



COMUNE SAN SPERATE

COMMITTENTE

**Amministrazione Comunale di
SAN SPERATE**

SINDACO

ASS.RE URBANISTICA

Fabrizio Madeddu Roberto Schirru

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Stefania Mameli

PROGETTISTA INCARICATO

Ing. Alessandro Salis
Via Palomba 53, 09128 Cagliari
tel. 3466759914
mail ing.alessandrosalis.ca@gmail.com

Geol. Luigi Maccioni
Via Cavalcanti 1, 09047 Selargius
tel. 335244024
mail maccionisigea@gmail.com

PROPOSTA DI VARIANTE AL PAI (Art. 37 - Comma 3 lett.b NTA del P.A.I.) Aree a pericolosità e rischio idraulico

Relazione Idrologica

Elaborato

Elaborato

2

Scala

Data

OTTOBRE 2024

Rev.

INDICE

1 - ANALISI IDROLOGICA	2
1.1 CONSIDERAZIONI GENERALI SUL FENOMENO	2
1.2 INDIVIDUAZIONE DEI PARAMETRI DI BACINO	5
1.3 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO – METODI DIRETTI.....	6
1.4 DETERMINAZIONE DELLA PORTATA DI PROGETTO – METODI INDIRETTI	7

1 - ANALISI IDROLOGICA

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

- ✓ sono state individuate le superfici scolanti elementari, con valori areali compresi tra i 100 m² e il chilometro quadrato;
- ✓ sono state aggregate le superfici di cui sopra, individuando i bacini idrografici afferenti ai corsi d'acqua oggetto di valutazione idraulica o per i quali si valutata l'interazione con le aree di pertinenza.
- ✓ per i bacini inquadrati sono state determinate le aste principali, le grandezze geomorfologiche, le grandezze idrologiche
- ✓ con l'applicazione delle metodologie note sono state effettuate le valutazioni idrologiche al fine di definire i valori delle portate di calcolo.

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

1.1 Considerazioni generali sul fenomeno

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

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

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

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

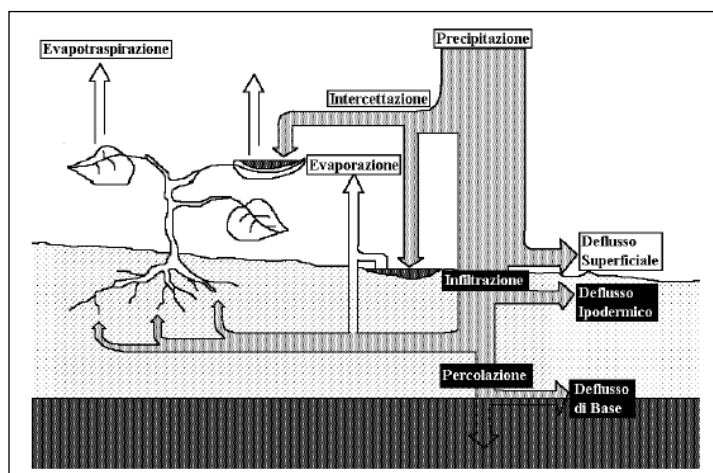


Figura 1- Elementi che concorrono al bilancio idrologico del processo "afflussi-deflussi"

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

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

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

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

Nella sua formulazione, venivano assunte le seguenti semplificazioni:

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

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

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

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

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

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

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

1.2 Individuazione dei parametri di bacino

Con l'ausilio di codici specifici per l'idrologia in ambiente GIS è stata dunque eseguita la prima fase di processo dei dati. Successivamente sono stati definiti, per ogni cella¹, la direzione del flusso, la direzione di massima pendenza, il numero di celle a monte che contribuiscono al flusso, la rete di drenaggio, le aree di drenaggio per ogni segmento idrico, etc..., ai fini di ottenere il quadro completo che concorre all'individuazione dei parametri di bacino.

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

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

1.3 Determinazione della portata di progetto – Metodi diretti

Analisi regionale

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

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

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

per i bacini della parte occidentale dell'isola e

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

per i bacini della parte orientale.

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

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

caratterizzata dai quattro parametri λ_1 , λ_2 , θ_1 , θ_2 .

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

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

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

mentre

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

Per quanto concerne il campo di applicazione di questa metodologia, si rileva che essa deriva dall'analisi di serie storiche relative alle stazioni che sottendono bacini di estensione superiore a circa 60 Km².

