




COMUNE DI VILLASPECIOSA

PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA

Lavori di: “REALIZZAZIONE DI UNA CASSA DI ESPANSIONE
SUL RIO SPINOSU MATTA MANNU IN LOCALITA'
SAN PLATANO A DIFESA
DELL'ABITATO DI VILLASPECIOSA”

PROGETTO DEFINITIVO

DATA: dicembre 2021	SCALA: -	REV.: 0	ALLEGATO:
ELABORATO: RELAZIONE IDROLOGICA-IDRAULICA			4
PROGETTAZIONE: Dott. Ing. Alessia Vargiu 			COLLABORATORI: Dott. Ing. Michela Cardia Geom. Luisa Antonetti
RESPONSABILE AREA TECNICA: P.I. Giuseppe Arca		IL SINDACO: Sig. Gianluca Melis	

INDICE

1	PREMESSE: VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI CALCOLO PER L'ARGINE IN PROGETTO	2
2	VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER L'ARGINE IN PROGETTO.....	2
3	VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER IL BACINO CITTADINO (CUNETTA).....	3
3.1	CURVA INVILUPPO DEI MASSIMI CONTRIBUTI UNITARI - FORMULA DI SIRCHIA-FASSÒ	5
3.2	LA FORMULA DI LAZZARI	7
3.3	LA DISTRIBUZIONE PROBABILISTICA TCEV	7
3.4	METODO RAZIONALE.....	8
3.4.1	<i>Valutazione del tempo di corrivazione</i>	<i>9</i>
3.4.2	<i>Altezze di pioggia</i>	<i>12</i>
3.4.3	<i>Valutazione del coefficiente di deflusso Φ.....</i>	<i>18</i>
3.5	VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA.....	22
4	VERIFICA IDRAULICA DELLA CUNETTA.....	24
5	VERIFICA IDRAULICA DELL'ARGINATURA	25

1 PREMESSE: VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI CALCOLO PER L'ARGINE IN PROGETTO

La presente relazione è stata condotta ai fini dell'individuazione delle portate di calcolo relative alle opere in progetto e in particolare dell'argine in destra idraulica del rio Spinosu e della cunetta di scolo che verrà realizzata al piede e necessaria per regolare al rio Spinosu i reflui meteorici provenienti dal bacino cittadino.

2 VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER L'ARGINE IN PROGETTO

In considerazione della pericolosità idraulica che insiste nell'area in interesse determinata dagli scenari di allagamento determinati dal deflusso del Flumini Mannu, si farà riferimento a quest'ultimo per la determinazione delle portate di calcolo in prossimità dell'opera arginale in progetto.

Pertanto, facendo riferimento alla portata di progetto del Flumini Mannu, non si procederà a un calcolo ma ci si avvarrà dei dati riportati nel P.A.I. e nel P.S.F.F., adottato in via definitiva per l'intero territorio regionale con delibera del Comitato Istituzionale n° 2 del 17.12.2015, nel P.G.R.A., recentemente revisionato con D.C.I. n°1 del 11.12.2018, pubblicata sul B.U.R.A.S. n° 1 del 03.01.2019 e con D.C.I. n° 1 del 05.03.2019, pubblicata sul B.U.R.A.S. n° 13 del 21.03.2019.

Verrà inoltre considerato lo studio di maggior dettaglio eseguito dal Comune di Villaspeciosa, ai sensi dell'art. 8 comma 2 delle N.A. del P.A.I., adottato con D.C.C. n° 6 del 27.10.2015.

Il Comune di Villaspeciosa è parte integrante del Bacino Idrografico del Flumendosa – Campidano - Cixerri, studiato dal P.S.F.F e perfezionato successivamente con l'aggiornamento intermedio del P.G.R.A. (Versione 2019).

Più specificatamente nell'ambito della definizione degli scenari di intervento strategico e coordinato sono state ridefinite le fasce di pericolosità di alcuni corsi d'acqua tra cui il Rio Flumini Mannu, direttamente interferente con l'area di studio.

Per quanto concerne le portate di deflusso sono stati confermati i dati delle portate di massima piena già adottate nel PSFF con la stessa successione di incrementi da monte verso valle.

In particolare, le portate del Flumini Mannu alla foce sono le stesse indicate nello studio del PSFF, che fanno riferimento alle portate a valle della diga di Is Barroccus con un effetto di laminazione pressoché ininfluyente.

SEZIONE PSFF	TEMPO DI RITORNO	50	100	200
--------------	------------------	----	-----	-----

N33	Q (mc/s)	2390	2900	3410
N13	Q (mc/s)	3340	4060	4780

3 VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI PIENA PER IL BACINO CITTADINO (cunetta)

I metodi di stima della portata di piena Q di assegnato tempo di ritorno Tr , cioè del numero medio di anni che occorre attendere affinché si abbia una portata pari o maggiore di Q , dipendono da vari fattori, primi fra tutti la disponibilità di dati osservati e la copertura spaziale della rete idrometeorologica. In relazione ai dati disponibili, la letteratura evidenzia diverse metodologie che possono essere raccolte in due grandi sottoinsiemi:

- i Metodi Diretti che elaborano le misure di portata disponibili per il bacino in studio o per bacini idrologicamente simili;
- i Metodi Indiretti, che invece fanno ricorso indirettamente alla precipitazione meteorica tramite trasformazione afflussi-deflussi e a equazioni che permettono di ottenere la sola portata al colmo (metodi empirici, metodo razionale).

I primi prescindono dall'esame dell'influenza che i diversi fattori morfologici e climatici hanno sulla formazione dei deflussi di piena e si fondano sull'analisi probabilistica di una o più serie storiche di misura di portate di piena. I secondi invece consentono la valutazione della portata di massima piena sulla base di parametri morfometrici del bacino imbrifero o sull'impostazione di un bilancio idrologico relativo all'evento di piena, in cui figura la precipitazione a cui è imputabile l'evento stesso. Tale metodologia stima la portata al colmo a partire dalla precipitazione nell'ipotesi che la frequenza di accadimento di quest'ultima caratterizza quella della portata al colmo.

