmente variata viene utilizzata l'equazione del momento della quantità di moto (automaticamente, con l'opzione "regime misto", nei passaggi da corrente veloce a lenta, o su opzione nelle confluenze).

Il punto di partenza è l'input della geometria del sistema, costituito dal corso d'acqua principale e da tutti gli affluenti, le sezioni trasversali, tutte le interferenze (ponti, passaggi all'interno di condotte circolari, a sezione rettangolare e comunque di qualunque forma, chiuse, ma in generale ogni variazione di sezione e/o la sua ostruzione).

Ogni sezione, di un determinato ramo del corso d'acqua, è identificata univocamente da un numero positivo, crescente nel verso opposto a quello di scorrimento della corrente (quindi da valle verso monte).

In generale ognuna di queste sezioni è suddivisa in tre porzioni che in prima istanza possono essere pensate come la savanella centrale (*main channel*) e le due aree golenali adiacenti (*left overbank e right overbank*). Tale suddivisione consente di ripartire la corrente in tre porzioni, considerando, per ognuna, velocità, portata e scabrezza diverse (è il caso, ad esempio, di savanella rivestita ed aree golenali con una certa copertura vegetale), ma con pari energia totale.

Una volta completato l'input geometrico dei dati, occorre fornire i valori di portata da mettere in conto nelle sezioni.

Nei casi di moto permanente il valore della portata Q è costante nel tempo, e sarà possibile fornire un valore di Q per ciascuna sezione, o, più semplicemente, si può inserire il valore solo nelle sezioni che hanno un cambiamento di portata. Nei casi di moto vario è possibile fornire un idrogramma con portata variabile col passo temporale desiderato. Nei casi di moto vario è possibile valutare l'efficacia di un'eventuale cassa d'espansione, così come gli effetti di un'idrovora che da tale area di espansione dovesse pompare le acque su un altro corpo idrico etc.

I risultati ottenuti tramite il calcolo possono essere visualizzati graficamente, quali ad esempio l'andamento del profilo longitudinale con l'indicazione del fondo del corso d'acqua, l'altezza critica, l'altezza di moto uniforme, la quota del pelo libero, l'altezza totale e tutte le altre grandezze che servono a descrivere compiutamente il moto.

Ovviamente le stesse grandezze possono essere ricavate in forma tabellare sezione per sezione.

La metodologia utilizzata per la valutazione delle grandezze idrauliche che regolano il moto della corrente è il Metodo II descritto in "*Backwater Curves in River Channels*" EM 1110-2-1409 (USACE 1959).

Le grandezze idrauliche fondamentali, che intervengono nei processi che determinano il profilo della corrente ed i fenomeni legati al trasporto solido, sono la velocità della corrente, l'altezza del pelo libero, l'energia totale ed il suo gradiente.

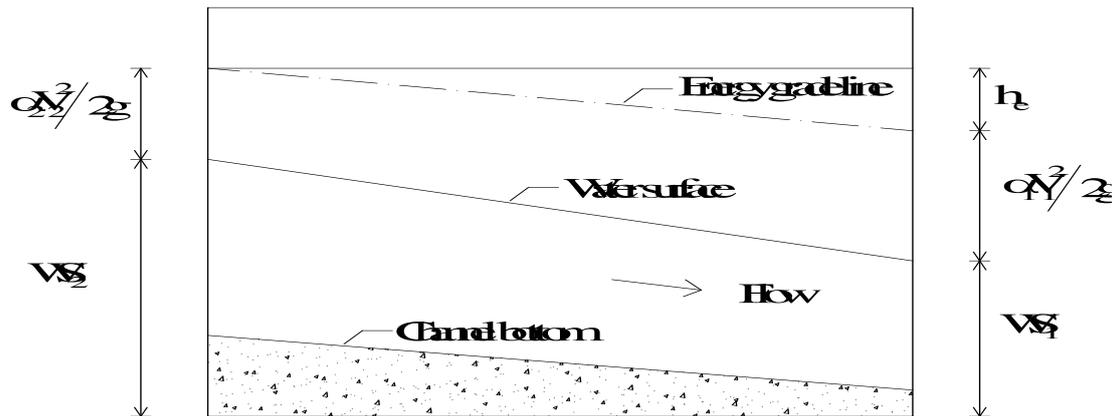


Fig. 3.1 - Carichi idraulici in due sezioni di calcolo consecutive

Nella Fig. 3.1 sono messe in evidenza le grandezze che compaiono nell'equazione (1) (equazione di bilancio dell'energia).

$$Ws_2 + \frac{\alpha_2^2 V_2^2}{2g} = Ws_1 + \frac{\alpha_1^2 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

in cui si hanno:

- g : accelerazione di gravità;
- h_e : perdita di energia;
- V_1, V_2 : velocità media, riferita all'area della sezione bagnata, e relativa alla portata data;
- Ws_1, Ws_2 : quota del pelo libero della corrente (per il dato valore di portata) rispetto uno zero convenzionale;
- α_1, α_2 : coefficienti di ragguglio delle potenze cinetiche (o coeff. di Coriolis);

Come già scritto la sezione trasversale è suddivisa in porzioni aventi analoghe proprietà idrauliche nella direzione del flusso, ciascuna di queste è suddivisa in *sub-sezioni* ed in ciascuna di esse le perdite per attrito sono calcolate tramite la relazione:

$$hf = \frac{KQ^2}{R^5} \quad (2)$$

in cui:

$$K = \sum_{j=1}^{NSS} \frac{L_j n_j^2}{R_{1j}^4 R_{2j}^4} \quad (3)$$

- A_{1j}, A_{2j} : aree delle sezioni, normali al flusso, rispettivamente di valle e di monte;
- NSS : numero totale di *sub-sezioni* in cui è suddivisa una sezione;
- K : total conveyance del tratto compreso tra le due sezioni
- L_j : distanza tra le j esime *sub-sezioni*;
- n_j : coeff. di scabrezza di Manning tra le j esime *sub-sezioni*;
- Q : portata;
- R_{1j}, R_{2j} : raggi idraulici delle corrispondenti sezioni.

5.6 Perdite per contrazione ed espansione

Le perdite per contrazione ed espansione della corrente sono valutate tramite l'equazione 5) riportata di seguito:

$$h_o = C_L \quad (4)$$

in cui C_L è il coefficiente di contrazione (positivo) o espansione (negativo).

Ogni sezione descritta da un numero N di punti è suddivisa, come già detto in precedenza in tre "porzioni" (*left overbank, main channel, right overbank*), come illustrato in Fig. 3.2.

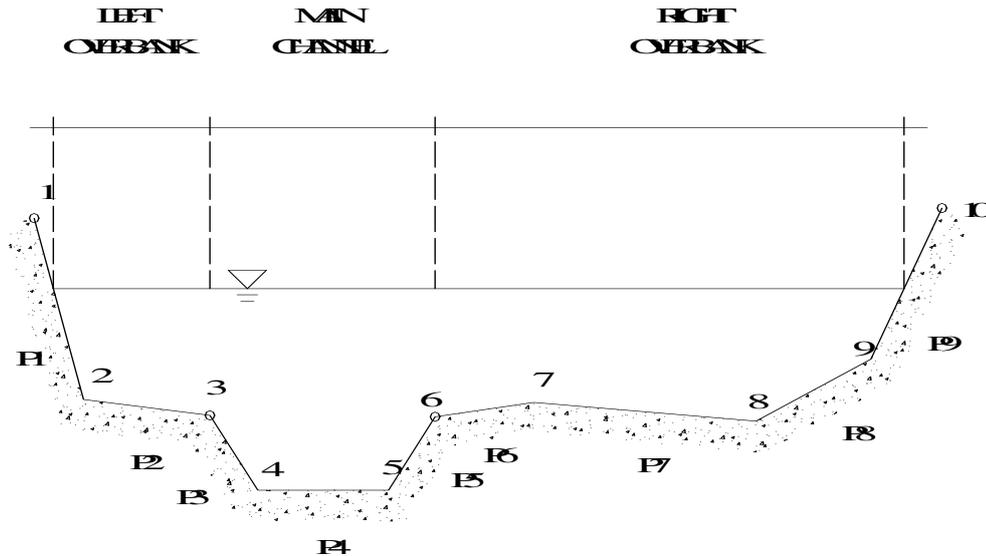


Fig. 3.2 - Suddivisione della sezione in 3 componenti
Ogni porzione è ulteriormente suddivisa in *sub-section*, come illustrato in Fig. 3.3.

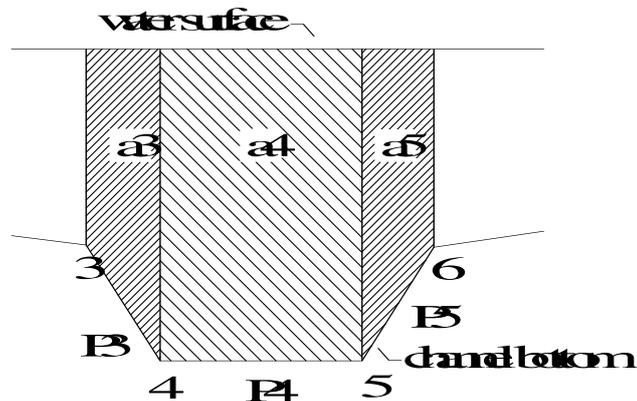


Fig. 3.3 - Scomposizione di una componente della sezione in sub-sezioni
Ad esempio l'area corrispondente al *main channel* è data dalla sommatoria delle aree delle sub-section che la compongono secondo quanto riportato in Fig. 3.3:

$$A_j = a_3 + a_4 + a_5 \quad (5)$$

così come

$$P_j = p_3 + p_4 + p_5 \quad (6)$$

in cui P è il contorno bagnato della sezione.

Il raggio idraulico del *main channel* è calcolato come rapporto tra le somme delle aree A_k e la somma dei contorni bagnati P_k delle singole sub-section tramite la relazione:

$$R_j = \frac{A_j}{P_j} \quad (7)$$

dove A_j , P_j ed R_j sono rispettivamente l'area, il contorno bagnato ed il raggio idraulico della j -esima sub-section.

Il coefficiente di Coriolis α , che tiene conto della distribuzione della distribuzione della velocità all'interno della sezione trasversale, viene calcolato tramite la relazione:

$$\alpha = \frac{R_j}{R} \quad (8)$$

5.6.1 Sezioni interpolate

Talvolta è necessario interpolare le sezioni per un tratto in cui la definizione della geometria non sia stata sufficientemente dettagliata. Questo accade soprattutto per evitare che venga valutata ad esempio una forte perdita di energia per un allargamento e/o restringimento che nella realtà è graduale e non istantaneo come può accadere tra due sezioni non interpolate.

Le giunzioni

Le connessioni tra due o più rami di un canale è denominata "giunzione" nella quale un ramo di valle viene connesso con altri che ovviamente stanno a monte. Questa particolare situazione può essere risolta in due modi, come già accennato, ovvero mediante:

- **EQUAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE.** Equilibrio delle energie totali delle correnti nelle sezioni immediatamente a monte della confluenza ed immediatamente a valle² di questa (metodologia da preferire nei casi in cui non si hanno particolari dissipazioni di energia tra le sezioni di monte e di valle);
- **EQUAZIONE DEL MOMENTO.** Equilibrio dei momenti delle quantità di moto tra le stesse sezioni di cui sopra (situazione questa da preferire quando l'angolo di incidenza del canale di monte è tale da provocare considerevoli perdite di energia).

Ponti ed attraversamenti in sezioni chiuse

Particolare attenzione merita la presenza di eventuali ponti e/o attraversamenti all'interno di sezioni chiuse (scatolari, circolari, ovoidali etc.).

