



Autorita' d'ambito -
A.T.O. SARDEGNA



REGIONE
AUTONOMA DELLA
SARDEGNA



Gestore unico del servizio idrico integrato dell'ATO Sardegna

INTERCONNESSIONE CON IL POTABILIZZATORE DI TORPE' REALIZZAZIONE DELLA DORSALE SUD-NORD

CONCORRENTE:

Costituenda A.T.I.



PROGETTISTA INDICATO:

Costituenda A.T.I.



Dott. Geologo
F. CALZOLETTI
(Mandante)



PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato:

A.5

RELAZIONE IDROLOGICA

Data	Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
27.05.2016	0	Prima emissione	F.Di Giorgio	A.Ottavianelli	S.Lucianetti

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	2
2	ANALISI IDROLOGICA	3
2.1	METODO DI CALCOLO	3
2.1.1	<i>Metodo razionale</i>	3
2.1.2	<i>Progetto VAPI.....</i>	4
2.2	STIMA DELLA PORTATA DI PICCO.....	7
2.2.1	<i>Bacini idrografici.....</i>	7
2.2.2	<i>Periodo di ritorno e tempo di corrivazione.....</i>	8
2.2.3	<i>Intensità di pioggia</i>	8
2.2.4	<i>Bacini idrografici.....</i>	11
3	VERIFICHE IDRAULICHE	11
3.1	MOTO UNIFORME NEI CANALI A PELO LIBERO.....	11
3.2	VERIFICHE	12

1 INTRODUZIONE

L'intervento in progetto ricade nello Schema n°8 Siniscola del NPRGA, a servizio dei Comuni di Siniscola, Torpè, Budoni, Posada e S. Teodoro, e in particolare prevede interventi, comprendenti la realizzazione di alcune opere d'arte di linea, sulla dorsale Nord-Sud dello Schema.

La presente relazione, redatta ai sensi dell'art. 26, comma 1, lettera b), del D.P.R. 207/2010, ha lo scopo di illustrare i calcoli effettuati per il dimensionamento delle canalette di raccolta acque piovane, previste a servizio dei seguenti serbatoi in progetto:

- Serbatoio Matta e Peru, a cui giungeranno le acque provenienti dal partitore San Simone, ubicato ad una quota di circa 110 m s.l.m.;
- Serbatoio Tanaunella, a cui giungeranno le acque provenienti dal partitore Limpiddu, posizionato ad una quota di circa 100 m s.l.m..



Figura 1: Ubicazione dei serbatoi in progetto.

Entrambi i manufatti ricadono nel sub-bacino denominato Posada-Cedrina, di cui è stata adottata la variante con Delibera del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino n°2 del 25 febbraio 2010.

In particolare, la Figura 2 mostra come il serbatoio Matta e Peru sia posizionato sulla vetta di un altopiano, e dunque il bacino idrografico che ha quale sezione di chiusura la canaletta di raccolta

acque piovane di tale serbatoio ha un'area pressoché nulla. In considerazione di ciò, nel seguito della relazione si procede a verificare soltanto la canaletta del serbatoio Tanaunella.