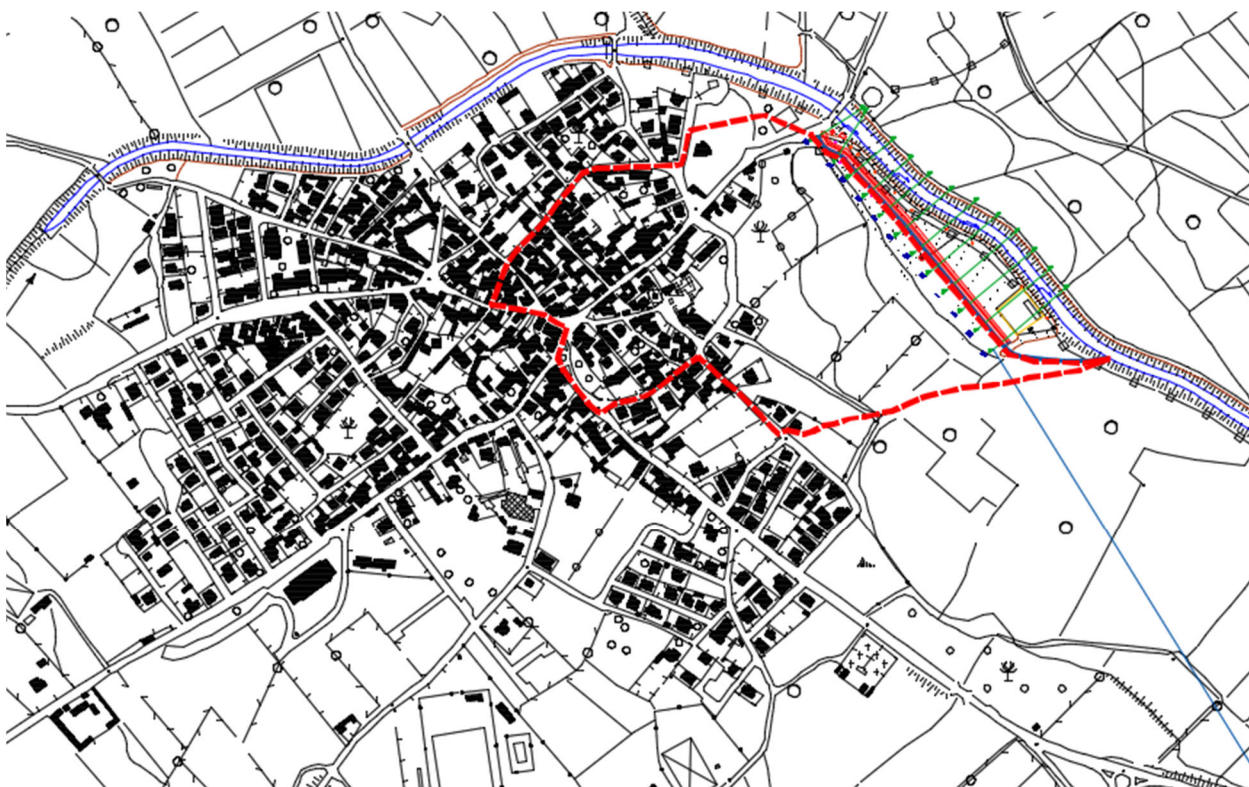
Nel considerare le metodologie usualmente adottate per la valutazione delle portate di piena ai fini del dimensionamento delle opere di difesa dalle esondazioni, degli organi di scarico e delle sistemazioni fluviali in genere, per la Sardegna ci si può limitare a considerare tre tipi di approccio:

- quello empirico basato sulla curva di inviluppo dei massimi eventi osservati, proposto da Sirchia ed aggiornato a fine anni '60 da Fassò;
- quello a fondamento razionale, basato in genere su una schematizzazione in genere semplificata del processo di trasformazione afflussi-deflussi che nella sua usuale formulazione per la Sardegna utilizza le curve di possibilità pluviometrica date da Cao e altri e recentemente aggiornate;

- il modello probabilistico regionale per la valutazione delle portate di piena basato sulla distribuzione probabilistica Log-Normale e Two Components Extreme Values applicati ai dati massimi annuali di portata al colmo. La prima metodologia fu introdotta dal Lazzari nel 1967, mentre la seconda, in base a studi più recenti, interpreta i fenomeni di piena con la distribuzione TCEV nella quale la probabilità di non superamento è data dalla miscellanea di due distribuzioni esponenziali.

Nel caso della Sardegna, la consistenza dei dati di portata disponibili, unitamente alla frequente necessità di dover stimare le portate in sezioni non osservate, suggerisce che la stima della portata di piena ad assegnata frequenza in ciascuna sezione idrologica debba essere determinata attraverso il confronto critico tra metodologie dirette, indirette e metodi empirici e studi specialistici locali, metodologie che dovranno essere confrontate con i dati osservati ove disponibili.

Si riporta di seguito il bacino idrografico afferente alla cunetta in progetto calcolato alla sezione di chiusura dell'intersezione tra la stessa cunetta e il recettore finale, il rio Spinosu.



Bacino e reticolo idrografico della cunetta laterale all'argine

Il sottobacino in studio ha una forma tondeggiante, tendenzialmente ellissoide con circonferenza di 1.81 Km. Non verificandosi apprezzabili fenomeni di invaso dei deflussi, le modalità del deflusso

osservabili alla sezione di chiusura sono direttamente dipendenti dalle caratteristiche degli afflussi sul bacino.

Dati morfometrici del bacino	Superficie	A	0,145	km ²
	Lunghezza dell'asta principale	L	0,60	km
	Altitudine media	H _m	11,35	m
	Altitudine massima	H _{max}	12,03	m s.l.m.
	Altitudine minima	H _{min}	9,80	m s.l.m.
	Sezione di chiusura	H _O	9,80	m s.l.m.
	Pendenza media del bacino	i _b	0,29%	%
	Pendenza media dell'asta principale	i _m	0,03	i _m

Nei paragrafi successivi si riportano i metodi di stima delle portate di punte secondo i criteri delle Linee Guida del PAI che prevedono come le portate di piena da assumere nello sviluppo degli scenari di pericolosità idraulica siano quelle caratterizzate da tempi di ritorno di 50, 100, 200, 500 anni e che esse vengano stimate mediante i metodi classici, operando una ponderata scelta tra le diverse formulazioni possibili e una valutazione critica dei parametri utilizzati.

Tra le metodologie messe a punto per i bacini sardi si riportano di seguito le più utilizzate. In esse i parametri del bacino sono indicati con i simboli e le unità di misura riportati, mentre la portata di piena Q è espressa sempre in m³/s.

3.1 Curva inviluppo dei massimi contributi unitari - Formula di Sirchia-Fassò

La formula di Sirchia-Fassò è tuttora utilizzata dal servizio idrografico per valutare la portata massima prevedibile in una sezione. Il metodo consiste nel tracciare la curva o la superficie inviluppo dei punti rappresentanti i massimi valori dei contributi di piena in funzione di uno o più parametri morfologici del bacino. Sulla base delle osservazioni ad allora effettuate, la prima formulazione della curva per la Sardegna fu data da Sirchia. Secondo l'autore, i valori di portata così calcolati potevano essere utilizzabili per la determinazione delle massime portate prevedibili per i bacini più impervi e rocciosi mentre, per gli altri, si dovesse far ricorso all'applicazione di un opportuno coefficiente di riduzione. La curva dei massimi valori fu in seguito aggiornata da Fassò tenendo in conto, in particolare, dei valori di portata registrati durante la piena catastrofica dell'ottobre 1951.

La portata di piena per un bacino di superficie pari ad S chilometri quadrati è data da:

$$Q = \Psi \cdot q \cdot S$$

dove:

- Ψ è il coefficiente di riduzione;
- q è il massimo contributo unitario, espresso in $\text{m}^3/(\text{s km}^2)$;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km^2 .

Per la valutazione dei massimi contributi unitari sono inoltre suggerite le seguenti espressioni analitiche:

$$q = \Psi \cdot 45.8 \cdot S^{0.894} \quad (\text{per } S < 20 \text{ km}^2)$$

$$q = \Psi \cdot 207 \cdot S^{0.4} \quad (\text{per } S > 20 \text{ km}^2)$$

Si precisa che nella formula di Sirchia-Fassò è assente qualunque riferimento probabilistico, per cui alla portata di piena stimata non è possibile associare alcun tempo di ritorno.

Sulla base delle indicazioni di Sirchia e con alcune considerazioni integrative è inoltre riportata la distribuzione geografica delle zone della Sardegna (figura successiva) nelle quali il coefficiente Ψ si possa considerare compreso tra 0.8 ed 1.0, tra 0.6 e 0.8 e tra 0.4 e 0.6.