Per ciò che riguarda la perdita di energia, questa viene suddivisa in tre componenti:

- nella sezione di valle si ha perdita di energia per "brusco allargamento" della corrente fluida;
- nella sezione intermedia, la quale può essere modellata in maniera da ridurre i fenomeni turbolenti;
- nella sezione di monte in cui viene ad aversi una contrazione della corrente e la conseguente formazione di moti vorticosi.

Per rendere definito il problema occorre fornire 4 sezioni, due delle quali rispettivamente a monte e a valle dell'interferenza in cui siano trascurabili i fenomeni dovuti alla contrazione della corrente (Fig.

² Può accadere che una delle correnti di monte risulti avere una energia inferiore alla corrente di valle.

3.4, sezioni 4 e 1), le altre due immediatamente a monte e a valle del manufatto (sezioni 2 e 3), in queste è necessario imporre un'area inefficace.

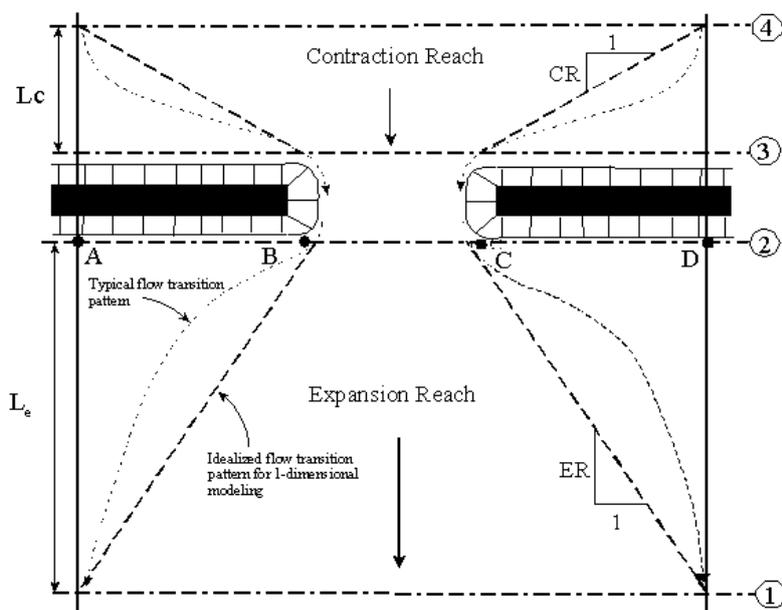


Fig. 3.4 - Geometria di un passaggio ristretto

Le metodologie utilizzate per attribuire i valori ad L_c ed L_e sono diffusamente dibattute in *"Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis"* (RD-42 HEC, 1995).

HEC RAS offre diverse possibilità di risolvere il problema richiamate di volta in volta dall'utente, per i casi più frequenti nella pratica sono da preferirsi l'equazione di bilancio dell'energia, l'equazione di bilancio del momento della quantità di moto e talvolta l'equazione di Yarnell.

Determinazione del profilo di moto permanente

Il calcolo è stato effettuato sulla base dei seguenti elementi:

- ⊕ il profilo della corrente è stato valutato considerando un moto permanente per tronchi omogenei chiusi alle sezioni di interesse. Rispetto alle reali condizioni del moto, che in generale presenta variazioni di portata nel tempo, si avranno delle differenze, tuttavia, l'involuppo dei massimi livelli idrici riscontrabili in un transitorio di portata variabile non sono, in generale, superiori dei livelli idrici riscontrabili in moto permanente, ovviamente per la data portata assunta;
- ⊕ la portata considerata è stata considerata costante lungo i diversi tratti omogenei degli alvei studiati, con incrementi in corrispondenza delle confluenze;
- ⊕ le perdite di carico sono state valutate con la consueta espressione di Chezy e valutazione del coefficiente mediante la formula di Manning, ponendo cautelativamente il coefficiente $n=0.030$ nella savanella nelle condizioni attuali, corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a $S=28.57$, ed $n=0.020$ nelle aree golenali, e nella savanella nelle condizioni di progetto successivamente alla sua pulizia e regolarizzazione, corrispondente ad un coefficiente di Strickler pari a $S=50$

La geometria dei corsi d'acqua, in termini di sezioni trasversali e caratteristiche delle strutture, viene definita sulla base del DEM creato con maglia a 4 metri ricavata dal volo aerofotogrammetrico al 4000 integrato con maglia a 2 metri in corrispondenza degli ambiti urbanizzati. I voli sono datati 2010..

Nel tratto finale del corso idrico delimitato a valle dallo sbocco a mare, viene aggiunta una sezione in cui è imposta la condizione al contorno di valle come meglio di seguito specificato.

I valori dei coefficienti di contrazione ed espansione richiesti dal modello numerico sono stati assunti rispettivamente pari a 0,1 e 0,3 come suggerito dal manuale tecnico in presenza di variazioni graduali.

Le barre di foce non sono inserite nell'assetto geometrico dei tratti terminali di asta modellizzati; la geometria del tratto terminale viene pertanto in generale rappresentata nel modello utilizzando la sagoma dell'ultima sezione utile a monte del tratto intasato dalla barra di foce, traslata in orizzontale fino al termine dell'asta fluviale.

Coefficienti di scabrezza

La determinazione dei parametri di scabrezza da associare alle sezioni di calcolo presenta non poche criticità legate alla significativa influenza di tali valori sui livelli di corrente e la contestuale assenza di una regola di calcolo univoca.

Nel caso del corso d'acqua in esame non è peraltro possibile sopperire a tale mancanza facendo affidamento ad adeguati dati di calibrazione poiché, sebbene durante lo studio siano state acquisite informazioni puntuali sui livelli di piena storici, non è possibile associare a questi valori di portata sufficientemente affidabili per la taratura del modello.

Alla luce di quanto esposto si è cercato di stabilire un metodo univoco per tutti i sottobacini in esame al fine di uniformare e rendere omogenei i dati di calcolo.

In generale, la scabrezza caratteristica di un tratto di corso d'acqua è data dalla somma di molteplici fattori tra loro indipendenti, quali:

- la morfologia e lo sviluppo planimetrico dell'alveo;
- il materiale costituente il fondo ed i piani golenali;
- l'irregolarità delle sezioni trasversali;
- la presenza di ostruzioni;
- la presenza di vegetazione.

E' stato quindi creato un DB dei coefficienti di scabrezza in relazione all'uso del suolo, la copertura vegetale, la geologia etc..

Il modello creato con l'utilizzo del SW GEO-RAS ha consentito di determinare una scabrezza, in ogni sezione del corso idrico, connessa con la tipologia dei suoli.

In particolare, si è proceduto proponendo una divisione di ciascuna sezione trasversale in tratti caratterizzati da scabrezza omogenea.

Le condizioni al contorno

Per la determinazione delle condizioni al contorno, si è utilizzata la metodologia individuata nel PSFF, che di seguito si riporta.

Come condizione al contorno di monte è imposta, per ogni simulazione, la relativa portata per assegnato tempo di ritorno. Per i tratti in cui l'estremo di valle è rappresentato dallo sbocco diretto a mare, la condizione al contorno è definita in termini di livello, sulla base dell'analisi del potenziale innalzamento del medio mare durante un evento meteomarinico intenso, di seguito descritta.

L'effetto di sovrizzo del livello del medio mare è generalmente dato dalla somma dei 3 seguenti fenomeni:

- ⊕ la marea astronomica;
- ⊕ la variazione del livello dovuta alle condizioni di tempesta (storm surge), suddivisa tra la componente di wind setup e di barometro inverso;
- ⊕ il sovrizzo dovuto al frangimento (wave setup).

La marea astronomica può essere definita facendo riferimento ai valori registrati dalla stazione della rete mareografica nazionale (RMN) più prossima al corso d'acqua oggetto di studio. Le stazioni della rete forniscono con cadenza oraria i dati relativi a direzione e velocità del vento, livello del medio mare, temperatura dell'acqua, temperatura dell'aria e pressione atmosferica. **(0.5 m)³**.

Con il termine storm surge si indicano tutte le variazioni del livello medio del mare dovute al passaggio di una perturbazione atmosferica. La valutazione dello storm surge coinvolge sia l'interazione tra vento e mare (wind setup), sia la risposta di quest'ultimo alle variazioni di pressione atmosferica (barometro inverso).

Nell'ambito del presente studio si conducono valutazioni semplificate dei due termini che concorrono a determinare il sovrizzo complessivo dovuto allo storm surge.

Nell'ambito della pubblicazione "Tavole di marea 2006" dell'Istituto Idrografico della Marina è presente una tabella nella quale viene indicata la "correzione da applicare alle altezze di marea per la variazione della pressione atmosferica", per determinati step di valori di pressione. La disponibilità dei dati barometrici registrati dalle stazioni della rete RMN permette di valutare i minimi di pressione barometrica che si sono registrati nel periodo di misurazioni.

Il sovrizzo dovuto al termine di wind setup risulta generalmente più limitato; normalmente si assume un valore, ragionevolmente cautelativo, pari a **0,10 m**.

Il wave set-up è la variazione del livello di medio mare dovuta al frangimento delle onde.

Diversamente dagli altri fenomeni di cui a paragrafi precedenti, per i quali è possibile fare riferimento ad un unico valore cautelativo indipendentemente dalla direzione di provenienza delle onde e dal tempo di ritorno associato, il wave-setup risulta invece variabile in funzione dell'onda in ingresso.

Tale effetto risulta inoltre funzione della pendenza del fondale, della eventuale struttura in corrispondenza della quale si vuole calcolare il relativo sovrizzo, della presenza a foce di barriere frangiflutti, dalla presenza a foce di lagune o stagni.

³ Cfr PSFF

Si considera sufficientemente cautelativo assumere nella configurazione di foce aperta un valore di riferimento comune per il wave-setup pari a **1,00 m**, da sommare agli altri fattori di sovrizzo già definiti in precedenza e sempre sulla base di un criterio conservativo..

Sovralzo complessivo $h=1.8$ metri

Integrazioni studi sulla foce del rio Lu Banconi

In relazione alle criticità evidenziatesi anche in occasione delle precipitazioni del 4/9/2012 nonché dalla presenza, in corrispondenza della foce di un insediamento all'aria aperta, campeggio, sono stati effettuati ulteriori indagini sulle condizioni di contorno a mare del corso idrico in esame.

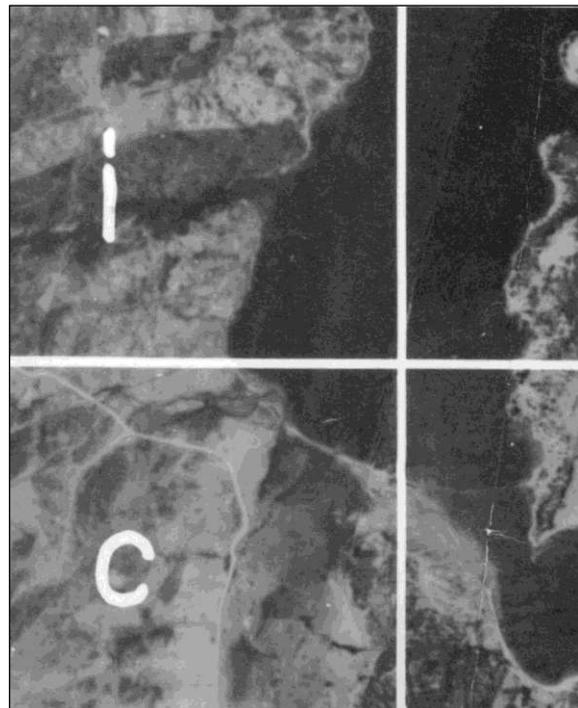
Per delimitare l'unità fisiografica interessata dallo studio di che trattasi, vengono presi in considerazione gli apporti di sedimenti provenienti dai fiumi, le trasformazioni morfologiche indotte dalle correnti e dal moto ondoso sia nel fondale che sugli arenili ed il regime correntometrico della zona.