I casi specifici non rientrano nei casi previsti.

1.4 Determinazione della portata di progetto – Metodi indiretti

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

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

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

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

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

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

Altezza di pioggia critica

Metodo TCEV

Eventi di pioggia particolarmente intensi sfuggivano alla capacità di previsione delle curve di possibilità pluviometriche formulate da curve a due parametri, si è reso pertanto necessario sviluppare una trattazione

capace di interpretare più fedelmente eventi di breve durata, anche utilizzando curve di distribuzione con un maggior numero di parametri.

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

Le equazioni elaborate sono:

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

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

con

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

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

avendo indicato con μ_g il valore medio giornaliero della pioggia il cui valore è rilevabile nella seguente carta. I parametri a_2' , a_2'' e b_2' , b_2'' contraddistinguono invece la sottozona di appartenenza, l'area in esame insiste nella **Sottozona 1**, l'altezza di pioggia indice si attesta su valori nell'intorno di 45.

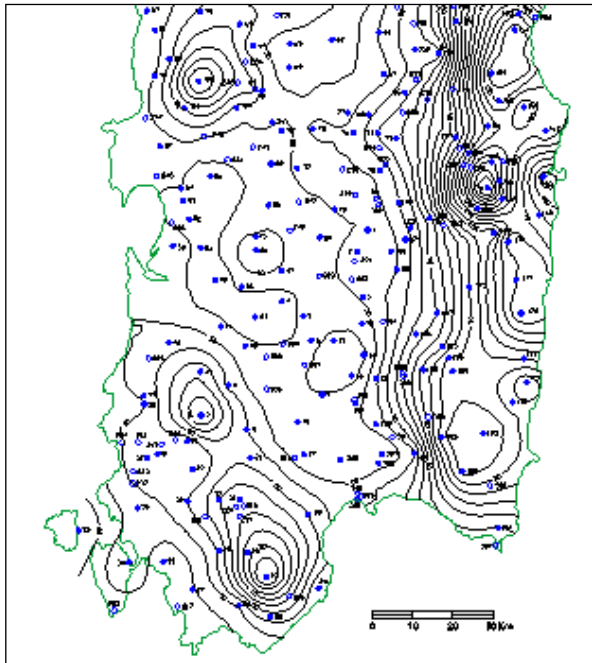


Figura 2 – Distribuzione spaziale dell'altezza di pioggia giornaliera in Sardegna (da Deidda ed Al., Quad. Ricerca n°9 dell'Università di Cagliari, 1997).

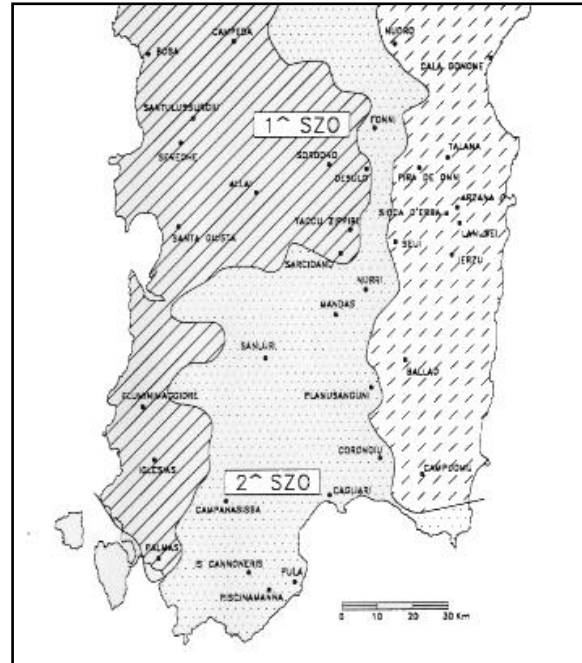


Figura 3 – Sotto Zone Omogenee per le piogge brevi e intense in Sardegna

Valutazione del coefficiente di deflusso Φ

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

Si intende per pioggia netta la grandezza:

$$h_{netta} = \frac{(h_{lorda} - I_a)^2}{h_{lorda} + S - I_a} \quad \text{dove} \quad S = 254 * \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Il valore del CN è definito sulla base dell'analisi condotta nell'ambito del PSFF, ricalibrato sulla base di indicazioni che determinano un incremento generale compreso tra il 10 e il 30% non definibili su uno studio su ambito regionale.