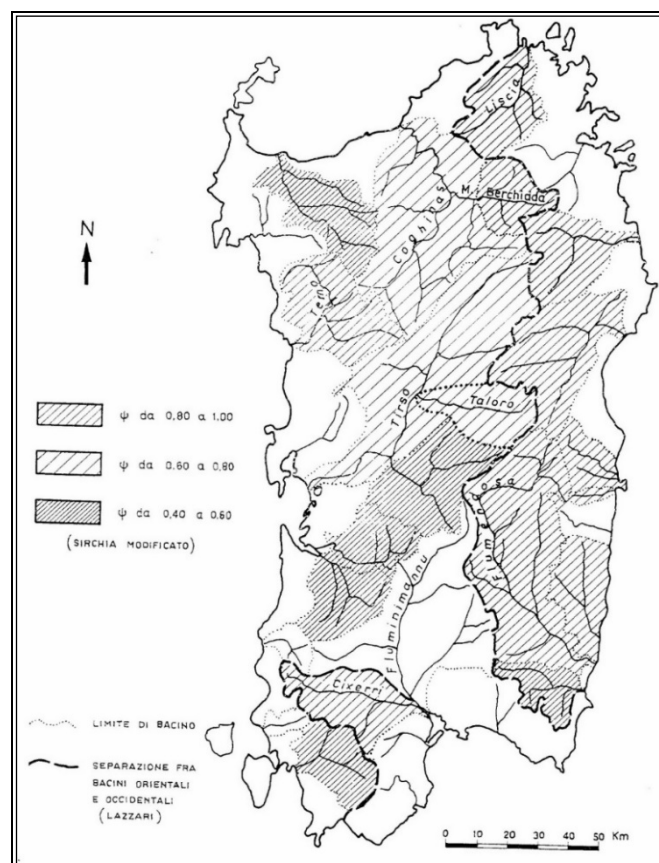


Figura 1 - Mappatura del coefficiente Ψ di Sirchia-Fassò

Per il bacino in esame il valore di Ψ non viene fornito (la zona in cui ricadono i bacini in esame infatti non è campita). Per la sua determinazione può valere la considerazione che il bacino sotteso presenta un'esposizione orientale e può apparire abbastanza cautelativo adottare un valore di Ψ pari a 0.5.

3.2 La formula di Lazzari

La formula di Lazzari, desunta nel 1967 dall'analisi probabilistica regionalizzata dei dati di portata massima annua registrati nei bacini osservati in Sardegna, è la seguente:

$$Q = 10^{(\mu + u \cdot \sigma)}$$

dove:

- μ e σ sono i parametri della distribuzione log-normale delle portate;
- u è il frattile della distribuzione normale.

I parametri μ e σ sono espressi in funzione della superficie del bacino S e dell'altitudine media del bacino Hm , differentemente per i bacini aventi esposizione orientale e occidentale, e precisamente:

(per i bacini aventi esposizione orientale)

$$\mu = 0.746 \cdot \log(S \cdot Hm) - 1.781$$

$$\sigma = 0.4413$$

(per i bacini aventi esposizione occidentale)

$$\mu = 0.956 \cdot \log(S \cdot Hm) - 2.995$$

$$\sigma = 0.3583$$

con la limitazione di applicabilità:

$$S \cdot Hm > 50000$$

Il bacino in studio ha un'esposizione sud-orientale, e gli si può conferire l'attribuzione alla tipologia di bacino orientale, quindi si ritiene opportuno valutare le portate di piena in questa ipotesi.

3.3 La distribuzione probabilistica TCEV

Uno studio probabilistico regionalizzato dei dati di portata massima annua registrati nei bacini osservati in Sardegna elaborato più recentemente è basato sulla distribuzione probabilistica TCEV, data dalla seguente espressione:

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

dove p indica la probabilità di non superamento che si verifichi la portata di piena x relativa a quel determinato tempo di ritorno.

Il valore dei quattro parametri per i bacini sardi è stato stimato come segue:

(per tutti i bacini della Sardegna)

$$\theta = \theta_2/\theta_1 = 5.8866$$

$$\lambda = \lambda_2/\lambda_1\theta = 0.3938$$

(per i bacini con esposizione occidentale)

$$\lambda_1 = 6.286$$

$$\theta_1 = 0.1646 \text{ S}0.9235$$

(per i bacini con esposizione orientale)

$$\lambda_1 = 4.571$$

$$\theta_1 = 1.7677 \text{ S}0.6452$$

Il bacino in studio ha un'esposizione sud-orientale, e gli si può conferire l'attribuzione alla tipologia di bacino orientale, quindi si ritiene opportuno valutare le portate di piena in questa ipotesi.

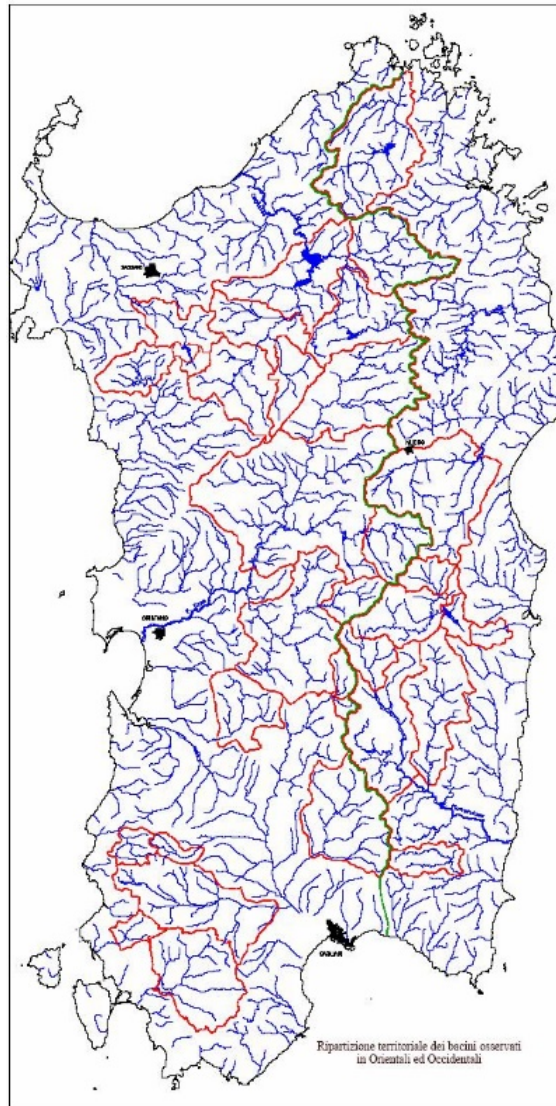


Figura 2 - Definizione delle zone occidentale e orientale idrologicamente omogenee in base all'analisi Regionale condotta sui bacini evidenziati in rosso

3.4 Metodo Razionale

Il metodo razionale è l'espressione di un modello deterministico elementare a fondamento cinematico. Nell'applicazione del metodo si attribuisce implicitamente all'evento di piena la stessa

probabilità dell'evento di pioggia e quindi il medesimo tempo di ritorno. La valutazione della portata di piena di assegnato tempo di ritorno, sulla base di uno schematico bilancio idrologico in regime di piena, è data dalla seguente relazione:

$$Q = \frac{\Phi \cdot ARF \cdot S \cdot H(Tc)}{3.6 \cdot Tc}$$

nella quale:

- Φ è il coefficiente di deflusso e rappresenta l'aliquota di precipitazione che, in occasione della piena, scorre in superficie;
- ARF (Areal Reduction Factor) è il coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area ed esprime il rapporto tra l'altezza di pioggia media su tutto il bacino e l'altezza di pioggia in un punto al suo interno, valutati a parità di durata e di tempo di ritorno;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km²;
- Tc è il tempo di corrivazione, espresso in ore;
- H è l'altezza di precipitazione che cade in un punto del bacino in una durata pari a Tc per un assegnato tempo di ritorno, espressa in mm;
- 3.6 è un fattore di conversione delle unità di misura che permette di ottenere la portata in m³/s.

3.4.1 Valutazione del tempo di corrivazione

Il tempo di corrivazione di un punto del bacino è il tempo necessario perché la goccia d'acqua caduta in quel punto possa raggiungere la sezione di chiusura del bacino considerato.