L'apporto di sedimenti dalle Bocche di Bonifacio è trascurabile in quanto il moto ondoso entra con energia tale da non poter generare movimento di sedimenti nel fondale.

Dal "Rio Val di Mela" arriva dunque l'unico apporto di sedimenti la cui massa annua è stata valutata nello studio del Dott. Domenico Poggi pari a 500 tonnellate corrispondenti a circa 280 m³/anno.

Per quanto sopra l'unità fisiografica da esaminare può essere identificata con la parte terminale del fiordo; i fenomeni di distribuzione dei sedimenti in tale area verranno valutati, con l'ausilio di modello matematico, nel paragrafo successivo.

Prima di procedere alla analisi dei fenomeni dal punto di vista matematico è utile esaminare le foto aeree e le carte riportate di seguito.



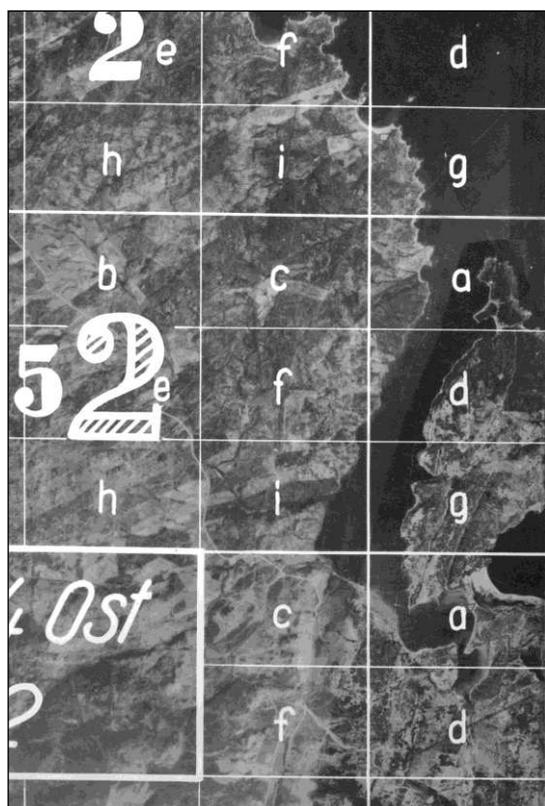
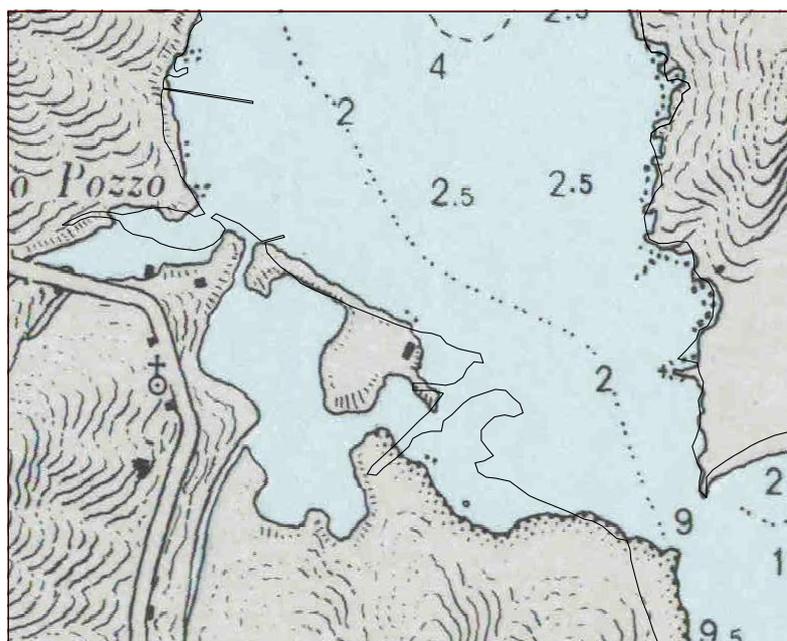


FOTO AEREA DEL 1943, A SINISTRA FOTO D'INSIEME; A DESTRA PARTICOLARE DELLA ZONA.

La figura mostra una foto aerea scattata dall'aviazione tedesca nel 1943. Nonostante la non ottima qualità della ripresa, si riescono ad intuire i percorsi dei tre corsi d'acqua dell'unità fisiografica. Il fiume Lu Caloni mostra, limitatamente alla zona raffigurata, una conformazione sostanzialmente identica a quella attuale. I fiumi Val di Mela e Lu Banconi, invece, mostrano delle sostanziali differenze di percorso rispetto alla situazione attuale. Si nota, infatti che la foce del fiume Val di Mela, pur rimanendo separata da quella de Lu Banconi, trova ubicazione leggermente più ad sud-est della situazione attuale. Il fiume Lu Banconi contrariamente a quello che avviene attualmente, sfociava direttamente all'interno del fiordo, senza nessuna diramazione nella peschiera, all'altezza dell'attuale costruzione della pizzeria, con un ampio delta formato da due rami del fiume formanti un angolo di circa 60°.



ESTRATTO DELLA CARTA NAUTICA 325 DELL'ISTITUTO IDROGRAFICO DELLA MARINA

Dall'estratto della carta nautica n. 325 Istituto Idrografico della Marina Militare, evidentemente successivo alla foto del 1943, si vede che la foce del "Rio Val di Mela" era parzialmente separata da quella del "Rio Lu Bancone" da un sottilissimo lembo di terra e che il delta si era unito in un unico specchio acqueo con diramazioni anche all'interno della peschiera.

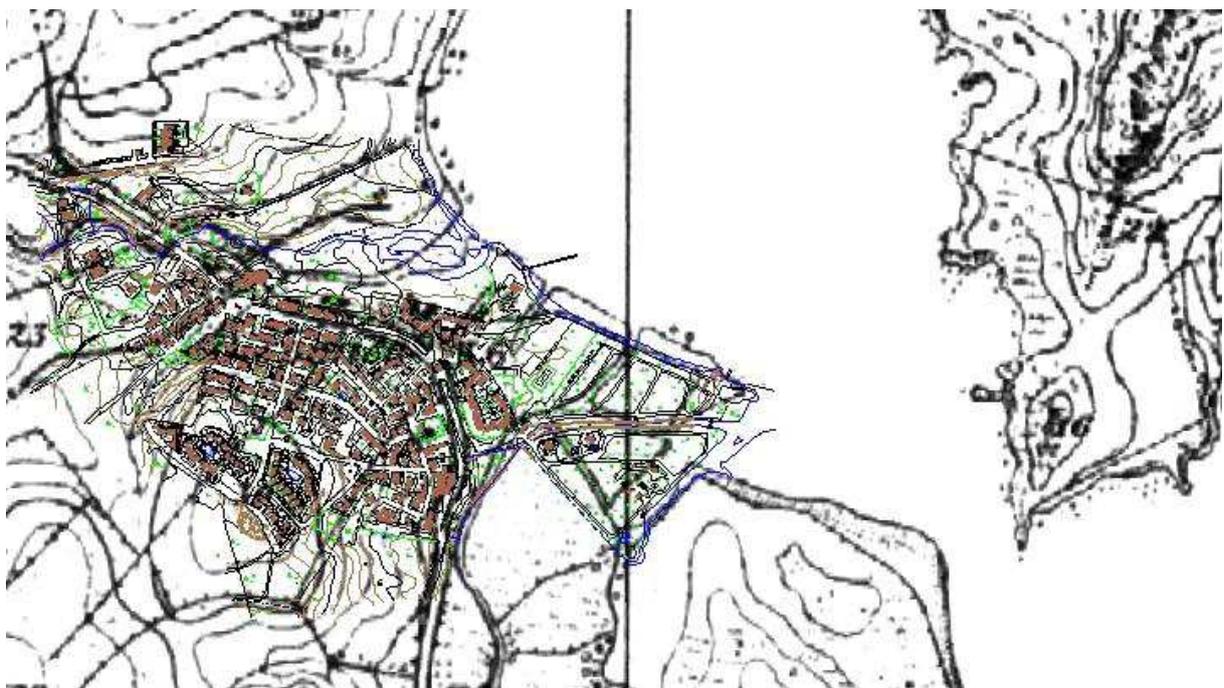
Del rilievo non si conosce la data in quanto sulla carta è riportato esclusivamente l'ultimo aggiornamento relativo ai rilievi batimetrici. Sulle attuali carte le due foci risultano invece nettamente separate e tale situazione è stata riscontrata anche una carta del 1983.

Le persone del posto raccontano che tale separazione è stata realizzata artificialmente negli anni settanta con un riempimento di materiale arido per consentire un agevole accesso al mare dal paese di Porto Pozzo.

Si è operata, quindi, una sovrapposizione della cartografia IGM 1864, 1894 e 1940 con i rilievi al 2010, previo georeferenziazione delle cartografie storiche.