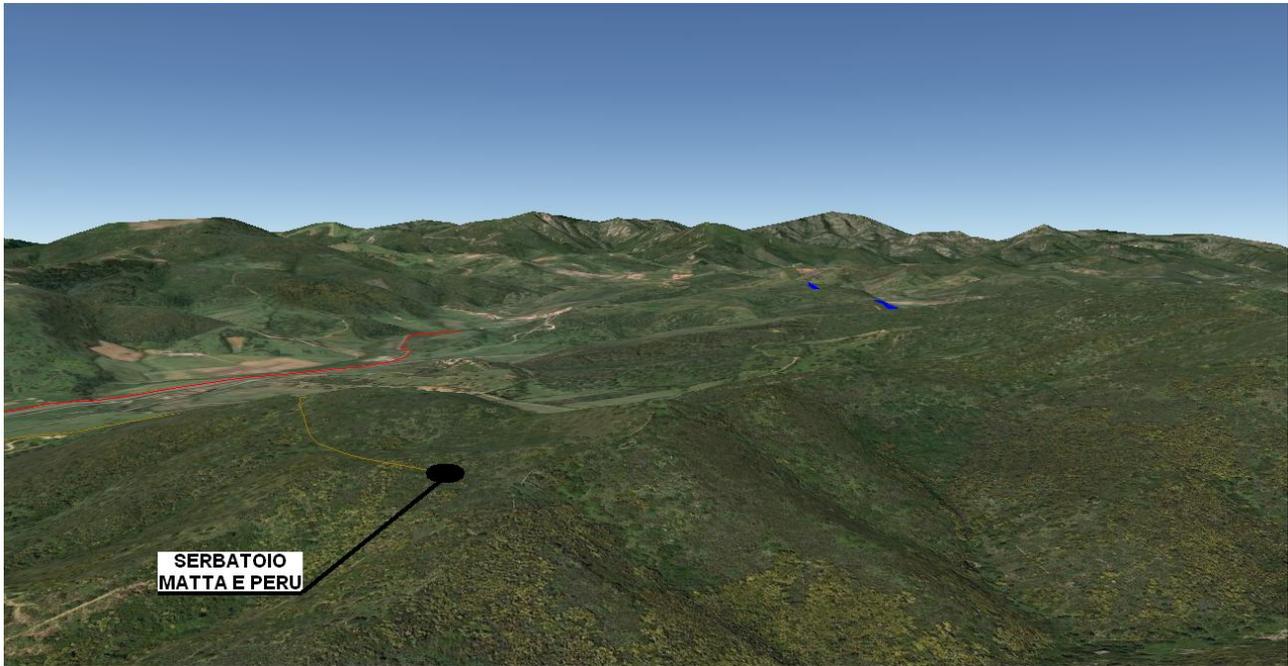


Figura 2: Dettaglio ubicazione del serbatoio Matta e Peru.

2 ANALISI IDROLOGICA

2.1 METODO DI CALCOLO

2.1.1 Metodo razionale

Trattandosi di un bacino di piccole dimensioni, la stima della portata massima Q che l'evento di pioggia critico determinerà, per un dato bacino idrografico, in una sezione idraulica di controllo, si effettua con il Metodo Razionale:

$$Q = \varphi i A$$

dove:

- φ , coefficiente di deflusso;
- i , intensità di pioggia con tempo di ritorno T e durata pari al tempo di corrivazione t_c del bacino;
- A , area del bacino.

Il metodo razionale si fonda sull'uso della curva segnalatrice di probabilità pluviometrica, e sulle ipotesi seguenti:

1. Isofrequenza: piogge di tempo di ritorno T generano portate al picco di identico tempo di ritorno T;
2. A parità di tempo di ritorno T, la portata al colmo maggiore è quella determinata dall'evento di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione (che diventa quindi tempo critico e dunque in riferimento a tale tempo va calcolata l'intensità di pioggia i);
3. La portata al colmo Q determinata da una pioggia di intensità costante e durata t_c è proporzionale al prodotto tra l'intensità di pioggia ragguagliata all'area e l'area A del bacino, attraverso un coefficiente φ che comprende l'effetto delle perdite per infiltrazione.

Il tempo di corrivazione, ossia il tempo che impiega la particella idraulicamente più lontana per arrivare alla sezione di chiusura del bacino, è espresso dalla formula di Giandotti (1934):

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{H}} = [ore]$$

con:

- A, area del bacino [km²];
- L, lunghezza dell'impluvio principale [km];
- H, differenza tra l'altitudine media H_m del bacino rispetto al livello del mare e la quota H_0 della sezione di chiusura rispetto al livello del mare ($H = H_m - H_0 = [m]$).

2.1.2 Progetto VAPI

Per la valutazione dell'intensità di pioggia di durata τ e tempo di ritorno T si utilizzano i risultati del Progetto VAPI per la stima delle portate dei corsi d'acqua della Sardegna, e in particolare le elaborazioni che si riferiscono agli eventi piovosi brevi ed intensi.