Il tempo di corrivazione del bacino Tc è invece il tempo necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino. Nell'individuazione del punto idraulicamente più lontano del bacino si è considerato ovviamente non solo la distanza planimetrica ma anche la quota del punto stesso.

La stima del tempo di corrivazione è generalmente caratterizzata da significativa incertezza. Le molteplici procedure di stima e definizioni presenti in letteratura, e applicate a uno stesso bacino, possono dare luogo a valori profondamente contrastanti. Generalmente, per i bacini di piccola estensione le cui aste fluviali sono in gran parte scarsamente canalizzate, si preferisce di volta in volta valutare la formula più appropriata, anche paragonando i valori di ciascuna per valutarne l'attendibilità. Per la sua valutazione possono essere usate diverse espressioni empiriche proposte dalla letteratura, tra le quali:

FORMULA DI VENTURA:

$$T_c = 0,127 * (A/i_m)^{1/2} [\text{ore}]$$

dove:

A è l'area del bacino in Km²

i_m pendenza media dell'asta principale

FORMULA DI PASINI:

$$T_c = 0,108 * ((A * L)^{1/3} / i_m^{1/2}) [\text{ore}]$$

dove:

A è l'area del bacino in km²

i_m pendenza media dell'asta principale

L è la lunghezza dell'asta principale in km

FORMULA DI VIPARELLI:

$$T_c = L / ((1 \sim 1,5) * 3,6) [\text{ore}]$$

dove:

L è la lunghezza dell'asta principale in km

1~1,5 è la velocità media della corrente in m/s

FORMULA DI GIANDOTTI:

$$t_c = [4 \times (S^{0,5}) + 1,5 \times L] / [0,8 \times (H_m^{0,5})] [\text{ore}]$$

dove:

S è l'area del bacino in km²

H_m altitudine media del bacino m slm

H₀ altitudine della sezione di chiusura m slm

L è la lunghezza dell'asta principale in km

FORMULA SOIL CONSERVATION SERVICE:

$$T_c = 0,00227 \times L^{0,8} \times (1000/CN - 9)^{0,7} / (i_b^{1/2}) [\text{ore}]$$

dove:

L è la lunghezza dell'asta principale in km

CN Curve Number – Soil Conservation Service [adimensionale]

i_b pendenza media del bacino compresa tra 0 e 100.

FORMULA VAPI

Formula ricavata per bacini idrografici chiusi alle sezioni dove esistono misuratori di portata e quindi non validata per bacini di superficie minore di 50 kmq.

$$t_c = 0.212 \cdot (A^{0.231}) \cdot (H_m / i_m)^{0.289} \quad [\text{ore}]$$

dove:

A è l'area del bacino in km²

H_m altitudine media del bacino m slm

i_m pendenza media dell'asta principale

FORMULA DI PEZZOLI

$$t_c = 0.055 \cdot L / (\sqrt{i_m}) [\text{ore}]$$

dove:

L lunghezza dell'asta principale km

i_m pendenza media dell'asta principale

FORMULA DI PUGLISI

$$t_c = 6 \cdot (L^{2/3}) / (h_{\max} - h_{\min})^{-1/3} [\text{ore}]$$

dove:

L lunghezza dell'asta principale km

H_{max} altitudine massima del bacino m s.l.m.

h_{min} altitudine minima del bacino m s.l.m.

FORMULA DI TOURON

$$t_c = (0.396 \cdot L / (\sqrt{i_m})) \cdot (((A / L^2) / \sqrt{(i_m / i_b)})^{0.72}) \quad [\text{ore}]$$

dove:

L lunghezza dell'asta principale km

i_m pendenza media dell'asta principale

A è l'area del bacino in km²

i_b pendenza media del bacino in %

FORMULA DI KIRPICH

$$t_c = 0.000325 \cdot (L^{0.77}) \cdot (i_b^{-0.385}) \quad [\text{ore}]$$

dove:

L lunghezza dell'asta principale km

i_b pendenza media del bacino in %

RISULTATI		
N	FORMULA	t _c [h]
1	Viparelli (V=1)	0.167
2	Viparelli(V=1,5)	0.111
3	Ventura	0.280
4	Giandotti	2.433
5	Pasini	0.276
6	V.A.P.I.	0.754
7	S.C.S.	1.191
8	kirpich	0.173
9	Pezzoli	0.191
10	Puglisi	3.267
11	Tournon	1.656
12	kirpich, Pezzoli	0.239

Per la loro definizione, le formule di Vapi e Giandotti non si adattano bene a bacini di piccola estensione. La formula di ventura resta poco attendibile per pendenze dell'asta inferiori al 3 – 4 %. Potrebbe adottarsi il tempo di Kirpich o Pezzoli o Puglisi, tutti validi per il bacino in esame; comunque data la elevata empiricità delle formule, testimoniata anche dalla eterogeneità delle stime, risulta generalmente cautelativo assumere il valore più critico, cioè il più piccolo dei valori tra quelli calcolati. Nel caso in esame si ritiene verosimile il tempo determinato dalla formulazione di Viparelli che mette in risalto, peraltro, il carattere cinematico della corrente indotta.

3.4.2 Altezze di pioggia

Per determinare l'altezza di pioggia da utilizzare per l'applicazione della formula razionale si fa ricorso alle curve di possibilità pluviometrica che caratterizzano il regime pluviometrico sardo.

3.4.2.1 Valutazione del coefficiente ARF

La stima di ARF, coefficiente di ragguaglio delle piogge all'area, legata alla durata della precipitazione e alla superficie del bacino, è espressa da diverse formulazioni tra cui quella usata nel VAPI Sardegna che fa riferimento al Flood Studies Report - Wallingford Institute, UK 1977:

$$\text{per } S < 20 \text{ km}^2 \quad ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_c^{(-0.40 + 0.0208 \cdot (4.6 - \ln(S)))}$$

$$\text{per } S > 20 \text{ km}^2 \quad ARF = 1 - (0.0394 \cdot S^{0.354}) \cdot T_c^{(-0.40 + 0.003832 \cdot (4.6 - \ln(S)))}$$

dove

- T_c è il tempo di corrvazione, espresso in ore;
- S è la superficie del bacino, espressa in Km^2 .

3.4.2.2 Curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu

L'altezza di precipitazione $H(\tau)$ è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso la curva di possibilità pluviometrica calibrata da Cao e Puddu:

$$H(\tau) = 10^{a+u \cdot b} \cdot \tau^{c+u \cdot d}$$

dove $H(\tau)$ è espressa in mm, e:

- a, b, c, d sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;
- u è il frattile della distribuzione normale;
- τ è la durata dell'evento meteorico, espresso in ore.

gruppo	a	b	c	d
1	0.31354	-0.00183	1.28174	0.17609
2	0.34448	-0.00807	1.30625	0.15331
3	0.35997	0.02868	1.38058	0.18845
4	0.45344	0.04835	1.48726	0.19867

Per il bacino in esame, il gruppo è il quarto, quindi si ritiene opportuno, valutare la portata di piena in tale ipotesi.