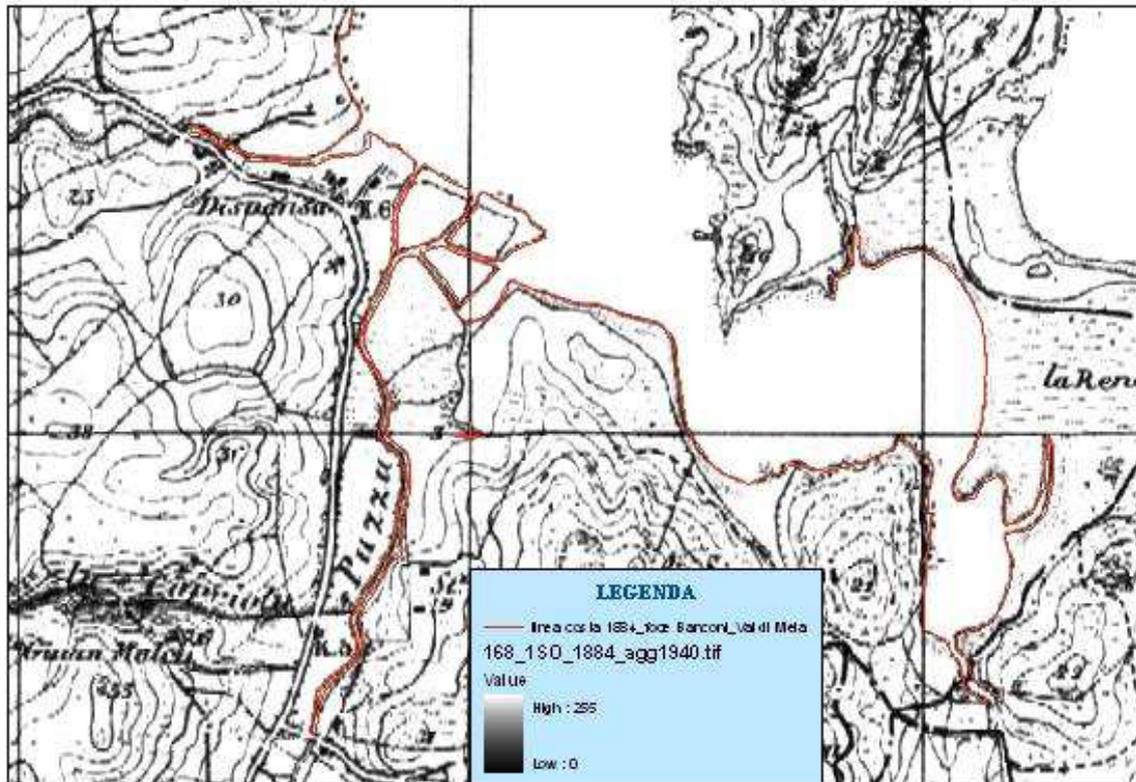
IGM 1866 AGGIORNAMENTO 1896

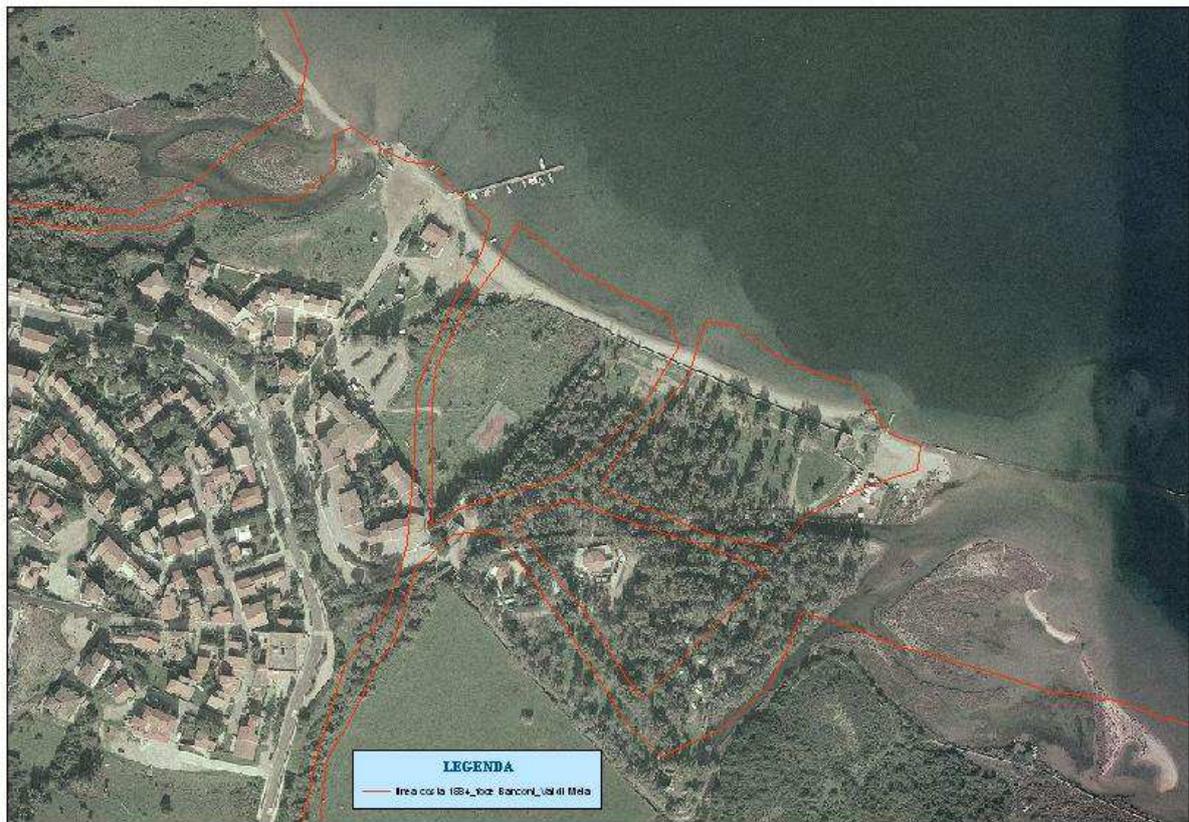


IGM 1896 aggiornamento 1940 con sovrapposto volo aerofotogrammetrico 2010



Ortofoto 2010 con sovrapposto IGM 1896





Come si evince dall'andamento della linea costiera, lo spostamento della foce dei corsi d'acqua di Lu Banconi e del rio Val di Mela ha determinato un'alterazione di quest'ultima.

Per fare ciò, si sono presi in considerazione i dati ottenuti dalle simulazioni idrodinamiche riportate nel citato studio MarTech.

L'Idrodinamica costiera del fiordo⁴

Nello studio della circolazione idrodinamica della zona d'interesse sono stati utilizzati modelli bidimensionali integrati. In questo capitolo sono esposti il settaggio, la scelta delle condizioni al contorno ed, ovviamente, i risultati dello studio.

Impostazioni

La prima indispensabile impostazione precipua a qualsiasi altra azione è stata quella di definire una griglia rettangolare adattata alla batimetria ed alla linea di costa entro la quale il modello ha compiuto i calcoli.

Si sono utilizzate, per questa fase dello studio, due differenti griglie di calcolo, una (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), per determinare l'influenza sulle correnti degli eventi anemologici che si possono riscontrare nella zona di interesse, (le condizioni di maggior agitazione provengono dalla presenza di venti del settore nord), l'altra per determinare con maggiore precisione la situazione idrodinamica che si viene a creare in situazione di sola marea astronomica ed in presenza di eventi di piena dei corsi d'acqua dell'unità fisiografica.

⁴ Cfr *esecuzione di studi e indagini sul fiordo di Porto Pozzo* MarTech

Il modello comprende una linea di contorno “di mare aperto”. Lungo questo bordo sono stati specificati i livelli di marea astronomica come condizioni al contorno.

Condizioni iniziali

Il campo delle velocità iniziali è stato assunto essere pari a zero così come l’elevazione della superficie marina (ovvero essere pari al livello medio marino). È stato preso in considerazione una sufficiente fase d’inizializzazione e stabilizzazione dei processi.

Parametri fisici e numerici

La Tabella 0-1 racchiude i parametri fisici e numerici assegnati come input per i due modelli ossia quello che comprende l’intero fiordo e quello comprendente solo la parte dello specchio acqueo antistante il Riu Val di Mela. È stata presa in considerazione anche la forza di Coriolis.

L’intervallo di tempo (time step), preso in considerazione è stato preso differente nei due casi, per motivi inerenti la stabilità del modello Flow. Essa, infatti, è legata al numero di Courant, il quale, per una buona riuscita della simulazione deve attestarsi a valori inferiori ad una determinata cifre.

Poiché tale numero è in stretta dipendenza con la grandezza delle maglie che compongono la griglia di calcolo utilizzata dal modello, ne discende che ad una maggiore fittezza della maglia, corrisponde (visto il rapporto dei valori all’interno della formula che dà luogo al numero), una minor lunghezza dell’intervallo di calcolo e, fatalmente, ad un aumento dei tempi di elaborazione.

<i>Parametri</i>	<i>Modello grande</i>	<i>Modello piccolo</i>
<i>Scabrezza del fondo</i>	<i>Chezy uniforme 65 m^{1/2}/s</i>	<i>Chezy uniforme 65 m^{1/2}/s</i>
<i>Eddy viscosity</i>	<i>Uniforme 1 m²/s</i>	<i>Uniforme 1 m²/s</i>
<i>Intervallo di tempo</i>	<i>6 sec</i>	<i>3 sec</i>
<i>Accelerazione g</i>	<i>9.81 m/s²</i>	<i>9.81 m/s²</i>
<i>Densità dell’acqua</i>	<i>1025 kg/m³</i>	<i>1025 kg/m³</i>
<i>Salinità</i>	<i>38 ppt</i>	<i>38 ppt</i>
<i>Min profondità</i>	<i>0.1 m</i>	<i>0.4 m</i>
<i>Max</i>	<i>-999 m</i>	<i>-999 m</i>
<i>Intervallo d’inizio</i>	<i>2880 min</i>	<i>2880 min</i>

Tabella 0-1: parametri fisici e numerici utilizzati.

Scelta delle condizioni di flusso al contorno esterno

Le figure che vanno dalla Figura 0-1 alla Figura 0-6, mostrano le velocità di correnti risultanti nello specchio acque antistante l’area di interesse. Nella prima si può notare che le intensità di correnti generate sono piuttosto piccole. Si è voluto mettere in evidenza, con differenti colorazioni, i vari valori di velocità che si generano all’interno dell’area in esame. La Figura 0-1, mostra la situazione che si viene a creare all’interno del fiordo in presenza della sola forzante astronomica.

È interessante notare che l’intero campo di corrente è sotto i 10 cm/s ad eccezione della zona in ingresso della peschiera. Questa zona è influenzata dalla presenza di un vero e proprio muro che

impedisce la libera circolazione delle correnti marine. Al centro del muro vi è un varco di breve larghezza nel quale si crea, per noti fenomeni, una corrente che raggiunge valori importanti (in caso di sola forzante astronomica anche 0.5-0.6 m/s!).

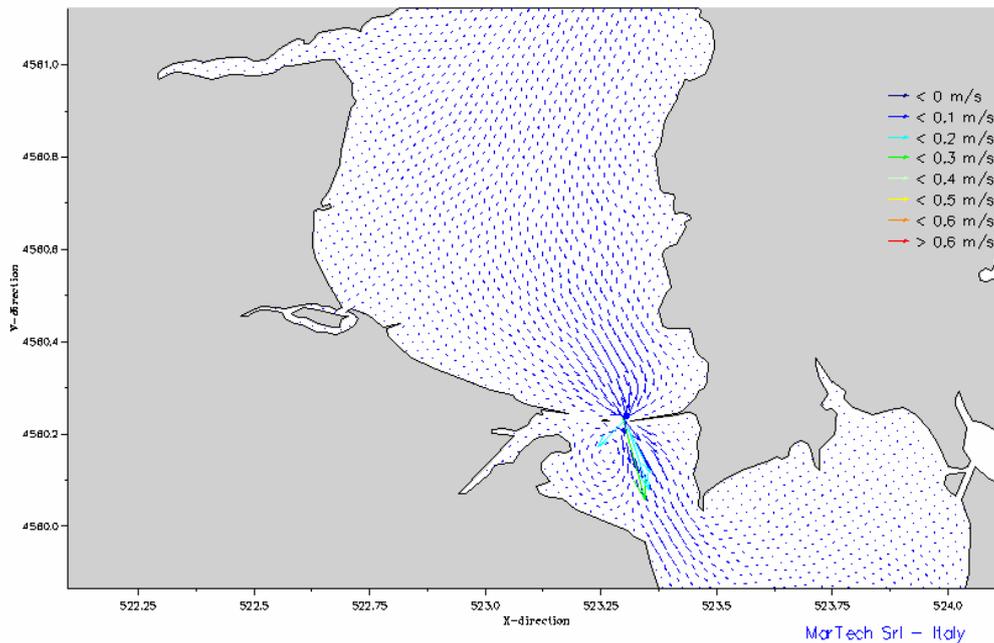


Figura 0-1: situazione effettuata con la sola forzante astronomica in fase di flusso