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

Il valore medio per ogni bacino è stato ottenuto in ambiente GIS.

Il valore dell'infiltrazione iniziale è dato dalla:

$$I_a = 0.2 * S$$

La presente valutazione porta a dei valori del coefficiente di deflusso decisamente inferiori a 0.5; si ritiene che nelle condizioni in esame possano, i suddetti valori ritenuti non cautelativi sulla base di analisi puntuali della copertura vegetale e della natura dei suoli, essere stati successivamente alterati con valori finali maggiori rispetto a quelli indicati all'interno delle indicazioni desunte dalle linee guida del PSFF.

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

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

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

Durata della pioggia critica

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

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

dove

τ_c è il tempo di corrivazione - τ_f è il tempo necessario per la formazione del ruscellamento superficiale

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

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

Tabella 1. Formule empiriche per la stima del tempo di corrivazione			
Tempo di corrivazione [h]			
Kirpich:	$t_c(h) = 0,0662 * L^{0.77} (1000 L/C)^{0.385}$	Puglisi:	$t_c(h) = 6 * L^{2/3} / (h_{max} - h_{min})^{0.5}$
Ventura:	$t_c(h) = 0,1272 * (A/i_m)^0$	Tournon:	$t_c(h) = 0,369 * L / (i)^{0.5} * [((A/L^2) * (i/i_m))]^{0.72}$
Pezzoli:	$t_c(h) = 0,55 * L / (i_m)^{0.5}$	Giandotti	$t_c(h) = (4 * A^{0.5} + 1,5 * L) / (0,8 * H_m^{0.5})$
Viparelli:	$t_c(h) = L/V$	Pasini:	$t_c(h) = 0,108 * (A * L^{1/3}) / i_m^{0.5}$
VAPI:	$t_c(h) = 0.212 * a^{0.231} * (hm/J)^{0.289}$		

Dove:

A rappresenta la superficie del bacino [km²]
 L la lunghezza dell'asta principale [m]
 L_m distanza massima percorsa dall'acqua [m]
 i la pendenza del versante [%]
 i_m la pendenza media dell'asta principale [%]

h_m la quota media del versante [m]
 h_{max} e h_{min} le quote, rispettivamente, massima e minima del versante [m].
 V rappresenta la velocità di scorrimento, generalmente si è impiegato 1.2 m/s

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

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

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

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

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

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

- ✓ Metodo di Giandotti: è indicato per bacini collinari con estensione maggiore ai 170 Km²;
- ✓ *Metodo di Pasini: il metodo è applicato su bacini di pianura delle dimensioni di qualche chilometro quadrato;*

- ✓ Metodo di Ventura: il campo di impiego riguarda principalmente bacini pianeggianti di modeste dimensioni;
- ✓ Tournon: il campione osservato, e conseguentemente il campo di applicazione riguarda bacini con estensioni comprese tra 30 e 170 e Km²;
- ✓ Puglisi: è stato determinato dall'esame di bacini dell'ApenninoDauno con superfici tra i 43 e i 94 Km²;
- ✓ Pezzoli: l'analisi ha riguardato un campione di piccoli bacini ricadenti nel territorio del Piemonte;
- ✓ Kirpich: ottenne la formulazione dall'esame di 6 bacini americani con superfici comprese tra 0.0051 e 0.433 Km²;
- ✓ Salis-Sechi: il metodo è stato proposto in occasione della pubblicazione del VAPI Sardegna (1991) ha origine dalla necessità di valutare l'attendibilità in campo regionale dell'applicazione delle consuete formule per la determinazione dei tempi di corrivazione. La formulazione proposta nasce dall'esame di 18 stazioni idrometriche e dall'analisi di fenomeni estremi di portata di piena registrati, il campione esaminato riguarda bacini di grandi dimensioni (oltre 100 Km²).

Per quanto attiene l'utilizzo della formula SCS, come già discusso in occasione dell'approvazione dello studio ex art.8 c.2 tale formula, nasceva da un'analisi derivante dallo studio di bacini agricoli, tiene conto in maniera sostanziale dell'utilizzo del suolo che influisce il CN ed evidentemente la modalità culturale che ne caratterizza il valore. I valori ottenuti sono, inoltre, influenzati dalla capacità della rete drenante del sistema in esame (rif. Moisello – Idrologia Tecnica). Nello specifico caso, non trattandosi di un'analisi puntuale su aree agricole, considerando quindi che la formula indicata non si può applicare su un sistema così esteso, si è ritenuta non applicabile.