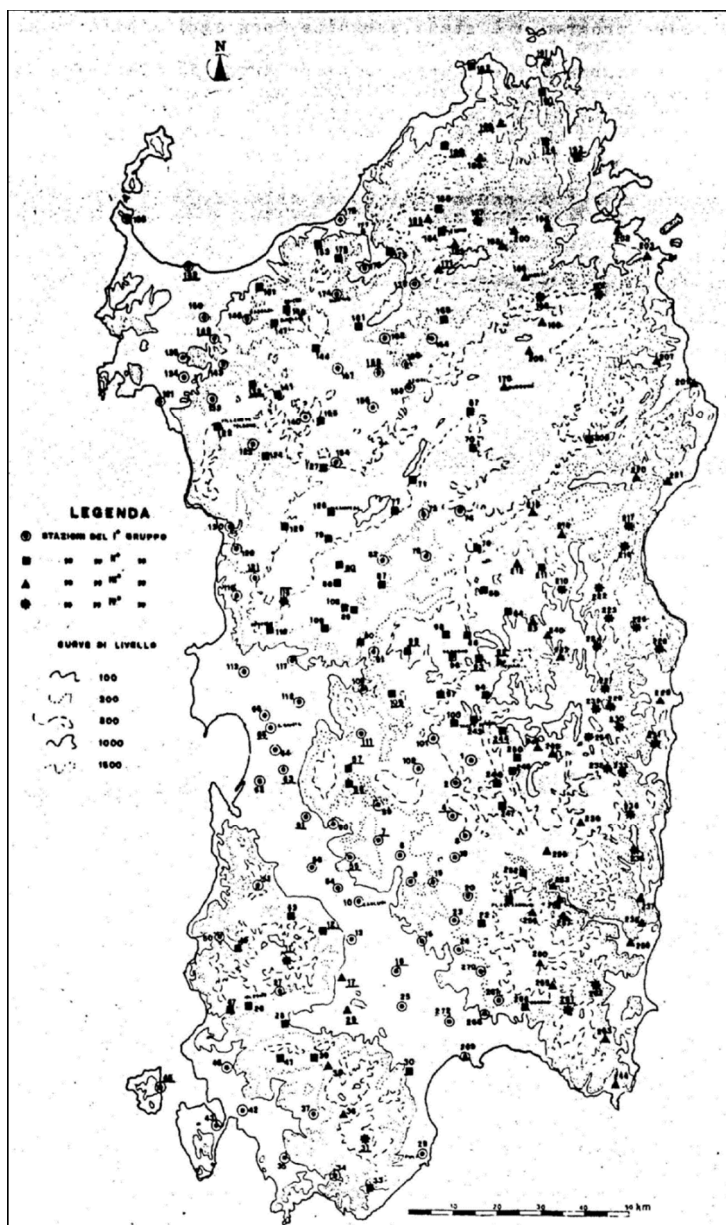


Figura 3 - Stazioni pluviografiche e individuazione delle zone omogenee secondo la curva di possibilità pluviometrica di Cao-Puddu

3.4.2.3 Curva di possibilità pluviometrica di Piga-Liguori

L'altezza di precipitazione $H(\tau)$ è legata alla durata ed al tempo di ritorno attraverso la curva di possibilità pluviometrica calibrata nel 1985 da Piga-Liguori (che rielaborarono quelle già stabilite nel 1969 da Cao Puddu e Pazzaglia, ed adottano le stesse metodologie ma aggiornando la base dati):

$$H(\tau) = 10^{a+u \cdot b} \cdot \tau^{c+u \cdot d}$$

dove $H(\tau)$ è espressa in mm, e:

- a, b, c, d sono parametri legati alla posizione geografica del bacino e riportati nella tabella seguente;

- u è il frattile della distribuzione normale;
- è la durata dell'evento meteorico, espresso in ore.

gruppo	a	b	c	d
1	0.305043	-0.0171463	1.273175	0.179731
2	0.359699	-0.0179413	1.296258	0.167487
3	0.418225	0.0090927	1.379027	0.164598
4	0.497194	0.0412504	1.460799	0.191831

Per il bacino in esame, è il primo gruppo, quindi si ritiene opportuno, valutare la portata di piena nell'ipotesi suddetta.

3.4.2.4 Curva di possibilità pluviometrica di Deidda-Piga-Sechi.

L'altezza di pioggia $H(\tau)$ è data dalla curva di possibilità pluviometrica, calibrata nel 1997:

$$H(Tc) = (a_1 \cdot a_2) \cdot \tau^{(n_1+n_2)}$$

dove i coefficienti a_1 e n_1 si possono determinare in funzione della pioggia indice giornaliera μ_g , con μ_g dipendente dalla posizione geografica del bacino (fig.5).

$$a_1 = \mu_g / (0.886.24 \cdot n_1)$$

$$n_1 = -0.493 + 0.476 \log \mu_g$$

I coefficienti a_2 e n_2 si determinano con le relazioni seguenti per differenti tempi di ritorno Tr , durata dell'evento meteorico τ e sottozona di appartenenza:

- per tempi di ritorno $Tr \leq 10$ anni

per la sottozona 1:

$$a_2 = 0.66105 + 0.85994 \log Tr$$

$$n_2 = -1.3558 \cdot 10^{-4} - 1.3660 \cdot 10^{-2} \log Tr$$

per la sottozona 2:

$$a_2 = 0.64767 + 0.89360 \log Tr$$

$$n_2 = -6.0189 \cdot 10^{-3} + 3.2950 \cdot 10^{-4} \log Tr$$

per la sottozona 3:

$$a_2 = 0.62408 + 0.95234 \log Tr$$

$$n_2 = -2.5392 \cdot 10^{-2} + 4.7188 \cdot 10^{-2} \log Tr$$

- per tempi di ritorno $Tr > 10$ anni

per la sottozona 1:

$$\alpha_2 = 0.46378 + 1.0386 \log Tr$$

$$n_2 = -0.18449 + 0.23032 \log Tr - 3.3330 \cdot 10^{-2} (\log T)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = -1.0563 \cdot 10^{-2} - 7.9034 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

per la sottozona 2:

$$\alpha_2 = 0.44182 + 1.0817 \log Tr$$

$$n_2 = -0.18676 + 0.24310 \log Tr - 3.5453 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = -5.6593 \cdot 10^{-3} - 4.0872 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

per la sottozona 3:

$$\alpha_2 = 0.41273 + 1.1370 \log Tr$$

$$n_2 = -0.19055 + 0.25937 \log Tr - 3.8160 \cdot 10^{-2} (\log Tr)^2 \quad (\text{per } \tau \leq 1 \text{ ora})$$

$$n_2 = 1.5878 \cdot 10^{-2} + 7.6250 \cdot 10^{-3} \log Tr \quad (\text{per } \tau \geq 1 \text{ ora})$$

Il bacino in esame ricade nella sottozona II, e dal punto di vista idrologico è stato assunto un valore di **pioggia indice μg** pari a **71,287 mm** equiparabile al valore medio della pioggia indice della stazione di Cagliari (53,987 mm) e della stazione di Campanasissa (88,678 mm).