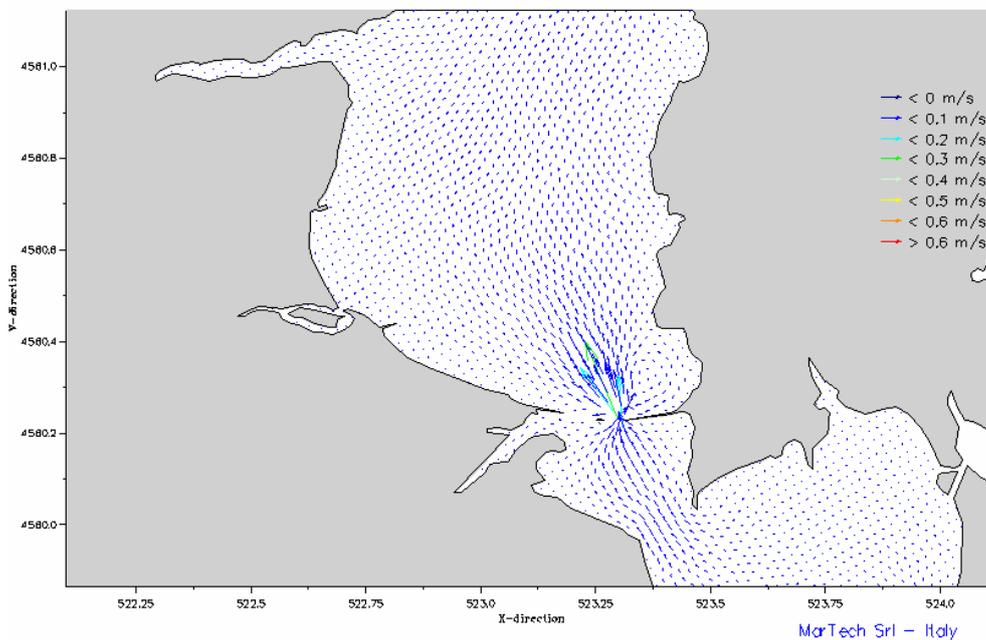


FIGURA 0-2: SITUAZIONE EFFETTUATA CON LA SOLA FORZANTE ASTRONOMICA IN FASE DI RIFLUSSO

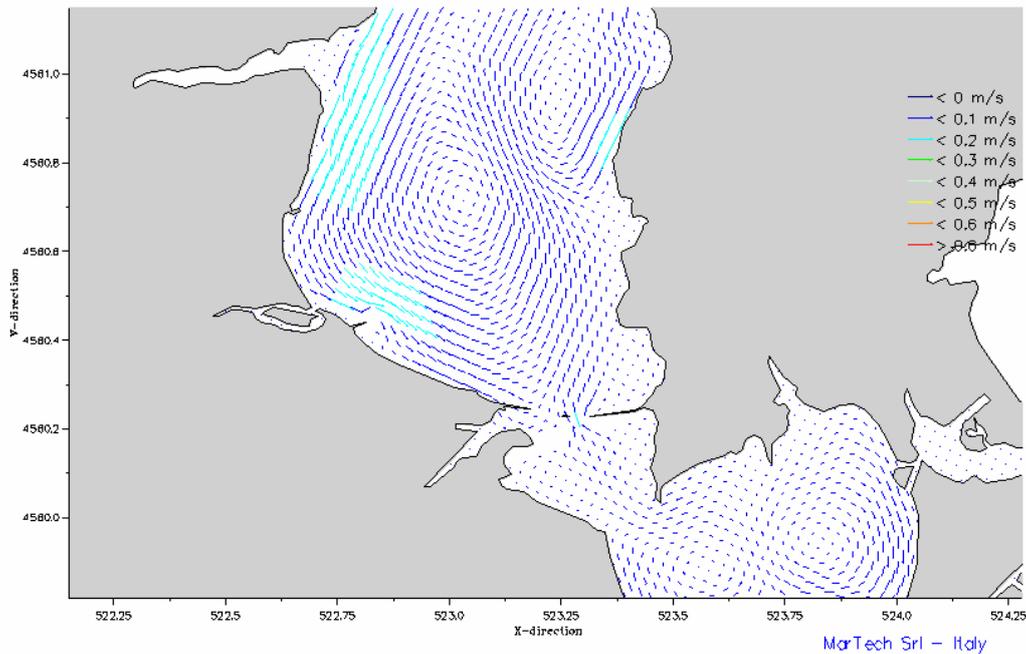


Figura 0-3: simulazione idrodinamica con 10 m/s di vento

La Figura 0-3 mostra la situazione idrodinamica che si crea all'interno del fiordo in presenza di forzante astronomica e vento costante ad una intensità di 10 m/s, ovvero, secondo la scala di vento Beaufort, vento teso (forza 5). Si ricorda che a tale velocità di vento, l'onda che viene generata all'interno del fiordo è, per l'area di interesse, di circa 22 cm (vedi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**). Questa situazione mette in evidenza la presenza di correnti non importanti, tutte al di sotto dei 20cm/s.

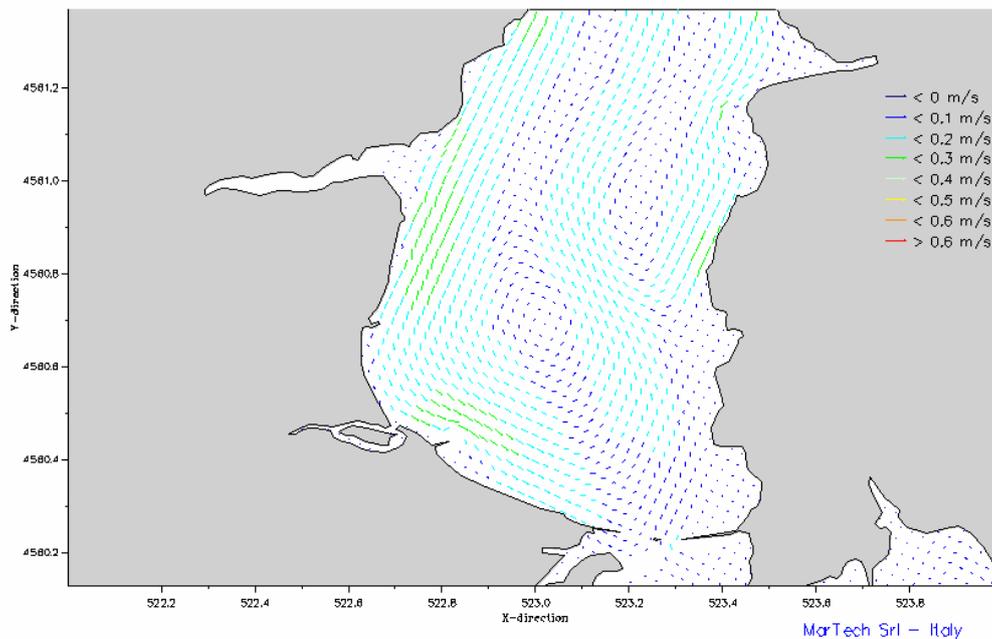


Figura 0-4: simulazione idrodinamica con 15 m/s di vento

In condizioni di vento più probanti, ovvero in presenza di vento forte, si creano condizioni di flusso necessariamente più importanti che nel caso precedente. La Figura 0-4, mette in evidenza correnti con direzione Nord-Sud che investono l'area antistante il Riu Val di Mela. Si ricorda che in condizioni di Vento forte, si genera all'interno del fiordo, in corrispondenza del punto 2, un'onda di ~33 cm.

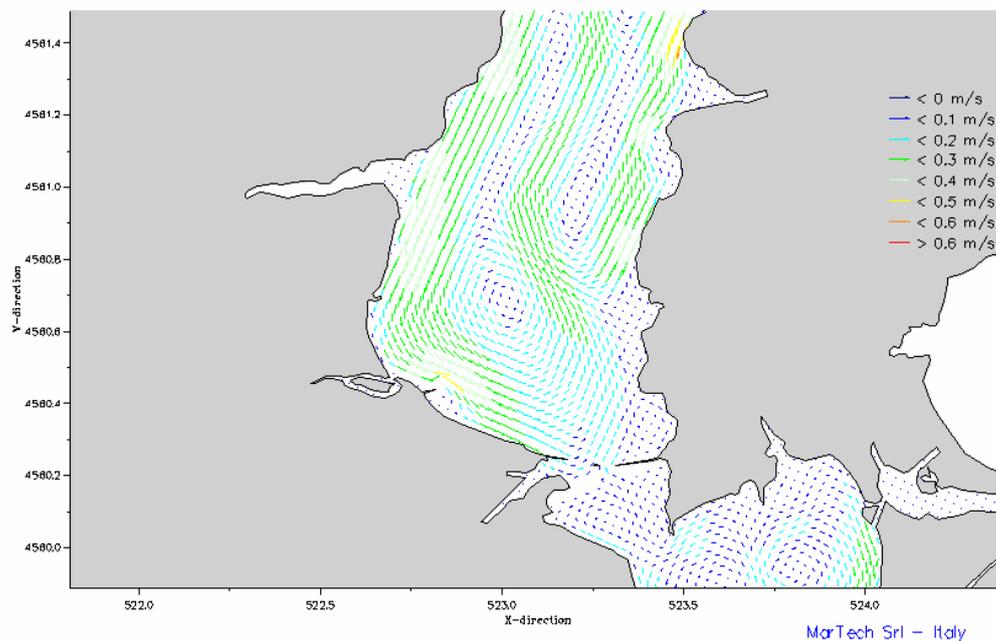


FIGURA 0-5: SIMULAZIONE IDRODINAMICA CON 20 M/S DI VENTO

La Figura 0-5 mostra una condizione idrodinamica decisamente più importante delle precedenti. Le correnti “forti”, investono un'area sempre più ampia di fronte alla foce del Riu Val di Mela. Solo nella parte centrale del fiordo si riscontrano velocità di corrente accettabili a causa della presenza del centro del vortice di corrente che investe l'intera area.

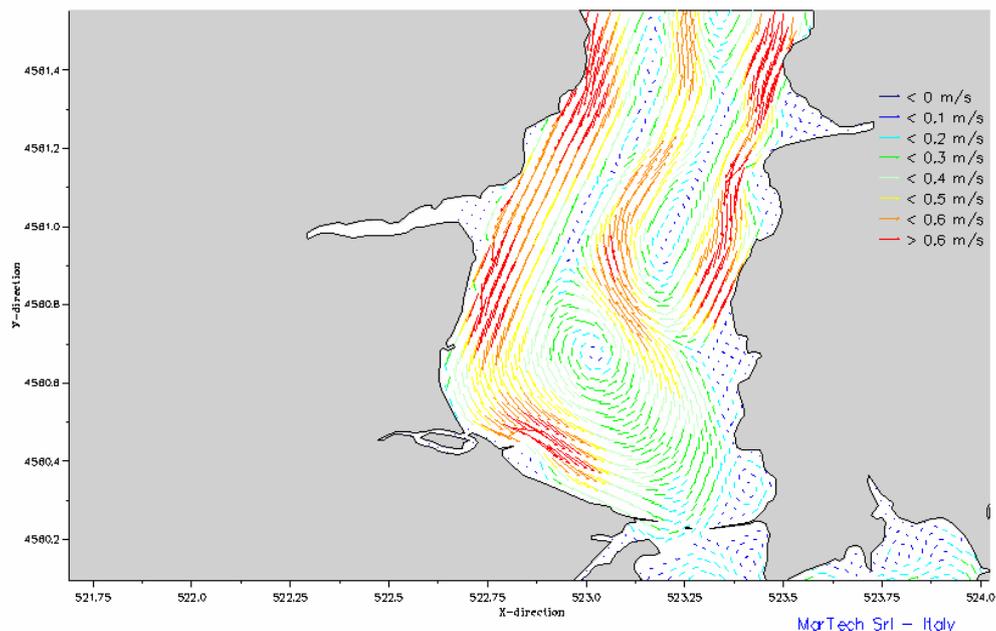


FIGURA 0-6: SIMULAZIONE IDRODINAMICA CON 32 M/S DI VENTO

Solo la zona alla base del piccolo pennello a sud della foce presenta una piccolissima zona di calma.