Le elaborazioni relative agli eventi brevi ed intensi sono state condotte su di una base dati costituita dalle massime piogge annue di durata pari a 30, 45 e 60 minuti e 3, 6, 12 e 24 ore, rilevate nel periodo 1929-1982 in 46 stazioni pluviografiche della regione Sardegna con almeno 17 anni di osservazioni. Tali elaborazioni hanno consentito di estrapolare delle espressioni del coefficiente di crescita K_7 , definito dal rapporto fra la precipitazione di assegnato tempo di ritorno e la pioggia indice:

$$K_T(\tau) = h_T(\tau) / \mu(\tau)$$

dove:

- $h_T(\tau)$ è l'altezza di pioggia di durata τ con assegnato tempo di ritorno T;
- $\mu(\tau)$ è la pioggia indice di durata τ .

Nell'analisi delle piogge brevi ed intense sono state adottate al primo ed al secondo livello di regionalizzazione le medesime procedure di stima dei parametri impiegate per le piogge giornaliere. In particolare, è stata verificata ed accolta per tutte le durate τ , l'esistenza di una sola Zona Omogenea (ZO) al primo livello di regionalizzazione, caratterizzata dalla costanza del coefficiente d'asimmetria e dei parametri di modello Λ^* e θ^* ; e, al contrario, l'esistenza di tre Sottozone Omogenee (SZO) al secondo livello di regionalizzazione, ognuna caratterizzata dalla costanza del coefficiente di variazione e del parametro AI . Per quanto concerne i parametri Λ^* , θ^* e AI , come visibile nella tabella riportata di seguito, l'indagine ha evidenziato una stretta dipendenza dei valori dalla durata dell'evento.

durata	Λ^*	θ^*	Λ_1		
			1 ^a SZO	2 ^a SZO	3 ^a SZO
30'	0.5717	1.402	12.88	11.78	10.35
45'	0.5717	1.805	17.80	15.11	13.20
60'	0.5717	2.207	26.55	20.85	16.55
3 ore	0.5717	2.207	31.06	27.40	15.31
6 ore	0.5717	2.207	47.39	29.16	12.94
12 ore	0.5717	2.207	45.85	31.57	10.17
24 ore	0.5717	2.207	56.29	27.12	8.07

Tabella 1: Parametri statistici dei massimi annuali delle altezze di pioggia di diversa durata.

Fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata all'interno di ciascuna SZO, risulta univocamente determinata la relazione tra il periodo di ritorno T e il valore del coefficiente di crescita K_T . In particolare, per tempi di ritorno sino a 10 anni l'andamento di K_T al variare della durata τ risulta adeguatamente interpretato in tutta la regione da un'unica espressione monomia:

$$K_T = aI \tau^{nI}$$

dove i coefficienti aI ed nI dipendono dal tempo di ritorno T e dalla posizione geografica del bacino, secondo le espressioni:

1° SZO: $aI = 0.66105 + 0.85994 \text{ Log } T$; $nI = -0.13558 \cdot 10^{-3} - 0.13660 \cdot 10^{-1} \text{ Log } T$

2° SZO: $aI = 0.64767 + 0.89360 \text{ Log } T$; $nI = -0.60189 \cdot 10^{-2} + 0.32950 \cdot 10^{-3} \text{ Log } T$

$$3^{\circ} \text{ SZO: } a1 = 0.62408 + 0.95234 \text{ Log T} \quad ; \quad n1 = -0.25392 \cdot 10^{-1} + 0.47188 \cdot 10^{-1} \text{ Log T}$$

Al crescere di T, l'andamento presenta un ginocchio sempre più marcato in corrispondenza della durata di 1 ora. Tale circostanza ha reso necessario, per tempi di ritorno da 10 a 1000 anni, l'introduzione delle due espressioni seguenti, valide rispettivamente per durate inferiori e superiori ad 1 ora:

$$K_T = a2 \tau^{n2'} \quad \text{per } \tau \leq 1 \text{ ora}$$

$$K_T = a2 \tau^{n2''} \quad \text{per } \tau \geq 1 \text{ ora}$$

L'espressione dei coefficienti $a2$, $n2'$ e $n2''$ per le tre SZO è riportata di seguito.