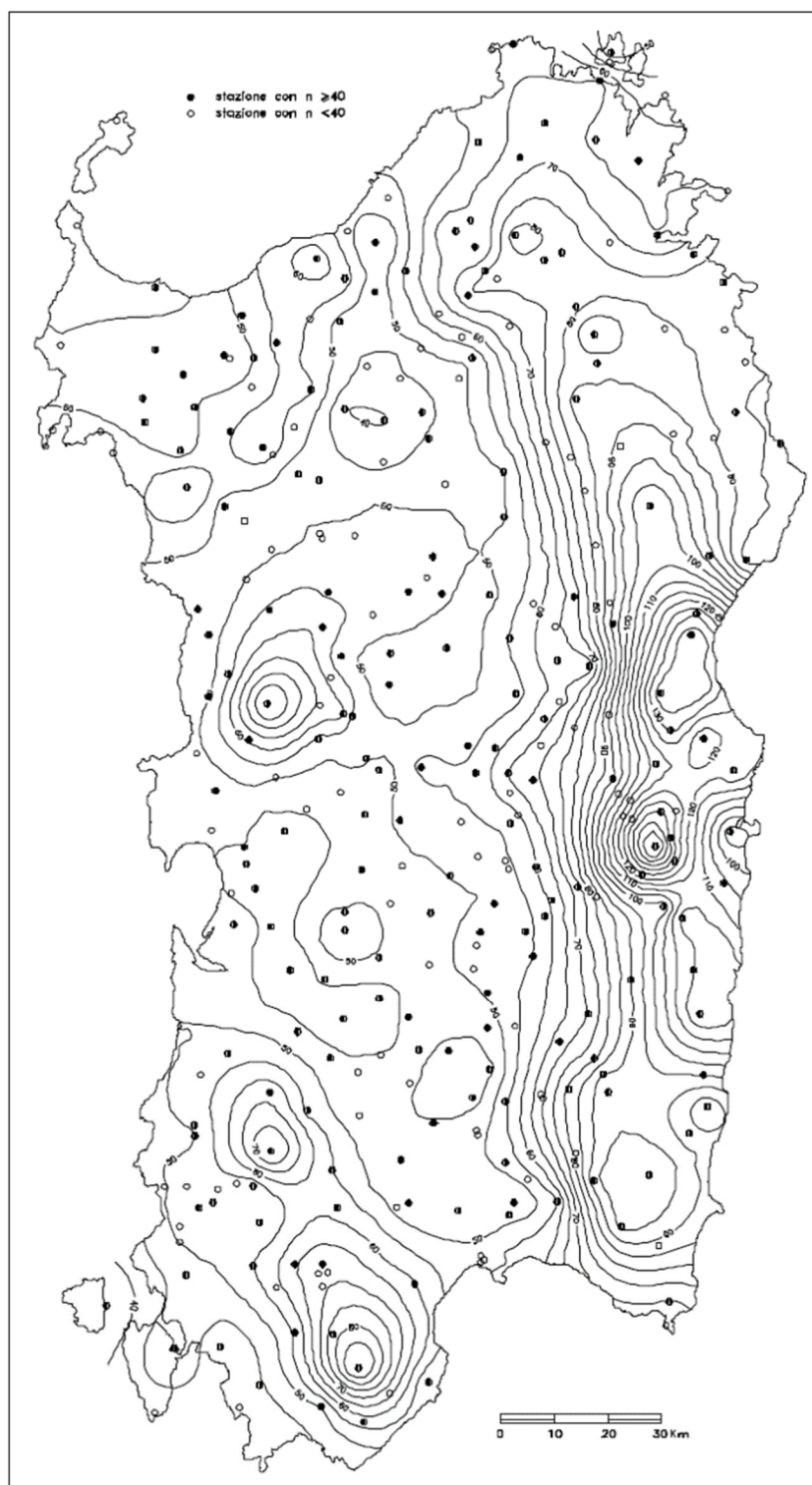


Figura 4 - Carta delle piogge indice giornaliere

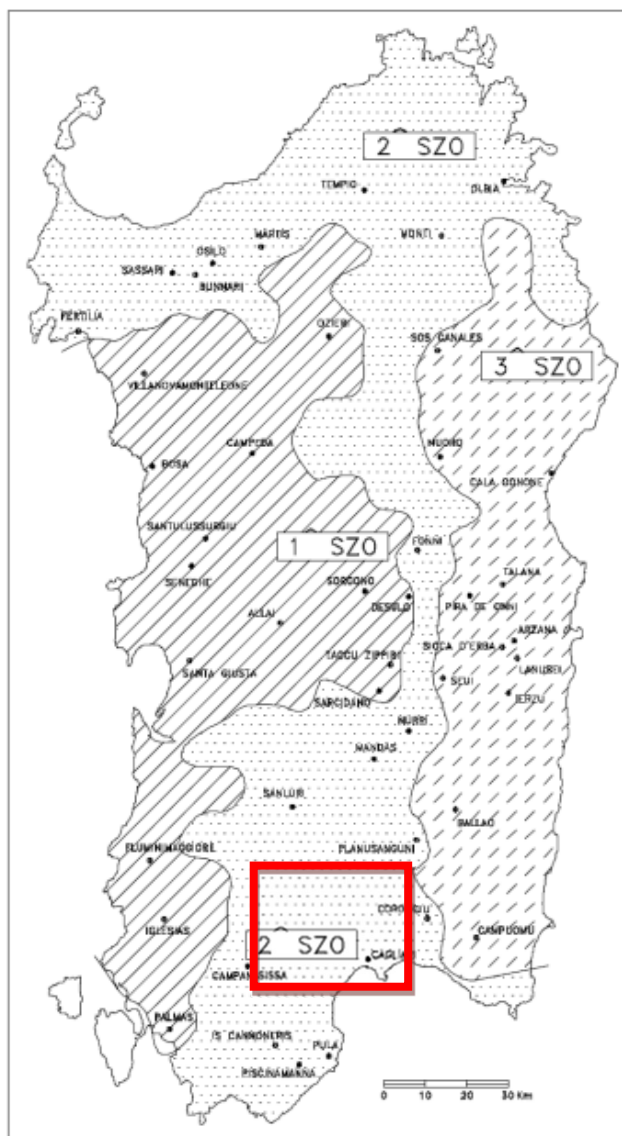


Figura 5 - Carta delle sottozone

3.4.3 Valutazione del coefficiente di deflusso Φ

Nell'applicazione della formula razionale merita particolare attenzione la valutazione del coefficiente di deflusso che viene definito come rapporto tra il volume d'acqua defluito attraverso la sezione terminale del bacino e il volume d'acqua caduto per precipitazione all'interno di tutto il bacino, ossia rappresenta il rapporto tra pioggia netta e pioggia totale. Esso dipende soprattutto dalla copertura vegetale, dalle caratteristiche del suolo e dalle relative condizioni iniziali di umidità diverse, in generale, da evento a evento.

In assenza di informazioni specifiche, si può valutare il coefficiente Φ del metodo razionale nei svariati modi che la letteratura specializzata propone, tra i quali:

- valutare Φ per diversi tipi di superficie, in funzione della pendenza i e del tempo di ritorno Tr della precipitazione, attraverso la Tabella della normativa tecnica della città di Austin (Texas, USA) (Chow e altri, 1988)

	2	5	10	50	100	200	500	1000	10000
asfalto	0.73	0.77	0.81	0.90	0.95	0.97	1.00	1.00	1.00
calcestruzzo, tetti	0.75	0.80	0.83	0.92	0.97	0.98	1.00	1.00	1.00
coltivazioni ($i=0-2\%$)	0.31	0.34	0.36	0.43	0.47	0.51	0.57	0.61	0.75
coltivazioni ($i=0-2\%$)	0.35	0.38	0.41	0.48	0.51	0.55	0.60	0.64	0.76
coltivazioni ($i>7\%$)	0.39	0.42	0.44	0.51	0.54	0.57	0.61	0.64	0.74
pascoli ($i=0-2\%$)	0.25	0.28	0.30	0.37	0.41	0.46	0.53	0.58	0.74
pascoli ($i=0-2\%$)	0.33	0.36	0.38	0.45	0.49	0.53	0.58	0.62	0.75
pascoli ($i>7\%$)	0.37	0.40	0.42	0.49	0.53	0.56	0.60	0.63	0.74
boschi ($i=0-2\%$)	0.22	0.25	0.28	0.35	0.39	0.43	0.48	0.52	0.65
boschi ($i=0-2\%$)	0.31	0.34	0.36	0.43	0.47	0.51	0.56	0.60	0.73
boschi ($i>7\%$)	0.35	0.39	0.41	0.48	0.52	0.55	0.58	0.61	0.72

- valutare Φ attraverso la formula di Harolds che pone:

$$\phi = \phi_{100}(Tr/100)^{0.2}$$

dove Φ è il coefficiente di deflusso relativo ad un generico tempo di ritorno Tr e Φ_{100} è il coefficiente di deflusso relativo a un tempo di ritorno di 100 anni. I valori di Φ_{100} , in funzione del tipo di terreno e della vegetazione, possono essere desunti dalla tabella seguente.

tipo di terreno	bassa densità vegetale	alta densità vegetale
impermeabile	0.85	0.77
debolmente permeabile	0.7	0.6
permeabile	0.55	0.5

- ricorrere al metodo del Curve Number, elaborato dal Soil Conservation Service.