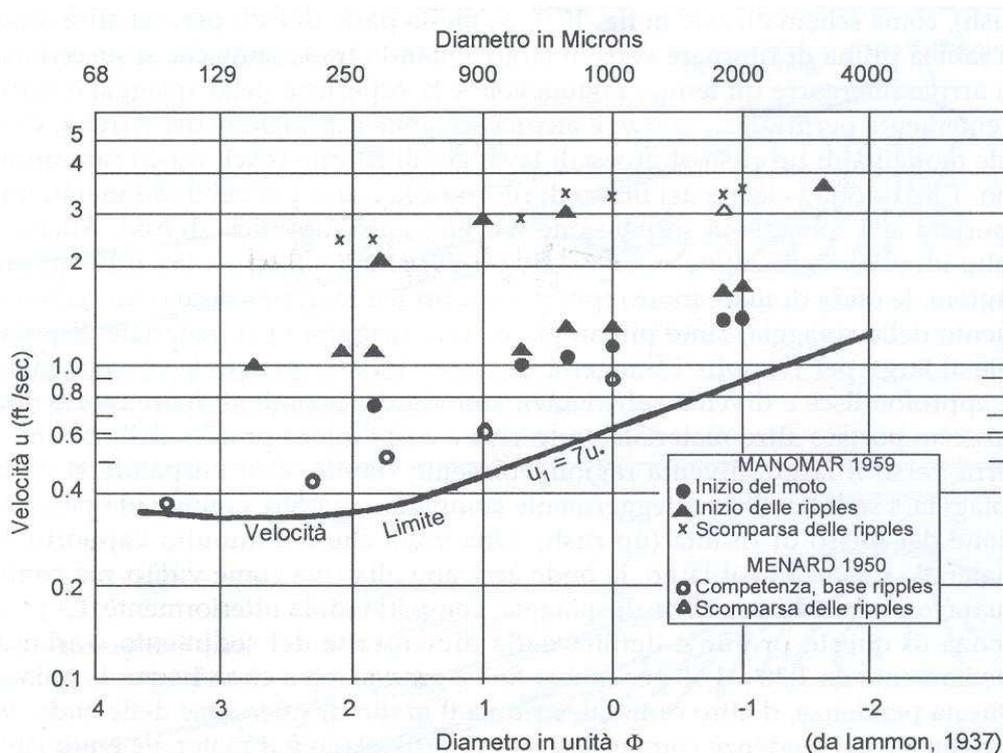
La situazione raffigurata in Figura 0-5, è quella che si viene a creare in presenza di vento a 20 m/s, ovvero in presenza di burrasca forte quando all'interno del fiordo si registrano altezze d'onda significativa superiori ai 40 cm (è importante fare notare che si parla di onda significativa, ovvero in queste situazioni si possono registrare onde fino a 60-70cm). La Figura 0-6, per finire, mostra la situazione peggiore presa in considerazione, ovvero quella che prevede altezza d'onda significative superiori ai 70 cm. Le grandezze di corrente superano ampiamente i 0.6 m/s in più tratti.

Analisi dei risultati

Nel complesso, le simulazioni effettuate mettono in evidenza una situazione idrodinamica molto tranquilla in presenza di venti fino a condizioni di vento teso, ovvero in condizioni d'onda significativa fino a 22 cm. In suddette condizioni si nota la presenza di una forte corrente all'imbocco della peschiera dove di registrano valori superiori ai 0.5 m/s a causa del flusso e deflusso di masse d'acqua tra la peschiera stessa ed il resto del fiordo. In presenza di intensità di vento superiori, si crea una corrente a vortice che gira, nell'area presa in esame in senso antiorario. In particolare l'area immediatamente antistante la foce del fiume Val di Mela è interessato da una corrente che scorre in direzione Nord-Sud, con intensità sempre maggiori al crescere del vento che le genera. Tali valori cominciano a risultare significativi in presenza di eventi anemologici con intensità superiori ai 15 m/s di vento in su.

Facendo utilizzo delle esperienze riportate in letteratura, si è utilizzata la trattazione dell'insorgenza del movimento dei sedimenti nel fondale dovuta a moto ondoso riportata dal Tomasicchio⁵. Essa mostra come in presenza di correnti superiori ai 20-30 cm/s, si crei movimento di sabbia e sedimento sul fondo.

⁵ *Manuale di Ingegneria Portuale e Costiera*, Ugo Tomasicchio, Editoriale Bios, Cosenza



CURVA DELLA VELOCITÀ DI CORRENTE DI INSORGENZA DEL MOVIMENTO

Riguardando le immagini del capitolo precedente, si nota come le velocità delle correnti che si creano all'interno del fiordo inizino a presentare valori sufficienti ad attivare il movimento di sedimento solo per condizioni di mare e vento particolarmente probanti, ovvero in presenza di onde superiori ai 40-50 cm e venti spiranti a velocità maggiori 15-20 m/s. In condizioni normali di vento e marea, si crea insorgenza di materiale nella sola area prospiciente il varco della peschiera. Si presentano fenomeni di intorpidimento ma non di significativo movimento in condizioni che comprendono onde generate da venti spiranti di intensità inferiori ai 15 m/s. (vedi da Figura 0-1 a Figura 0-6).

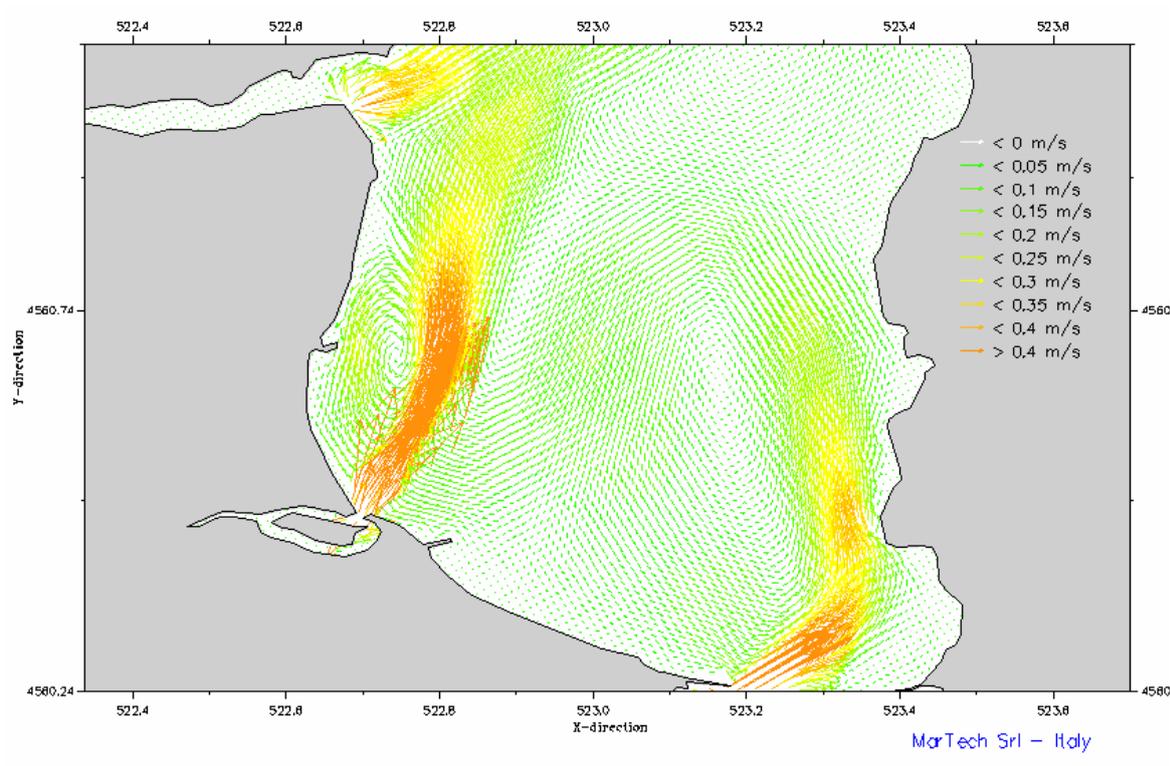
Tuttavia è importante notare come in presenza di eventi importanti, ovvero di onde superiori ai 50 cm, si inneschi un movimento di sedimenti in seguito all'insorgenza di forti correnti idrodinamiche (in particolare vedi Figura 0-6).

Questo dato anche se non è significativo ai fini dello studio del regolare regime del paraggio è da tenere in considerazione in relazione alla realizzazione tramite dragaggio di un eventuale canale d'accesso al porto. Questo andrà infatti protetto tramite un palancolato o scogliere fino alla profondità di 2,50-3,00 metri sotto il l.m.m., in caso contrario si potrebbe verificare un insabbiamento.

Il sedimento che si deposita sulle aree prospicienti il corso d'acqua durante il normale deflusso del fiume viene distribuito durante le piene in un'area valutabile attraverso uno studio eseguito con l'ausilio di una simulazione matematica che consente di definire il campo idrodinamico dell'unità fisiografica durante un evento meteorologico che produca le seguenti portate:

- "Rio val di Mela" 40 mc/sec.
- "Rio lu Calone" 20 mc/sec.
- "Rio lu Bancone" 40 mc/sec.

Tali dati sono rappresentativi di una portata riscontrabile annualmente, dedotti dalla relazione del Dott. Poggi.



Confrontando i valori delle massime velocità di corrente con quelli del quadro delle velocità necessarie per il trasporto orizzontale dei granuli detritici elaborato dal Sudry e riportato nella seguente Tabella 0-2, si rileva che soprattutto in condizioni di piena invernale si può verificare un trasporto in massa, mentre in condizioni di normale deflusso possono aversi tutt'al più trasporti della frazione sottilissima del fuso granulometrico del materiale detritico in esame. Per la mancanza di analisi granulometriche realizzate su campioni di superficie della foce si considera come diametro medio (d_{50}) dei sedimenti 0.7mm.

Da quanto riportato si evince che la sabbia media andrà a depositarsi esclusivamente davanti alla foce **mentre le parti più sottili andranno in parte disperse nel fiordo e poi ridistribuite dal moto ondoso, ed in parte a depositarsi nella spiaggia a sud del “Rio Val di Mela” a causa della corrente generata dalla portata del “Rio lu Bancone” che genera un vortice di corrente verso di questa.**

Da questi pur sommari dati si evince come un'alterazione delle condizioni della foce porti ad una modifica sostanziale dell'equilibrio idrodinamico del trasporto solido e del litorale sabbioso.

Come del resto mostrato dall'analisi storica evolutiva del litorale in corrispondenza di modifiche antropiche introdotte alla foce del rio Lu Banconi.

Classificazione del materiale sedimentario		Diametro medio (cm)	Velocità cm/s Granelli isolati su fondo di sabbia sottile naturalmente costipato	Velocità cm/s Granelli rotolanti gli uni sugli altri	Velocità cm/s		
					Spostamento in massa		
						I	II
Granelli arrotondati	Sabbia sottilissima	0.02	--	--	11	31	
	Sabbia sottile	0.04	--	--	18	45	
	Sabbia media		--	4	23	55	
	Sabbia grossa	0.15	7	9	38	88	
Elementi appiattiti	Ghiaia sottile	0.35	13	16	60	140	
	Ghiaia media				85	190	
	Ghiaia grossa	1.00	26	30	110	250	
	Ciottoli piccoli	2.50	50	60	190	390	
	Ciottoli grossi	5.00	75	90	270	600	

TABELLA 0-2: LA COLONNA I DELLE VELOCITÀ RELATIVE ALLO SPOSTAMENTO IN MASSA SI RIFERISCE ALL'INIZIO DEL FENOMENO; LA COLONNA II SI RIFERISCE AL TRASPORTO RAPIDO IN MASSA ACCOMPAGNATO DALLA SCOMPARSA DELLE CRESPE

I risultati del modello sono confermati dalla batimetria rilevata e dalla mappatura del fondale eseguita dal Prof. Sandro Demuro. L'area compresa tra le due foci, dove si deposita il materiale detritico è poco profonda ed è costituita da sabbia come indicato nella planimetria di seguito riportata.