$$1^{\circ} \text{ SZO: } a2 = 0.46378 + 1.0386 \text{ Log T};$$

$$n2' = -0.18449 + 0.23032 \text{ Log T} - 0.33330 \cdot 10^{-1} (\text{Log T})^2;$$

$$n2'' = -0.10563 \cdot 10^{-1} - 0.79034 \cdot 10^{-2} \text{ Log T};$$

$$2^{\circ} \text{ SZO: } a2 = 0.44182 + 1.0817 \text{ Log T};$$

$$n2' = -0.18676 + 0.24310 \text{ Log T} - 0.35453 \cdot 10^{-1} (\text{Log T})^2;$$

$$n2'' = -0.56593 \cdot 10^{-2} - 0.40872 \cdot 10^{-2} \text{ Log T};$$

$$3^{\circ} \text{ SZO: } a2 = 0.41273 + 1.1370 \text{ Log T};$$

$$n2' = -0.19055 + 0.25937 \text{ Log T} - 0.38160 \cdot 10^{-1} (\text{Log T})^2;$$

$$n2'' = 0.15878 \cdot 10^{-1} + 0.76250 \cdot 10^{-2} \text{ Log T}.$$

Per piogge brevi ed intense, la pioggia indice $\mu(\tau)$ di durata τ (ossia la media dei massimi annui delle piogge di durata τ) è espressa in forma monomia dalla relazione:

$$\mu(\tau) = a0 \tau^{n0}$$

Per valutare i valori $a0$ ed $n0$ anche in siti non osservati, dopo aver esplorato alcune ipotesi alternative basate su correlazioni con i parametri morfologici e sull'impiego di superfici interpolari, risultate tuttavia non praticabili per l'esiguo numero di stazioni osservate, sono state elaborate delle relazioni che legano tali parametri all'altezza di pioggia giornaliera media μ_g , ricavabile dalla carta regionale delle isoiete in funzione delle coordinate geografiche del bacino.

$$a0 = \mu_g / (0.886 * 24^{n0})$$

$$n0 = -0.493 + 0.476 \text{ Log } (\mu_g)$$

Nota quindi anche μ_g , è immediato calcolare l'altezza di pioggia $h_T(\tau)$ di durata τ con assegnato tempo di ritorno T , semplicemente moltiplicando la pioggia indice $\mu(\tau)$ per il coefficiente di crescita $K_T(\tau)$. Peraltro, come anticipato nel paragrafo precedente, procedendo con il Metodo Razionale il tempo critico per il bacino, ossia il tempo τ in riferimento al quale va calcolata l'intensità di pioggia i , coincide con il tempo di corrivazione t_c , e dunque l'intensità di pioggia cercata è espressa semplicemente dalla relazione seguente:

$$i_T(t_c) = h_T(t_c) / \mu(t_c)$$

Si fa notare che nelle formulazioni menzionate finora, le precipitazioni h e μ sono espresse in mm, le durate τ in ore e il tempo di ritorno T in anni; le relazioni relative agli eventi brevi ed intensi sono valide per tempi di ritorno da 2 a 1000 anni e durate da 30 minuti a 24 ore.

2.2 STIMA DELLA PORTATA DI PICCO

2.2.1 Bacini idrografici

Il serbatoio in progetto ricade nel bacino idrografico del fiume Posada, sub-bacino Posada-Cedrina. L'immagine seguente mostra il bacino idrografico che ha come sezione di chiusura la canaletta di raccolta acque piovane della serbatoio Tanaunella. Tale bacino ha forma allungata ed una superficie molto ridotta vista l'ubicazione del manufatto.