Il coefficiente Φ può essere stimato col metodo del Curve Number (CN) secondo cui vale:

$$\Phi = \frac{(H - 0.2 \cdot S)^2}{H \cdot (H + 0.8 \cdot S)} \quad \text{con} \quad S = 254 \cdot \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il valore di CN è legato alle caratteristiche del terreno e della copertura vegetale.

L'applicazione di questo metodo presuppone, oltre la conoscenza della precipitazione totale H , la stima del massimo invaso S del suolo che, teoricamente, può assumere tutti i valori positivi compresi tra 0 (superficie perfettamente impermeabile) a infinito (nessuna formazione di deflusso superficiale). La valutazione di S , presuppone la stima del parametro CN, denominato curve number, che assume valori compresi tra 100 e 0. Il CN rappresenta l'attitudine del bacino esaminato a produrre deflusso e

si stima, sulla base dei valori riportati nella Tabella 1, in relazione alle caratteristiche ideologiche dei suoli e di copertura vegetale presenti nel bacino. La stima del CN presuppone inizialmente la determinazione del gruppo ideologico di ciascun suolo ricadente nel bacino e, all'interno di ciascun gruppo, l'individuazione di aree omogenee per destinazione d'uso, sistemazione e condizione idrica. A ciascuna area omogenea, di nota superficie, viene attribuito l'appropriato CN; il valore di CN dell'intero bacino si ottiene come media pesata, con peso la superficie, dei valori stimati per le singole aree omogenee.

Il metodo tiene anche conto delle condizioni di umidità del suolo antecedente all'inizio dell'evento AMC (*Antecedent Moisture Condition*). La definizione di AMC richiede la determinazione della precipitazione totale caduta dei cinque giorni precedenti l'evento in esame. Nel caso si ricada nella condizione AMCI (secca) o in quella AMCII (umida) devono essere utilizzati i valori di CN corretti, utilizzando i fattori FI e FIII, rispettivamente per la condizione secca e per quella umida, aventi le seguenti espressioni:

$$FI = 0.3 + 0.00636 \cdot CN \quad \text{valida per valori di CN compresi tra 20 e 95}$$

$$FIII = 3.4212 + 1.1999 \cdot \log(CN) \quad \text{valida per valori di CN compresi tra 95 e 100}$$

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

Figura 6 - Valori del CN in funzione delle caratteristiche idrologiche dei suoli e di copertura vegetale e per condizioni medie di umidità antecedenti l'evento (AMCII)

Classe	Valori di CN corrispondenti alle diverse classi AMC										
I	100	78	63	51	40	31	22	15	9	4	0
II	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
III	100	96	91	85	78	70	60	50	37	22	0

Figura 7 - Tabella di conversione per AMC I e III

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

Figura 8 - Caratteristiche dei gruppi di suolo.

Estrapolate le diverse tipologie di aree all'interno di ogni sottobacino, è stata effettuata una media pesata (con peso il valore in m² dell'area di uso del suolo omogeneo) al fine di definire il CN(II) medio con la seguente formula:

$$CN(II)_{medio} = \frac{\sum CN(II)_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

nella quale CN(II)_i è il valore del CN(II) riguardante l'i-esima area a cui è associato uno specifico uso del suolo, mentre A_i è il valore dell'area stessa in mq.

Tali valori sono stati poi cautelativamente incrementati relazionandoli allo stato di imbibizione del terreno prima dell'evento di piena. Si è considerata infatti la presenza di una pioggia superiore a 50 mm nei 5 giorni antecedenti l'evento di piena (classe A.M.C. III – pioggia totale nei cinque giorni precedenti l'evento). Il nuovo valore di CN, che tiene conto di tale considerazione, è denominato CN(III). La formula che lega il CN(II) al CN(III) è la seguente (formulazione di Chow - Applied Hydrology):

$$CN(III) = 23 \cdot CN(II) / 10 + 0.13 \cdot CN(II)$$

Si sono così ottenuti i valori del CN per i diversi bacini analizzati, ovvero quelli che prevedono il terreno in condizioni di massima saturazione.

Per il bacino in esame, il calcolo del CN ha restituito il valore di 87, decisamente basso e poco cautelativo. Per il calcolo della portata si è quindi deciso di attribuire al bacino il valore di **90**.

3.5 Valutazione della portata di piena

Mettendo a raffronto le stime effettuate con i criteri sopra esposti, vengono riportati i risultati dei calcoli delle portate di piena valutate con le formule descritte nei paragrafi precedenti, relativi al tempo di ritorno di 50 -100 - 200 – 500 anni.

Per la scelta della portata di piena da adottare, si può ritenere di poter scartare innanzitutto sia il metodo di Sirchia-Fassò, in quanto già scarsamente attendibile in partenza, sia i metodi di Lazzari e TCEV, in quanto, forniscono stime della portata di piena molto difforni dagli altri metodi. Per quanto riguarda la formula di Sirchia-Fassò si ricorda l'impossibilità di definire un tempo di ritorno della portata stimata, mentre il metodo di Lazzari è non applicabile ai bacini in esame e il metodo TCEV risulta scarsamente applicabile a bacini di piccole dimensioni, come quello in esame.

In merito al Metodo Razionale, sebbene caratterizzato dai problemi riguardo l'incertezza delle valutazioni relative ai tempi di corrivazione, alle precipitazioni ragguagliate e alle entità di piogge nette, i valori delle portate di piena così stimate con le diverse curve di possibilità pluviometrica, non presentano grosse differenze. In questo contesto, si può ritenere sufficientemente attendibile stimare le portate di piena adottando questa metodologia. Nello specifico si è ritenuto opportuno adottare il **metodo razionale** con precipitazione desunta dalle curve di possibilità pluviometrica di **Deidda-Piga-Sechi** essendo tale metodo più recente rispetto agli altri due e quindi anche il più attendibile.

Si riportano di seguito le portate di piena per il bacino con sezione di chiusura in corrispondenza dell'intersezione tra la cunetta in progetto e il rio Spinosu.

PORTATE DI PIENA - CUNETTA IN PROGETTO

tempo di ritorno	Tr	[anni]	20	50	100	200	500
------------------	----	--------	----	----	-----	-----	-----

SIRCHIA - FASSO'

portata di piena	Q	[m ³ /s]	47,807	47,807	47,807	47,8066	47,807
------------------	---	---------------------	--------	--------	--------	---------	--------

LAZZARI

LimSHm>50000			N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
parametro log-normale standardizzata	μ		-1,6196	-1,62	-1,62	-1,62	-1,62
parametro log-normale standardizzata	δ		0,358	0,358	0,358	0,358	0,358
portata di piena	Q	[m³/s]	0,13	0,19	0,26	0,33	0,45

TCEV

parametro modale e1	ε_1		0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
fattore di crescita (kt)	Kt		3,20	4,43	5,36	6,29	7,53
piena media annua	Qm		0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
portata di piena	Q	[m³/s]	0,39	0,54	0,65	0,76	0,91