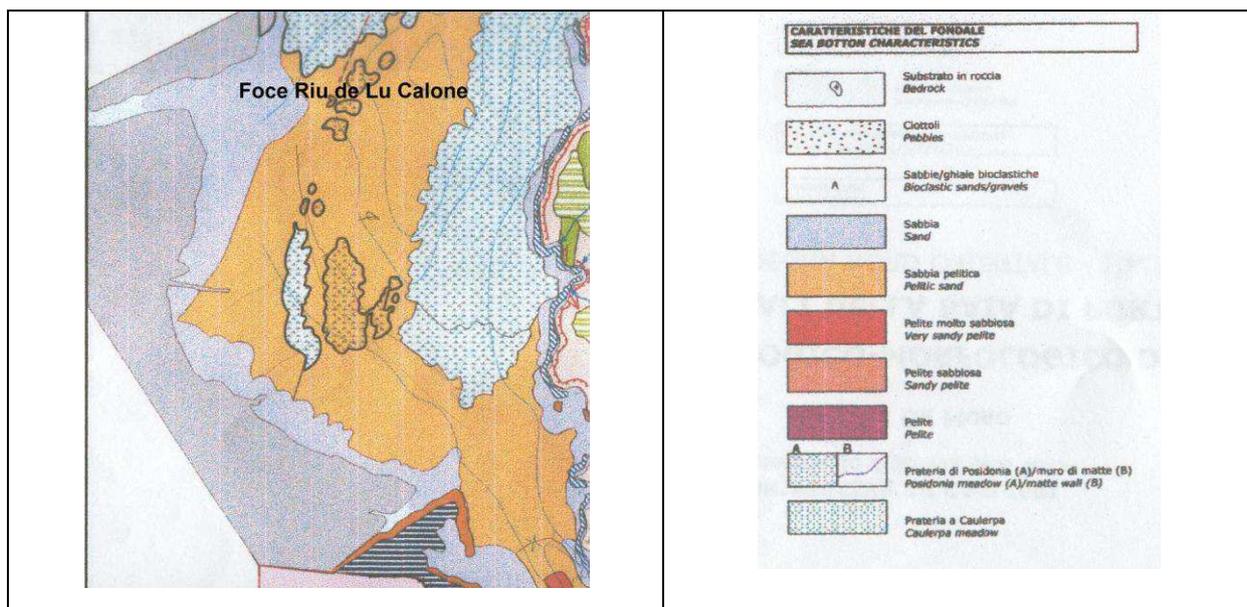


FIGURA 0-7 :ESTRATTO DALLO SCHEMA GEOLOGICO-MORFOLOGICO ELABORATA DAL PROF. SANDRO DEMURO.

La piena del 2012 ha peraltro mostrato come in concomitanza con eventi idrodinamici di importanza, lo sbocco a mare del rio Lu Banconi tende a riprendere l'originaria sede.





Come è facilmente deducibile, l'onda di piena si è propagata anche a NW del campeggio verso la foce del rio Val di Mela.

Portate in ingresso nei vari tronchi esaminati

Viene utilizzato, anche in questo caso, il criterio fissato da PSFF, l'alveo è quindi stato suddiviso in tronchi omogenei corrispondenti al altrettanti sub bacini, assumendo cautelativamente per ogni tratto e tempo di ritorno il valore definito nell'ambito dello studio idrologico a valle dello stesso.

L'IDRAULICA DEL BACINO

In relazione ai calcoli idrologici riportati precedentemente, si è proceduto al calcolo dei vari parametri idraulici dei vari tronchi, calcolo effettuato con la metodologia esposta nelle premesse di questo lavoro.

Con l'applicazione del metodo dianzi riportato, si calcolano quindi le portate nei vari sottobacini in relazione ai tempi di ritorno: $T_r=50$, $T_r=100$, $T_r=200$ e $T_r=500$, le portate vengono espresse in mc/s.

Parametri di riferimento

⊕ A	Superficie bacino espressa in Km ²
⊕ t_f (<i>fin</i>)	Tempo di formazione del deflusso superficiale
⊕ Θ_c	Durata della pioggia critica
⊕ $\hat{h}(d)$	Pioggia media per diverse durate (pioggia indice)
⊕ $h'(d)$	
⊕ $h(d)$	Massimo annuale di pioggia per assegnata durata (d)
⊕ r	Coefficiente di ragguglio delle piogge all'area
⊕ $h(d)$ ragg	Pioggia lorda raggugiata
⊕ $h(d)$ netta	Pioggia netta
⊕ $i(\Theta,r)$	Intensità di precipitazione
⊕ ϕ	Valore del coefficiente di afflusso
⊕ ϵ	Valore del coefficiente di laminazione
⊕ Q	Portata di piena ai vari tempi di ritorno (mc/s)

Nelle note seguenti si riportano le tabelle riepilogative dei valori dei parametri dianzi indicati e delle portate ai vari tempi di ritorno.

Risultati con tempo di ritorno pari a $T_r=50$; $h_g=65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.288	0.138	2.288	-0.014

	Banconi B_affldx	Banconi B_afflsx	Sub_B_PNT	Banconi Sub_A	Banconi affl_Mult	bacino C3_4
A	3.93	6.64	3.98	0.70	5.76	0.38
t_r (fin)	0.11	0.09	0.08	0.08	0.11	0.04
θ_c	0.95	0.92	0.86	0.80	1.33	0.22
$\hat{h}(d)$	22.69	22.46	21.90	21.32	25.71	13.28
$h'(d)$	2.27	2.26	2.24	2.22	2.28	1.86
$h(d)$	51.52	50.79	49.08	47.31	58.60	24.68
r	0.935	0.921	0.932	0.962	0.934	0.951
$h(d)_{\text{ragg}}$	48.15	46.75	45.74	45.52	54.74	23.48
$h(d)_{\text{netta}}$	25.22	27.82	26.93	26.74	34.97	8.83
$i(\theta,r)$	50.92	50.84	53.21	56.93	41.28	105.72
ϕ	0.524	0.595	0.589	0.587	0.639	0.376
ϵ	1	1	1	1	1	1
Q	29.11	55.80	34.64	6.53	42.20	4.23

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=100$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.616	0.175	2.616	-0.015

	Banconi B_affldx	Banconi B_afflsx	Sub_B_PNT	Banconi Sub_A	Banconi affl_Mult	bacino C3_4
A	3.93	6.64	3.98	0.70	5.76	0.38
t_r (fin)	0.10	0.08	0.07	0.07	0.09	0.04
Θ_c	0.93	0.91	0.85	0.79	1.31	0.22
$\hat{h}(d)$	22.56	22.36	21.81	21.23	25.60	13.20
$h'(d)$	2.58	2.57	2.54	2.51	2.61	2.00
h(d)	58.30	57.50	55.44	53.27	66.70	26.44
r	0.934	0.920	0.932	0.962	0.934	0.951
$h(d)_{ragg}$	54.47	52.91	51.65	51.25	62.29	25.15
h(d)_{netta}	30.58	33.32	32.18	31.82	41.89	10.04
$i(\Theta,r)$	58.46	58.24	60.80	64.90	47.51	115.04
ϕ	0.561	0.630	0.623	0.621	0.672	0.399
ϵ	1	1	1	1	1	1
Q	35.83	67.64	41.88	7.87	51.12	4.88

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=200$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.944	0.207	2.944	-0.017

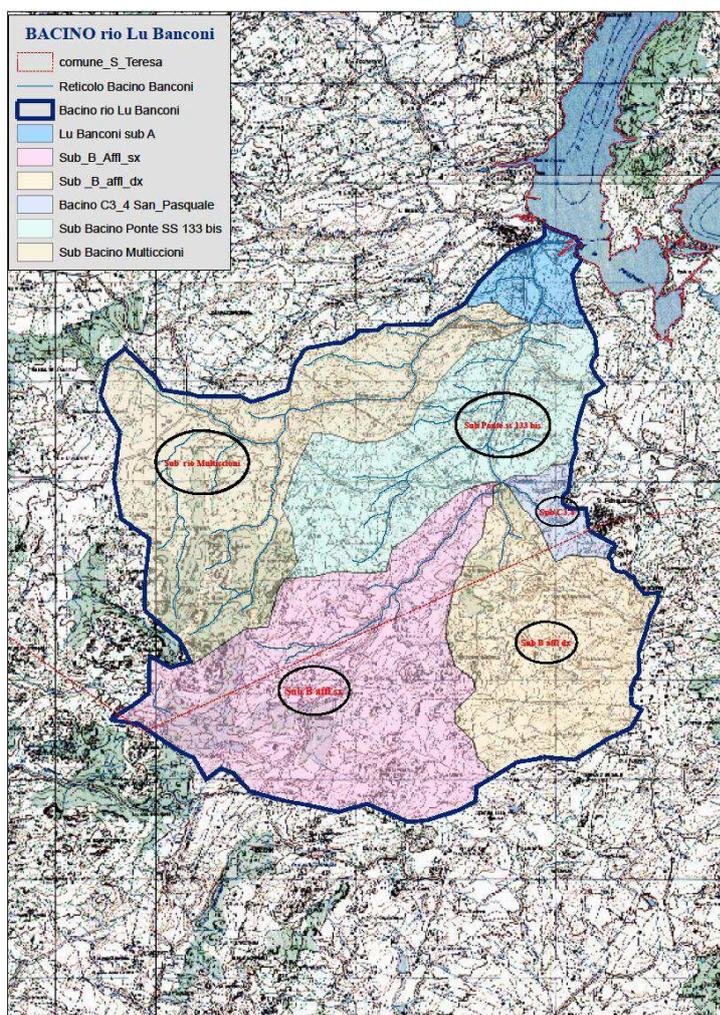
	Banconi B_affldx	Banconi B_afflsx	Sub_B_PNT	Banconi Sub_A	Banconi affl_Mult	bacino C3_4
A	3.93	6.64	3.98	0.70	5.76	0.38
t_f (fin)	0.04	0.07	0.06	0.06	0.08	0.04
Θ_c	0.88	0.90	0.84	0.78	1.30	0.22
$\hat{h}(d)$	22.05	22.27	21.73	21.16	25.53	13.13
$h'(d)$	2.86	2.88	2.84	2.80	2.93	2.14
$h(d)$	63.16	64.15	61.73	59.20	74.83	28.14
r	0.933	0.920	0.931	0.962	0.934	0.951
$h(d)_{ragg}$	58.91	59.01	57.50	56.95	69.87	26.76
$h(d)_{netta}$	34.44	38.86	37.48	36.98	48.93	11.24
$i(\Theta,r)$	67.28	65.59	68.32	72.76	53.70	124.14
ϕ	0.585	0.659	0.652	0.649	0.700	0.420
ϵ	1	1	1	1	1	1
Q	42.94	79.69	49.24	9.23	60.18	5.55

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=500$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
3.377	0.239	3.377	-0.019

	Banconi B_affldx	Banconi B_afflsx	Sub_B_PNT	Banconi Sub_A	Banconi affl_Mult	bacino C3_4
A	3.93	6.64	3.98	0.70	5.76	0.38
t_f (fin)	0.08	0.06	0.06	0.05	0.07	0.03
Θ_c	0.91	0.89	0.83	0.77	1.29	0.21
$\hat{h}(d)$	22.36	22.20	21.65	21.08	25.45	13.06
$h'(d)$	3.30	3.29	3.23	3.18	3.36	2.33
$h(d)$	73.79	72.94	70.02	66.96	85.54	30.48
r	0.934	0.920	0.931	0.962	0.933	0.951
$h(d)_{ragg}$	68.90	67.08	65.20	64.41	79.86	28.97
$h(d)_{netta}$	43.33	46.33	44.58	43.85	58.35	12.93
$i(\Theta,r)$	75.83	75.24	78.22	83.14	61.90	136.29
ϕ	0.629	0.691	0.684	0.681	0.731	0.446
ϵ	1	1	1	1	1	1
Q	52.06	95.85	59.13	11.05	72.38	6.47

Riepilogo portate idrauliche nei tronchi



Sui tronchi sottesi dal sottobacino 'B' e C3.04, , nonché dal sottobacino rio Multiccioni, le portate considerate sono quelle determinate dal solo contributo dei relativi bacini idraulici.