Scelta del tempo di ritorno

I tempi di ritorno adottati sono conformi alle indicazioni del PAI, in particolare sono stati adottati 50, 100, 200, 500 anni. Nelle tre tabelle che seguono sono sintetizzate le indicazioni morfologiche e pluviometriche, le caratteristiche sul CN, i valori dei tempi di corrivazione calcolati e le conseguenti portate al colmo per i tre tempi di ritorno.

La velocità di trasferimento della portata assunta è di 1.2m/s.

Tabella 1 - Elementi morfologici di bacino e indicazioni idrologiche

		Bacino Idrografico						Asta fluviale		Parametri idrologici			
		progr.	Area	Quota Chiusura	Quota Max	Quota Med	P. Med	L	Pend.	Sotto zona	Hg media	CN	CN
		Hydro ID	Km²	m	m	m	%	(Km)				(II categ.)	(III categ.)
Gora Trumulonis	1	2131	0.39	50.00	70.22	63.20	1.37	1.96	0.01	2.00	50	93.10	97.00
F.64080	1	2121	1.61	38.25	122.86	65.50	3.00	3.55	0.02	2.00	50	91.00	96.00
Ente Bonifica7	1	2129	2.00	48.58	70.25	59.30	1.54	3.41	0.01	2.00	50	91.00	96.00
F.66305	3	2117	4.08	32.95	233.95	91.90	9.47	7.68	0.02	2.00	50	87.50	94.50
R_San Gimiliano	2	2125	4.48	39.22	208.37	96.90	10.01	6.54	0.03	2.00	50	87.50	94.50
F.66306	1	2119	4.62	34.97	233.21	74.10	5.81	5.24	0.03	2.00	50	87.50	94.50
Colatore SinMannu	1	2135	5.83	24.24	103.24	51.90	1.22	12.19	0.01	2.00	50	87.50	94.50
SaNuscedda	2	2109	7.29	31.40	225.44	67.10	4.54	6.87	0.02	2.00	50	87.50	94.50
R_San Gimiliano	1	2123	7.29	29.98	208.37	55.50	2.72	8.03	0.02	2.00	50	86.80	94.00
F.66305	2	2113	8.89	30.05	233.95	81.40	7.39	7.85	0.02	2.00	50	86.80	94.00
F.66305	1	2115	10.01	27.91	233.95	36.80	1.41	8.54	0.02	2.00	50	86.80	94.00
SaNuscedda	1	2111	11.07	24.62	225.44	56.70	3.31	8.83	0.02	2.00	50	86.10	93.50
Flumineddu	2	2105	17.51	41.33	224.88	112.20	7.94	15.17	0.01	2.00	50	76.30	88.50
Flumineddu	1	2107	19.04	21.77	224.88	106.00	7.39	18.49	0.01	2.00	50	76.30	88.50
F_Mannu	1	2133	477.12	24.30	962.44	295.60	17.09	50.77	0.01	2.00	54.7	75.60	88.00

Tabella 2 - Quadro di sintesi dei tempi di corrivazione determinati

		progr. Hydro ID	Pasini	Giandotti	Viparelli	Ventura	Pezzoli	Puglisi	Tourno	Salis Sechi	Valore adottato
Gora Trumulonis	1	2131	0.97	1.87	0.45	0.78	1.06	3.45	1.33	1.95	0.45
F.64080	1	2121	1.32	2.49	0.82	1.11	1.34	3.18	1.94	2.18	0.82
EnteBonifica7	1	2129	2.57	4.11	0.79	2.26	2.35	4.87	3.48	2.71	0.79
F.66305	3	2117	2.26	3.19	1.78	1.71	2.81	3.99	1.76	2.14	1.71
R_SanGimiliano	2	2125	2.08	3.01	1.51	1.68	2.25	3.80	1.95	2.19	1.51
F.66306	1	2119	1.86	3.29	1.21	1.63	1.72	3.10	2.64	2.38	1.21
Colatore SinMannu	1	2135	5.70	6.64	2.82	3.91	8.55	7.41	4.67	3.56	2.82
SaNuscedda	2	2109	2.62	4.41	1.59	2.26	2.48	3.74	3.66	2.76	1.59
R_SanGimiliano	1	2123	2.82	5.65	1.86	2.31	2.97	4.27	4.13	3.04	1.86
F.66305	2	2113	2.97	4.13	1.82	2.53	2.88	4.03	3.35	2.66	1.82
F.66305	1	2115	3.29	10.67	1.98	2.78	3.25	4.24	6.46	3.51	1.98
SaNuscedda	1	2111	3.63	5.86	2.04	3.09	3.55	4.38	5.10	3.18	2.04
Flumineddu	2	2105	8.31	5.86	3.51	6.37	9.99	6.47	4.69	3.34	3.51
Flumineddu	1	2107	9.26	6.15	4.28	6.74	12.34	7.14	4.70	3.42	4.28
F_Mannu	1	2133	32.88	12.41	11.75	29.24	29.39	8.40	21.79	7.60	8.40