RAZIONALE CAO - PUDDU

coefficiente delle relazioni lineari	a	[-]	1,306	1,306	1,306	1,306	1,306
coefficiente delle relazioni lineari	b	[-]	0,153	0,153	0,153	0,153	0,153
coefficiente delle relazioni lineari	c	[-]	0,344	0,344	0,344	0,344	0,344
coefficiente delle relazioni lineari	d	[-]	-0,008	-0,008	-0,008	-0,008	-0,008
altezza di precipitazione	hp	[mm]	25,82	29,93	33,02	36,14	40,31
altezza di precipitazione complessiva	hc	[mm]	25,82	29,93	33,02	36,14	40,31
altezza di precipitazione precedente	hpp	[mm]					
coefficiente di deflusso	φ	[-]	0,33	0,38	0,41	0,44	0,47
portata di piena (ϕ)	Q	[m ³ /s]	0,92	1,07	1,18	1,29	1,44
portata di piena	Q	[m³/s]	0,91	1,22	1,46	1,72	2,07

RAZIONALE PIGA - LIGUORI

coefficiente delle relazioni lineari	a	[-]	1,2963	1,2963	1,2963	1,29626	1,2963
coefficiente delle relazioni lineari	b	[-]	0,1675	0,1675	0,1675	0,16749	0,1675
coefficiente delle relazioni lineari	c	[-]	0,3597	0,3597	0,3597	0,3597	0,3597
coefficiente delle relazioni lineari	d	[-]	-0,0179	-0,018	-0,0179	-0,0179	-0,018
altezza di precipitazione	hp	[mm]	26,65	31,44	35,09	38,82	43,86
altezza di precipitazione complessiva	hc	[mm]	26,65	31,44	35,09	38,82	43,86
altezza di precipitazione netta	hn	[mm]	8,96	12,31	15,04	17,92	21,98
coefficiente di deflusso	φ	[-]	0,34	0,39	0,43	0,46	0,50
portata di piena (ϕ)	Q	[m ³ /s]	0,95	1,12	1,25	1,39	1,57
portata di piena (CN)	Q	[m³/s]	0,97	1,33	1,63	1,94	2,38

RAZIONALE DEIDDA - PIGA - SECHI

altezza di precipitazione	hp	[mm]	27,09	31,59	34,89	38,17	42,62
altezza di precipitazione complessiva	hc	[mm]	27,09	31,59	34,89	38,17	42,62
altezza di precipitazione netta	hn	[mm]	9,26	12,43	14,88	17,42	20,97
coefficiente di deflusso	φ	[-]	0,34	0,39	0,43	0,46	0,49
portata di piena (ϕ)	Q	[m ³ /s]	0,97	1,13	1,25	1,36	1,52
portata di piena (CN)	Q	[m³/s]	1,00	1,35	1,61	1,89	2,27

4 VERIFICA IDRAULICA DELLA CUNETTA

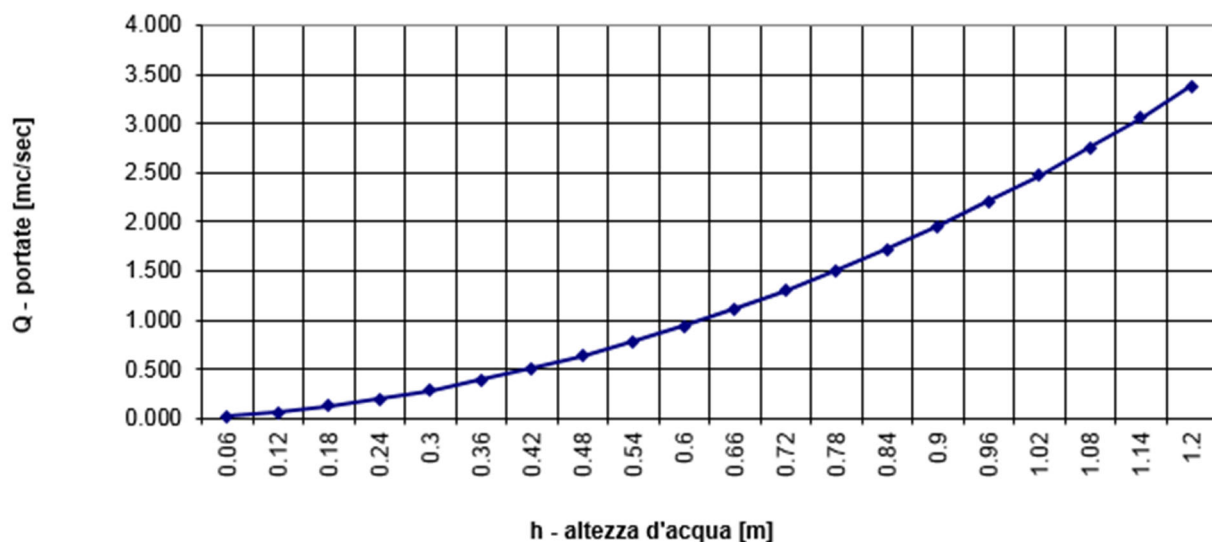
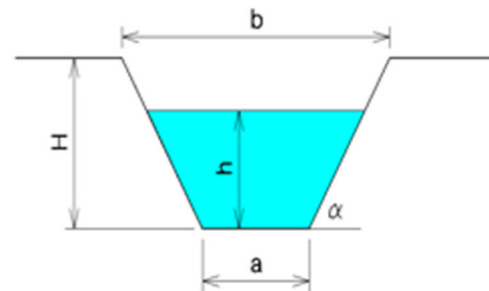
La cunetta di smaltimento delle acque bianche dell'abitato, viene verificata in moto uniforme mediante la formula di Chezy.

Di seguito si riportano i dati della sezione e la scala delle portate.

Si nota che la portata ventennale di progetto di 1 mc/s scorre con un tirante di 0.62 m.

Caratteristiche della sezione

H	1.20	ALTEZZA [m]
a	0.50	[m]
b	1.50	[m]
h	3.00	[m]
m	0.35	Coeff. di scabrosità di Kutter



h	a	alfa	90-alfa	p	m	Pb	A	Ri	c	V	Q
0.06	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	0.63	0.03	0.05	38.98	0.62	0.02
0.12	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	0.76	0.07	0.09	45.71	0.95	0.06
0.18	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	0.89	0.10	0.12	49.35	1.19	0.12
0.24	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.02	0.14	0.14	51.77	1.38	0.20
0.30	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.15	0.19	0.16	53.57	1.53	0.29
0.36	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.28	0.23	0.18	54.99	1.66	0.39
0.42	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.41	0.28	0.20	56.16	1.78	0.50
									57.17	1.89	0.63
0.48	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.54	0.34	0.22			
									58.04	1.99	0.78
0.54	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.67	0.39	0.23			
0.62	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.85	0.47	0.26	59.10	2.11	1.00
0.66	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	1.93	0.51	0.27	59.53	2.17	1.11
0.72	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.06	0.58	0.28	60.17	2.25	1.30
0.78	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.19	0.64	0.29	60.77	2.33	1.50
0.84	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.32	0.71	0.31	61.32	2.41	1.72
0.90	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.45	0.79	0.32	61.83	2.48	1.95
0.96	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.58	0.86	0.33	62.31	2.55	2.20
1.02	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.71	0.94	0.35	62.77	2.62	2.47
1.08	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.84	1.03	0.36	63.20	2.69	2.76
1.14	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	2.97	1.11	0.37	63.61	2.75	3.06
1.20	0.50	1.18	0.39	0.01	0.35	3.10	1.20	0.39	64.00	2.82	3.38
0.50	0.50	1.18	1.50	0.01	0.35	1.58	3.78	2.38	81.52	8.90	33.61

5 VERIFICA IDRAULICA DELL'ARGINATURA

Per le verifiche idrauliche dell'arginatura in progetto, eseguite in moto permanente e nel rispetto delle Norme Tecniche del PAI, si rimanda allo studio di compatibilità idraulica allegato al progetto definitivo.