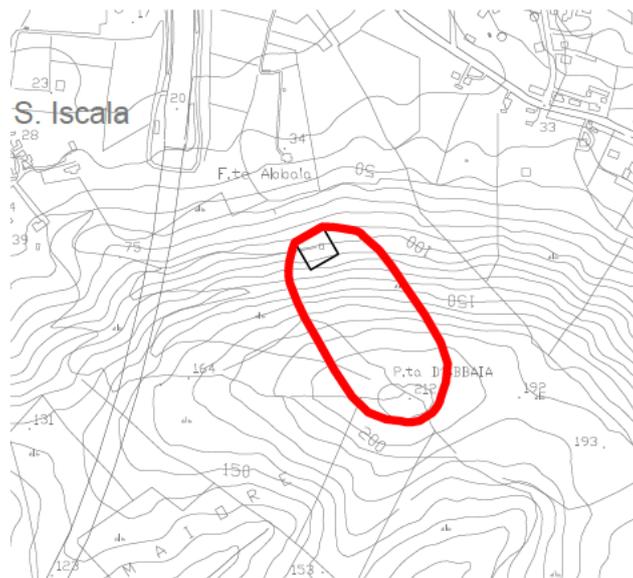


Figura 3: Bacini idrografici con sezioni di chiusura il serbatoio Tanaunella.

Le principali caratteristiche del bacino in analisi, funzionali alla stima della portata al colmo, sono riassunte in Tabella 2.

A [m ²]	L [m]	H ₀ [m s.l.m.]	H _m [m s.l.m.]	H [m]
58600	370	100	156	56

Tabella 2: Caratteristiche bacino idrografico in analisi.

Al riguardo, si ricorda che A rappresenta l'area del bacino, L la lunghezza dell'impluvio principale, ed $H = H_m - H_0$, la differenza tra l'altitudine media (H_m) e minima (H_0) del bacino.

Il coefficiente di deflusso φ , trattandosi di zone non fabbricate/pavimentate, per lo più boschive o comunque a prato, viene assunto pari a 0,05.

2.2.2 Periodo di ritorno e tempo di corrivazione

Con riferimento al metodo di calcolo e alle caratteristiche morfologiche e dimensionali del bacino esposti nei precedenti paragrafi, si stima un tempo di corrivazione t_c di 0,25 ore, ossia 15 minuti.

Il periodo di ritorno T scelto quale riferimento per la valutazione dell'intensità di pioggia mediante le relazioni VAPI, è di 200 anni. Il paragrafo che segue è dunque dedicato al calcolo di $h_{200}(0,25)$, ossia l'altezza di pioggia h di durata t_c con tempo di ritorno T dell'evento piovoso di 200 anni.

2.2.3 Intensità di pioggia

Come evidenziato in Figura 4, il bacino in esame ricade nella Sottozona Omogenea SZO2, all'interno della quale i coefficienti a_2 ed n_2' , funzionali al calcolo del coefficiente di crescita K_T per periodo di ritorno pari a 200 anni e durate inferiori ad 1 ora, assumono i valori seguenti:

$$a_2 = 0.44182 + 1.0817 \text{ Log } T = 2,9308$$

$$n_2' = -0.18676 + 0.24310 \text{ Log } T - 0.35453 \cdot 10^{-1} (\text{Log } T)^2 = 0,1849$$

Noti tali coefficienti, si ricava il coefficiente probabilistico di crescita per periodo di ritorno pari a 200 anni e durate dell'evento piovoso di 0.25 ore:

$$K_{200}(0,25) = 2,28$$

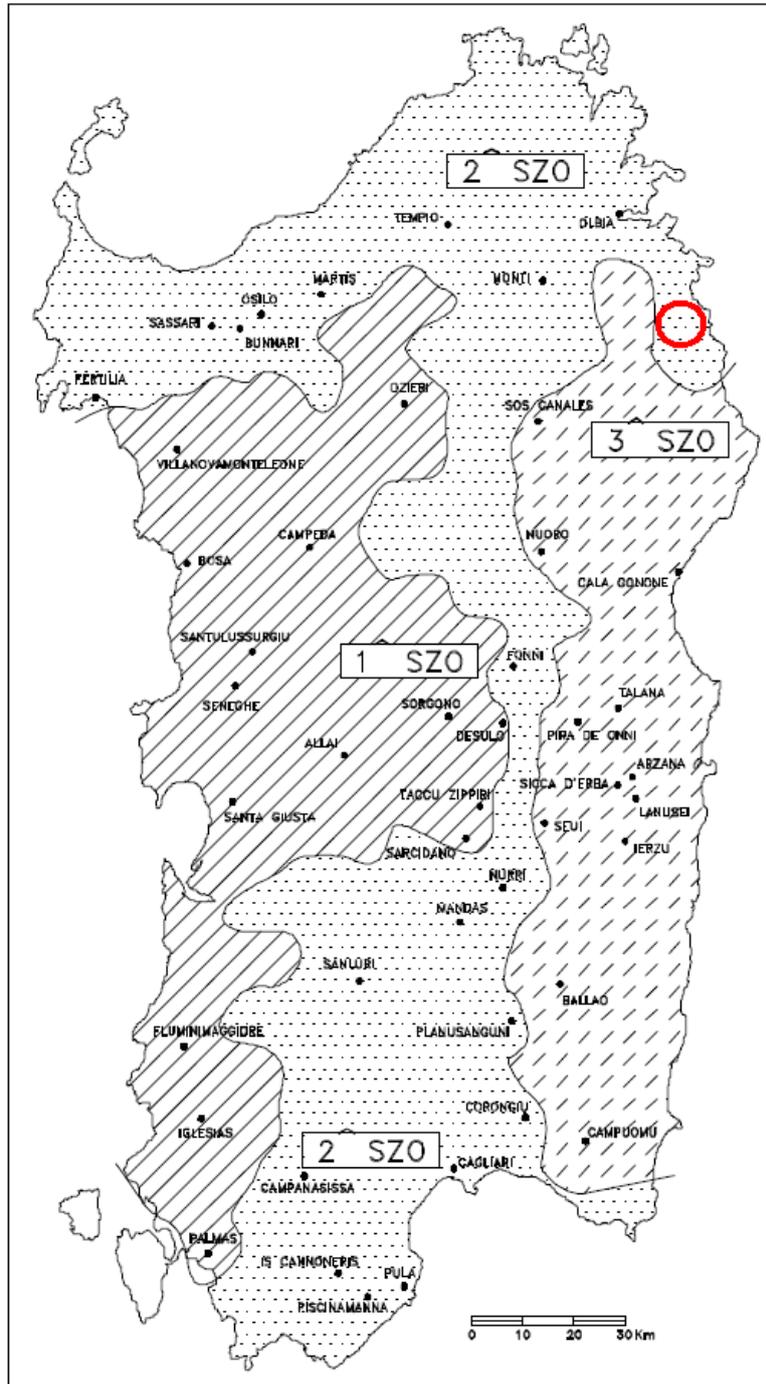


Figura 4: Sottozone relative alla regionalizzazione della curva di possibilità pluviometrica con la distribuzione TCEV.

L'ubicazione del bacino idrografico in esame sulla carta delle isoiete della precipitazione indice giornaliera, evidenziata in Figura 5, consente di ricavare per entrambi i bacini un valore di μ_g pari a 80 mm.