Si è utilizzata la formula di Viparelli anche sul Flumineddu per la sua conformazione estremamente allungata che lega fortemente il tempo di corrivazione alla lunghezza dell'asta fluviale

Ricordando le espressioni per la valutazione della pioggia lorda

$$hT(\tau) = K T_{(\tau)} \mu_{(\tau)} = (a_1 \cdot d_{(T)}^{n_1}) \cdot (a_2 \cdot \tau^{n_2}) = a_1 \cdot a_2 \cdot d_{(T)}^{(n_1+n_2)}$$

in altra forma ricordando che

$$a_1 = \mu_g / (0,886 \cdot 24^{n_1}) \quad n_1 = -0,493 + 0,476 \cdot \log_{10} \mu_g$$

$$hT(\tau) = (\mu_g / (0,886 \cdot 24^{n(-0,493+0,476 \cdot \log_{10} \mu_g)}) \cdot \tau^{(-0,493+0,476 \cdot \log_{10} \mu_g)} \cdot (a_2 \cdot \tau^{n_2})$$

$$h'_{(Tr)} = a \cdot t^n$$

Coefficienti PAI

$$a_2 = 0,46420 + 1,0376 \log_{10} T$$

$$n_2 = -0,18488 + 0,22960 \log_{10} T - 3,3216 \cdot 10^{-2} (\log_{10} T)^2$$

(per $\tau \leq 1$ ora)

$$n_2 = -1,0469^{-2} - 7,8505 \cdot 10^{-3} \log_{10} T$$

(per $\tau \geq 1$ ora)

Si richiamano di seguito i valori di pioggia per i quattro tempi di ritorno:

Tr 50 anni		$\mu(T)$	$h'(Tr)$	Pioggia Lorda $h(d,Tr)$	Intens. Dipioggia $i(d,r)$	a	n	Pioggia Netta h_n	c	$r(A,d)$	Pioggia Netta ragg.area	Portata Al colmo
		mm	mm					mm			mm	m3/s
Gora Trumulonis	1	16.11	2.07	33.30	73.52	2.28	0.12	26.94	0.81	0.96	25.93	6.19
F.64080	1	19.45	2.22	43.27	52.64	2.28	0.12	34.77	0.80	0.95	33.03	18.01
EnteBonifica7	1	19.19	2.21	42.48	53.90	2.28	0.12	34.01	0.80	0.94	32.14	22.69
F.66305	3	24.50	2.26	55.48	32.48	2.28	-0.01	43.81	0.79	0.95	41.49	27.52
R_SanGimiliano	2	23.59	2.27	53.49	35.32	2.28	-0.01	41.91	0.78	0.94	39.51	32.44
F.66306	1	21.99	2.27	50.01	41.23	2.28	-0.01	38.60	0.77	0.94	36.17	38.24
Colatore SinMannu	1	28.71	2.25	64.60	22.89	2.28	-0.01	52.57	0.81	0.95	49.96	28.65
SaNuscedda	2	23.95	2.27	54.28	34.15	2.28	-0.01	42.66	0.79	0.93	39.81	50.71
R_SanGimiliano	1	25.16	2.26	56.92	30.62	2.28	-0.01	44.30	0.78	0.94	41.51	45.22
F.66305	2	24.99	2.26	56.53	31.10	2.28	-0.01	43.93	0.78	0.93	40.95	55.60
F.66305	1	25.66	2.26	57.99	29.34	2.28	-0.01	45.32	0.78	0.93	42.21	59.35
SaNuscedda	1	25.93	2.26	58.59	28.65	2.28	-0.01	45.02	0.77	0.93	41.86	62.96
Flumineddu	2	30.7645	2.24	69.03	20	2.280	-0.013	46.70	0.68	0.933	43.59	60.35
Flumineddu	1	32.7482	2.24	73.30	17	2.280	-0.013	50.54	0.69	0.937	47.33	58.49
F_Mannu	1	43.49	2.22	96.52	11.48	2.28	-0.01	71.03	0.74	0.85	60.32	951.35
Tr 100 anni		$\mu(T)$	$h'(Tr)$	Pioggia Lorda $h(d,Tr)$	Intens. dipioggia $i(d,r)$	a	n	Pioggia Netta h_n	c	$r(A,d)$	Pioggia Netta ragg.area	Portata Al colmo
		mm	mm			a=	n=	h_n	c		mm	m3/s
GoraTrumulonis	1	16.11	2.30	37.05	81.81	2.61	0.16	30.57	0.83	0.96	29.42	7.02
F.64080	1	19.45	2.53	49.13	59.77	2.61	0.16	40.42	0.82	0.95	38.39	20.93
EnteBonifica7	1	19.19	2.51	48.16	61.10	2.61	0.16	39.49	0.82	0.94	37.31	26.35
F.66305	3	24.50	2.59	63.36	37.09	2.61	-0.01	51.38	0.81	0.95	48.65	32.27
R_San Gimiliano	2	23.59	2.59	61.10	40.34	2.61	-0.01	49.20	0.81	0.94	46.38	38.08
F.66306	1	21.99	2.60	57.14	47.10	2.61	-0.01	45.40	0.79	0.94	42.54	44.98
ColatoreSin Mannu	1	28.71	2.57	73.73	26.13	2.61	-0.01	61.42	0.83	0.95	58.37	33.48
SaNuscedda	2	23.95	2.59	62	39.01	2.61	-0.01	50.06	0.81	0.93	46.72	59.51
R_San imiliano	1	25.16	2.58	65	34.97	2.61	-0.01	52.02	0.80	0.94	48.75	53.11