Nel tronco che confluisce al ponte nuovo, sulla SS 133 bis, la portata idraulica è data dalla somma dei contributi delle portate dei bacini di monte ('B' affluenti in sx e dx e C3.04).

Sul tronco sotteso dal sottobanco 'A', oltre la portata afferente allo stesso, si sommano tutte le portate dei bacini di monte.

Si ha quindi il seguente quadro riepilogativo.

BACINO	Banconi B_affldx	Banconi B_afflsx	bacino C3_4	Sub_B_PNT	Banconi affl_Mult	bacino A-tronco foce
Q₅₀	29.11	55.80	4.23	123.78	42.20	172.51
Q₁₀₀	35.83	67.64	4.88	150.24	51.12	209.23
Q₂₀₀	42.94	79.69	5.55	177.41	60.18	246.82
Q₅₀₀	52.06	95.85	6.47	213.50	72.38	296.93

Quadro delle criticità principali

Per quanto concerne l'asta principale di 'riu Lu Banconi' non si riscontrano particolari criticità nella parte a monte del ponte sulla SS 133 bis.

Le problematiche si evidenziano per contro a valle del citato manufatto in corrispondenza della piana di Porto Pozzo, principalmente in corrispondenza della foce.

In corrispondenza dello sbocco a mare infatti si presenta una 'saldatura' fra la pericolosità idraulica determinata dalla portata del rio Lu Banconi e quella determinata dal rio Val di Mela che sfocia immediatamente a nord ovest.

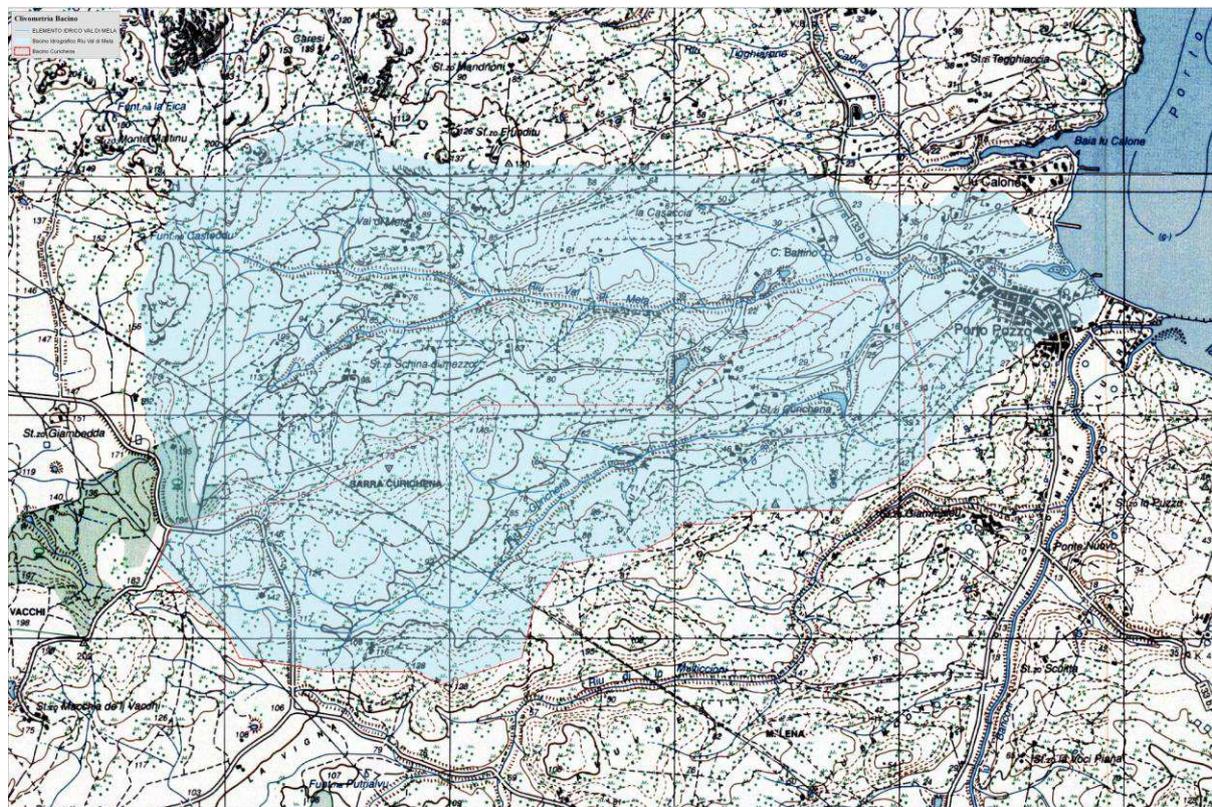
Gli insediamenti interessati dall'area di pericolosità sono essenzialmente il campeggio esistente in corrispondenza della foce e alcuni edifici del centro urbano edificati a partire dagli anni settanta a valle della SS 133 bis.

Per quanto riguarda i corsi d'acqua minori, affluenti del rio Lu Banconi, per lo più si tratta di torrenti che attraversano aree naturali per cui il rischio di allagamento di ambiti antropizzati è molto limitato.

Costituisce eccezione la parte terminale del rio Multiccioni che in corrispondenza dell'innesto sul tombotto sulla SS 133 bis, esonda interessando un insediamento residenziale/alberghiero posto nella parte sud occidentale dell'abitato di Porto Pozzo.

Bacino Rio Val di Mela Curichena

L'inquadratura territoriale



Lo studio Idraulico

In relazione ai calcoli idrologici riportati precedentemente, si è proceduto al calcolo dei vari parametri idraulici dei vari tronchi, calcolo effettuato con la metodologia esposta nelle premesse di questo lavoro.

Con l'applicazione del metodo dianzi riportato, si calcolano quindi le portate nei vari sottobacini in relazione ai tempi di ritorno: $T_r=50$, $T_r=100$, $T_r=200$ e $T_r=500$, le portate vengono espresse in mc/s.

Parametri di riferimento

⊕ A	Superficie bacino espressa in Km ²
⊕ t_f (fin)	Tempo di formazione del deflusso superficiale
⊕ Θ_c	Durata della pioggia critica
⊕ $\hat{h}(d)$	Pioggia media per diverse durate (pioggia indice)
⊕ $h'(d)$	
⊕ $h(d)$	Massimo annuale di pioggia per assegnata durata (d)
⊕ r	Coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area
⊕ $h(d)$ ragg	Pioggia lorda ragguagliata
⊕ $h(d)$ netta	Pioggia netta
⊕ $i(\Theta, r)$	Intensità di precipitazione
⊕ ϕ	Valore del coefficiente di afflusso
⊕ ϵ	Valore del coefficiente di laminazione
⊕ Q	Portata di piena ai vari tempi di ritorno (mc/s)

Nelle note seguenti si riportano le tabelle riepilogative dei valori dei parametri dianzi indicati e delle portate ai vari tempi di ritorno.

	Rio Val di Mela Tronco Superiore	Rio Curichena	Tronco foce Val di Mela
A	3.74	2.69	0.603
L	1.24	2.66	0.607
i	0.106	0.079	0.048
h	8	8	0
Hm	89.6	86.55	16
Jm	0.047	0.0823	0.037
CN	92	92	92
S	22.1	22.1	22.1
I _a	4.4	4.4	4.4
tc(Viparelli)	0.34	0.5911	0.2
tc(Ventura)	0.756	0.742	0.452
t _c (SCS)	0.538	1.147	0.453
t _c (Giand)	1.328	1.488	1.240
t _c (Pasini)	0.834	0.725	0.401
t _c (Kirpich)	0.186	0.374	0.146
t _c (calc)	0.34	0.591	0.17

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=50$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.288	0.138	2.288	-0.014

	Tronco Superiore Val diMela	Affl.rio Curichena	Tronco Foce
A	3.74	2.69	0.603
t_f (fin)	0.06	0.07	0.04
Θ_c	0.40	0.66	0.21
$\hat{h}(d)$	16.54	19.91	12.99
$h'(d)$	2.02	2.16	1.84
h(d)	33.38	43.05	23.96
r	0.912	0.935	0.942
$h(d)_{ragg}$	30.43	40.24	22.56
h(d)_{netta}	14.06	22.16	8.18
$i(\Theta,r)$	75.60	60.60	107.64
ϕ	0.462	0.551	0.363
ϵ	1	1	1
Q	36.31	24.94	6.54

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=100$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.616	0.175	2.616	-0.015

	Tronco Superiore Val diMela	Affl.rio Curichena	Tronco Foce
A	3.74	2.69	0.603
$t_f (fin)$	0.05	0.06	0.04
Θ_c	0.40	0.66	0.21
$\hat{h}(d)$	16.46	19.82	12.93
$h'(d)$	2.22	2.43	1.98
$h(d)$	36.63	48.15	25.64
r	0.911	0.935	0.941
$h(d)_{ragg}$	33.38	45.00	24.13
$h(d)_{netta}$	16.43	26.28	9.30
$i(\Theta,r)$	83.98	68.58	116.81
ϕ	0.492	0.584	0.385
ϵ	1	1	1
Q	42.94	29.93	7.54

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=200$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
2.944	0.207	2.944	-0.017

	Tronco Superiore Val diMela	Affl.rio Curichena	Tronco Foce
A	3.74	2.69	0.603
$t_f (fin)$	0.04	0.06	0.04
Θ_c	0.39	0.65	0.20
$\hat{h}(d)$	16.31	19.74	12.86
$h'(d)$	2.42	2.69	2.12
$h(d)$	39.46	53.14	27.23
r	0.910	0.934	0.941
$h(d)_{ragg}$	35.92	49.65	25.62
$h(d)_{netta}$	18.52	30.39	10.39
$i(\Theta,r)$	92.72	76.49	125.85
ϕ	0.516	0.612	0.405
ϵ	1	1	1
Q	49.66	34.99	8.55

Risultati con tempo di ritorno pari a $Tr=500$; $hg= 65$ mm

d < 1 ora		d > 1 ora	
a	n	a	n
3.377	0.239	3.377	-0.019

	Tronco Superiore Val diMela	Affl.rio Curichena	Tronco Foce
A	3.74	2.69	0.603
$t_f (fin)$	0.04	0.05	0.03
Θ_c	0.39	0.64	0.20
$\hat{h}(d)$	16.31	19.66	12.78
$h'(d)$	2.69	3.04	2.30
$h(d)$	43.92	59.73	29.42
r	0.910	0.934	0.941
$h(d)_{ragg}$	39.98	55.79	27.67
$h(d)_{netta}$	21.94	35.93	11.93
$i(\Theta,r)$	103.19	86.89	137.95
ϕ	0.549	0.644	0.431
ϵ	1	1	1
Q	58.82	41.81	9.96

Riepilogo contributo sub Bacini

BACINO Val di Mela Curichena	tronco superiore	Curichena	Tronco Foce	Portata totale alla Foce
Q ₅₀	36.31	24.94	6.54	67.78
Q ₁₀₀	42.94	29.93	6.54	79.41
Q ₂₀₀	49.66	34.99	8.55	93.20
Q ₅₀₀	58.82	41.81	9.96	110.59

Le portate sono espresse in mc/s

Come si evince dalla cartografia allegata, si evidenziano delle criticità in corrispondenza del sottopasso alla strada statale, il ponticello viene sommerso dalle portate nei vari tempi di ritorno.

L'area di esondazione del corso d'acqua a valle della strada statale e fino alla foce si 'salda' con l'area di esondazione del rio 'Lu Banconi', di fatto occupando la depressione che da sempre ha costituito area umida.

In relazione a ciò è stata predisposta variante urbanistica che ha adeguato le previsioni originarie alle condizioni idrogeologiche dell'ambito, rendendo la pianificazione compatibile con queste ultime.