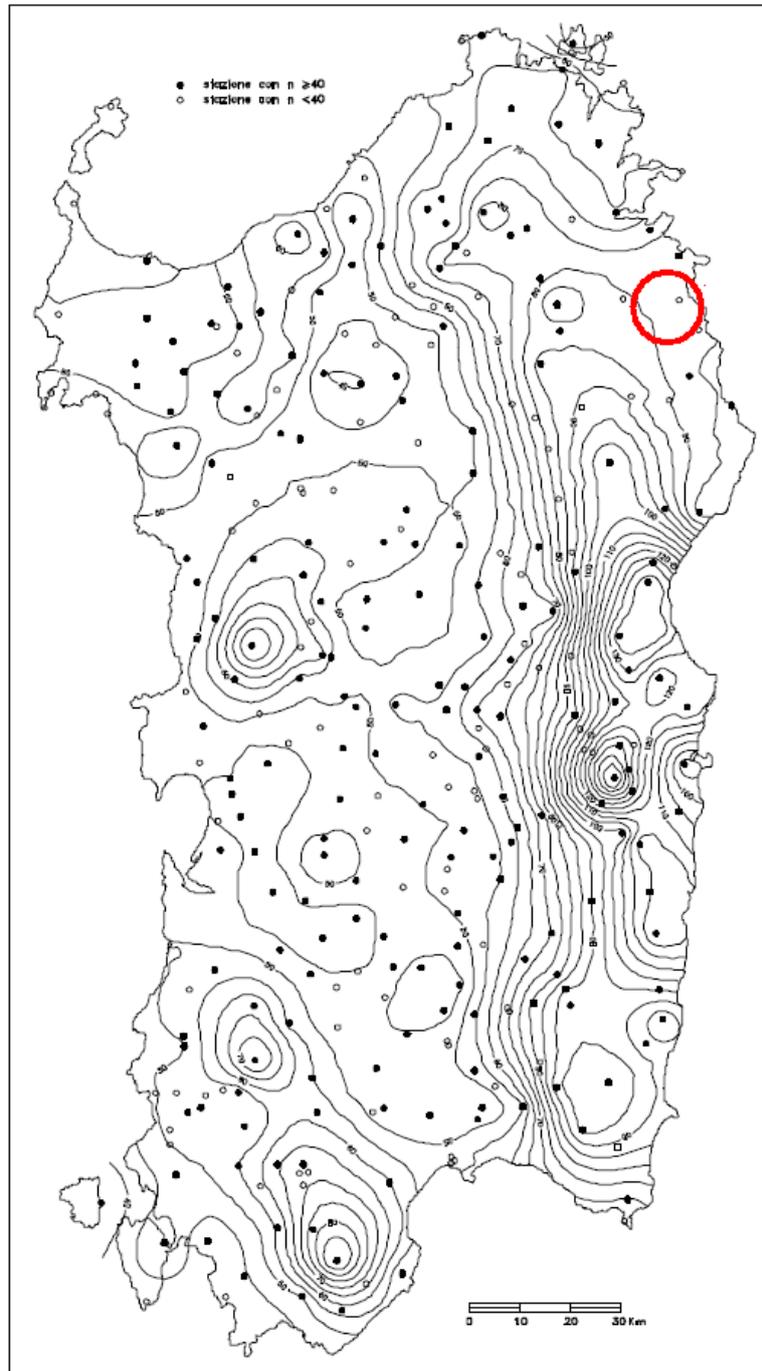


Figura 5: Carta delle isoiete (intervallo 5 mm) della precipitazione indice giornaliera μ_g .

Con tale valori di altezza di pioggia si ottengono i coefficienti $a0$ ed $n0$ seguenti:

$$a0 = \mu_g / (0.886 * 24^{n0}) = 24.3113$$

$$n0 = - 0.493 + 0.476 \text{ Log } (\mu_g) = 0.4129$$

E dunque un valore di pioggia indice di durata t_c pari a:

$$\mu (0.25) = 13.82 \text{ mm}$$

Nota quindi anche l'altezza indice, è immediato ricavare l'altezza di pioggia di durata t_c e tempo di ritorno 200 anni, nonché l'intensità di pioggia corrispondente:

$$h_{200}(0.25) = 31.44 \text{ mm}$$

$$i_{200}(0.25) = 123.56 \text{ mm/ora}$$

2.2.4 Bacini idrografici

L'applicazione del Metodo Razionale al bacino idrografico che ha come sezione di chiusura la canaletta di raccolta acque piovane della serbatoio Tanaunella, conduce alla stima della seguente portata massima in arrivo alle canaletta:

$$Q = \varphi i A = 0.101 \text{ m}^3/\text{s}$$

3 VERIFICHE IDRAULICHE

3.1 MOTO UNIFORME NEI CANALI A PELO LIBERO

Il moto dell'acqua nella canaletta in progetto può essere schematizzato come un moto uniforme a pelo libero in una canale a sezione trapezia.