F.66305	2	24.99	2.58	64.56	35.52	2.61	-0.01	51.60	0.80	0.93	48.10	65.31
F.66305	1	25.66	2.58	66.22	33.50	2.61	-0.01	53.19	0.80	0.93	49.55	69.66
SaNuscedda	1	25.93	2.58	66.90	32.71	2.61	-0.01	52.93	0.79	0.93	49.22	74.02
Flumineddu	2	30.28	2.56	77.59	23.22	2.61	-0.01	54.44	0.70	0.93	50.74	73.84
Flumineddu	1	30.51	2.56	78.15	22.84	2.61	-0.01	54.95	0.70	0.93	51.14	79.06
F_Mannu	1	42.06	2.53	106.53	14.01	2.61	-0.01	80.39	0.75	0.84	67.79	1181.89
Tr 200 anni		$\mu(\text{T})$	$h'(\text{Tr})$	Pioggia Lorda $h(d, \text{Tr})$	Intens. di pioggia $i(d, r)$	a	n	Pioggia Netta h_n	c	$r(A, d)$	Pioggia Netta ragg.area	Portata Al colmo
		mm	mm			a=	n=	h_n	c		mm	m3/s
		Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200	Tr200
GoraTrumulonis	1	16.11	2.53	40.79	90.06	2.93	0.18	34.21	0.84	0.96	32.92	7.85
F.64080	1	19.45	2.83	54.98	66.88	2.93	0.18	46.10	0.84	0.95	43.79	23.87
EnteBonifica7	1	19.19	2.80	53.83	68.29	2.93	0.18	44.99	0.84	0.94	42.51	30.02
F.66305	3	24.50	2.91	71.24	41.70	2.93	-0.02	58.99	0.83	0.95	55.87	37.05
R_SanGimiliano	2	23.59	2.91	68.71	45.36	2.93	-0.02	56.54	0.82	0.94	53.30	43.77
F.66306	1	21.99	2.92	64.27	52.98	2.93	-0.02	52.25	0.81	0.94	48.96	51.77
ColatoreSinMannu	1	28.71	2.89	82.84	29.36	2.93	-0.02	70.30	0.85	0.95	66.80	38.32
SaNuscedda	2	23.95	2.91	69.71	43.86	2.93	-0.02	57.51	0.83	0.93	53.67	68.37
R_SanGimiliano	1	25.16	2.90	73.07	39.31	2.93	-0.02	59.80	0.82	0.94	56.04	61.04
F.66305	2	24.99	2.90	72.58	39.93	2.93	-0.02	59.33	0.82	0.93	55.29	75.08
F.66305	1	25.66	2.90	74.43	37.65	2.93	-0.02	61.12	0.82	0.93	56.93	80.04
SaNuscedda	1	25.93	2.90	75.20	36.77	2.93	-0.02	60.90	0.81	0.93	56.62	85.15
Flumineddu	2	30.28	2.88	87.16	26.08	2.93	-0.02	63.22	0.73	0.93	58.93	85.75
Flumineddu	1	30.51	2.88	87.79	25.66	2.93	-0.02	63.80	0.73	0.93	59.38	91.79
F_Mannu	1	42.06	2.84	119.55	15.73	2.93	-0.02	92.69	0.78	0.84	78.16	1362.70
Tr 500 anni		$\mu(\text{T})$	$h'(\text{Tr})$	Pioggia Lorda $h(d, \text{Tr})$	Intens. di pioggia $i(d, r)$	a	n	Pioggia Netta h_n	c	$r(A, d)$	Pioggia Netta ragg.area	Portata Al colmo
		mm	mm			a=	n=	h_n	c		mm	m3/s
		Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500	Tr500
GoraTrumulonis	1	16.11	2.84	45.82	101.17	3.36	0.21	39.12	0.85	0.96	37.65	8.98
F.64080	1	19.45	3.23	62.73	76.31	3.36	0.21	53.67	0.86	0.95	50.98	27.79
EnteBonifica7	1	19.19	3.20	61.36	77.84	3.36	0.21	52.33	0.85	0.94	49.45	34.92
F.66305	3	24.50	3.33	81.63	47.78	3.36	-0.02	69.11	0.85	0.95	65.45	43.41
R_SanGimiliano	2	23.59	3.34	78.74	51.99	3.36	-0.02	66.30	0.84	0.94	62.50	51.32
F.66306	1	21.99	3.35	73.69	60.74	3.36	-0.02	61.37	0.83	0.94	57.51	60.80
ColatoreSinMannu	1	28.71	3.30	94.85	33.61	3.36	-0.02	82.06	0.87	0.95	77.98	44.73
SaNuscedda	2	23.95	3.34	79.88	50.27	3.36	-0.02	67.41	0.84	0.93	62.91	80.14
R_SanGimiliano	1	25.16	3.33	83.71	45.04	3.36	-0.02	70.13	0.84	0.94	65.72	71.59
F.66305	2	24.99	3.33	83.16	45.75	3.36	-0.02	69.59	0.84	0.93	64.86	88.07
F.66305	1	25.66	3.32	85.27	43.14	3.36	-0.02	71.65	0.84	0.93	66.73	93.83
SaNuscedda	1	25.93	3.32	86.14	42.12	3.36	-0.02	71.48	0.83	0.93	66.47	99.96
Flumineddu	2	30.28	3.29	99.76	29.85	3.36	-0.02	74.96	0.75	0.93	69.87	101.68
Flumineddu	1	30.51	3.29	100.48	29.37	3.36	-0.02	75.64	0.75	0.93	70.40	108.82
F_Mannu	1	42.06	3.25	136.66	17.98	3.36	-0.02	109.02	0.80	0.84	91.93	1602.77

Tabella 3 - Indicazione delle valutazioni di piena determinate con il metodo indiretto

		progr.	portata Tr 50	portata Tr 100	portata Tr 200	portata Tr 500
		HydroID	m³/s	m³/s	m³/s	m³/s
Gora Trumulonis	1	2 131	6.19	7.02	7.85	8.98
F.64080	1	2 121	18.01	20.93	23.87	27.79
EnteBonifica7	1	2 129	22.69	26.35	30.02	34.92
F.66305	3	2 117	27.52	32.27	37.05	43.41
R_SanGimiliano	2	2 125	32.44	38.08	43.77	51.32
F.66306	1	2 119	38.24	44.98	51.77	60.80
Colatore Sin Mannu	1	2 135	28.65	33.48	38.32	44.73
SaNuscedda	2	2 109	50.71	59.51	68.37	80.14
R_ San Gimiliano	1	2 123	45.22	53.11	61.04	71.59
F.66305	2	2 113	55.60	65.31	75.08	88.07
F.66305	1	2 115	59.35	69.66	80.04	93.83
SaNuscedda	1	2 111	62.96	74.02	85.15	99.96
Flumineddu	2	2 105	60.35	71.73	83.27	98.69
Flumineddu	1	2 107	58.49	69.39	80.41	95.12