L'ipotesi di moto uniforme equivale a considerare i caratteri cinematici della corrente, caratterizzata da traiettorie rettilinee e parallele, costanti sia nel tempo (trattasi, dunque, di un particolare moto permanente) sia nello spazio (altezza idrica, velocità media nella sezione trasversale, portata e distribuzione della pressione nella stessa), come avviene in una condotta ad asse rettilineo percorsa da una portata costante, in assenza di salti di fondo, curve o variazioni di sezione. Sotto tale ipotesi, la pendenza media motrice i_m , pari al rapporto tra la differenza di quota Y e la distanza L tra il punto di partenza e quello di arrivo, è esattamente pari alla pendenza piezometrica J (la corrente, cioè, presenta una superficie isobarica su cui la pressione relativa è nulla) che rappresenta le dissipazioni energetiche per unità di lunghezza (De Marchi, 1986):

$$i_m = J$$

Tale identità costituisce l'equazione fondamentale del moto uniforme.

Supponendo che il moto sia uniforme e turbolento ($Re \geq 4000$), caratterizzato cioè da resistenze dovute prevalentemente alla turbolenza e non alla viscosità, la velocità media V può essere espressa con la formula di Chézy (1770):

$$V = \chi (R i_m)^{0.5}$$

Sfruttando quindi l'equazione di continuità del fluido ed utilizzando per il coefficiente di conduttanza χ l'espressione di Gauckler-Stickler ($\chi = k_s R^{1/3}$), si ottiene la relazione che esprime la portata del canale a pelo libero:

$$Q = A k_s R^{2/3} i_m^{1/2}$$

con:

- Q , portata del canale;
- A , area della sezione trasversale della corrente (detta area bagnata);
- k_s , coefficiente di Gauckler-Stickler;
- R , raggio idraulico, pari al rapporto tra l'area bagnata A ed il perimetro della sezione del canale bagnato dalla corrente (detto contorno bagnato);
- i_m , pendenza del fondo.

3.2 VERIFICHE

La verifica della canaletta in progetto si effettua considerando un pendenza i_m dell'1% e sezione trapezia di dimensioni:

- B = base maggiore = 40 cm;
- b = base minore = 30 cm;
- H = altezza = 30 cm.

Il coefficiente di Gauckler-Strickler, trattandosi di una canaletta in terra abbastanza regolare, si assume pari a $50 \text{ s}^{-1} \text{ m}^{1/3}$.

La Tabella 3 mostra la scala di deflusso corrispondente a tale configurazione.

La portata massima in arrivo alla canaletta di raccolta acque piovane del serbatoio Tanaunella, stimata nei paragrafi precedenti, è pari a $0,101 \text{ m}^3/\text{s}$. A tale portata corrisponde una velocità di $1,14 \text{ m/s}$ ed un'altezza di deflusso di $26,14 \text{ cm}$; il grado di riempimento corrispondente è 87%.

h [cm]	P [cm]	A [m ²]	R [m]	Q [m ³ /s]	V [m/s]
1.5	33.041	0.005	0.014	0.001	0.287
3.0	36.083	0.009	0.025	0.004	0.432
4.5	39.124	0.014	0.035	0.007	0.539
6.0	42.166	0.019	0.044	0.012	0.624
7.5	45.207	0.023	0.052	0.016	0.695
9.0	48.249	0.028	0.059	0.021	0.756
10.5	51.290	0.033	0.065	0.027	0.808
12.0	54.331	0.038	0.071	0.033	0.855
13.5	57.373	0.044	0.076	0.039	0.896
15.0	60.414	0.049	0.081	0.046	0.934
16.5	63.456	0.054	0.085	0.052	0.968
18.0	66.497	0.059	0.089	0.059	0.999
19.5	69.539	0.065	0.093	0.067	1.028
21.0	72.580	0.070	0.097	0.074	1.055
22.5	75.621	0.076	0.100	0.082	1.080
24.0	78.663	0.082	0.104	0.090	1.104
25.5	81.704	0.087	0.107	0.098	1.126
27.0	84.746	0.093	0.110	0.107	1.147
28.5	87.787	0.099	0.113	0.116	1.167
30.0	90.828	0.105	0.116	0.125	1.187

Tabella 3: Scala di deflusso delle canalette in progetto.

In conclusione, la canaletta è sufficiente ad accogliere la portata massima in arrivo valutata assumendo un tempo ritorno dell'evento piovoso di 200 anni.

Il Progettista

.....