Definizione delle portate di calcolo relativo all'intervento del Consorzio di Bonifico della Sardegna Meridionale

Lo studio Art. 8 C.2 del Comune di Monastir, iniziato prima della conclusione dei lavori sul diversivo aveva preso come chiusura una sezione posta a monte del diversivo ad una distanza di circa 900 m in località Terra Noas.

Le caratteristiche morfologiche e i parametri idrologici per il bacino colto nella suddetta sezione sono risultati i seguenti:

Tabella 4- Caratteristiche morfologiche e idrologiche

<i>Parametri Morfologici Bacino</i>			<i>Caratteristiche Asta Fluviale</i>		
AREA DEL BACINO	11.16	Km2	LUNGHEZZA	6.80	(Km)
QUOTA CHIUSURA	65.00	m	PENDENZA	0.011	%
QUOTA MASSIMA	206.48	m	Velocità	1.2	m/s
QUOTA MEDIA	109.60	m			
PENDENZA MEDIA DEL BACINO	0.099	%	<i>Calcolo del coeff. di Afflusso</i>		
<i>Parametri Idrologici</i>			CN (II)	90	
TCEV			CN (III)	95.50	
sottozona		2	S	11.97	
hg media		50	Ia	2.39	

Sulla base di quanto sopra, attraverso l'applicazione delle note formule si determinano i seguenti valori dei tempi di corrivazione.

Tabella 5- Tempi di corrivazione

<i>Pasini</i>	<i>4.36</i>	<i>ore</i>	<i>Ventura</i>	<i>4.05</i>	<i>ore</i>	<i>Puglisi</i>	<i>4.13</i>	<i>ore</i>
<i>Giandotti</i>	<i>4.41</i>	<i>ore</i>	<i>Kirpich</i>	<i>0.71</i>	<i>ore</i>	<i>Tournon</i>	<i>4.18</i>	<i>ore</i>
<i>Viparelli</i>	<i>1.57</i>	<i>ore</i>	<i>Pezzoli</i>	<i>3.57</i>	<i>ore</i>	<i>Salis-Sechi</i>	<i>2.81</i>	<i>ore</i>

Assumendo un tempo di corrivazione pari a **4.10** ore, ovvero prossimo alle valutazioni di Pasini, Ventura, Pezzoli, Pugliesi e Turnon² si ottengono le seguenti valutazioni di portata

² Come richiamato alla fine della relazione il metodo di Pasini: il metodo è applicato su bacini di pianura delle dimensioni di qualche Km²; il metodo di Ventura: il campo di impiego riguarda principalmente bacini pianeggianti di modeste dimensioni;

Tabella 6- Determinazione delle portate

<i>Tr=</i>	<i>50 anni</i>	<i>100 anni</i>	<i>200 anni</i>	<i>500 anni</i>	
Tv+tf	4.239	4.221	4.208	4.194	ore
Pioggia lorda	73.19	83.41	93.59	106.98	mm
Pioggia netta	60.56	70.58	80.61	93.84	mm
Pioggia lorda/pioggia netta	0.83	0.85	0.86	0.88	
Portata	41.99	49.14	56.29	65.74	mc/s
Contributo unitario	3.76	4.40	5.04	5.89	m ³ /s*Km ²

Rapportando con il metodo del contributo unitario le portate alla sezione del bacino colta in corrispondenza del diversivo si sarebbero avute le seguenti portate

Tabella 7- Portata al diversivo sulla base dell'Art.8 C.2

<i>Tr=</i>	<i>50 anni</i>	<i>100 anni</i>	<i>200 anni</i>	<i>500 anni</i>	
Portata con contributo unitario colta alla sezione del diversivo	48.24	56.45	64.66	75.52	ore

L'analisi proposta dal Consorzio di bonifica, come detto partiva da una sezione di chiusura poco a valle di quelle definita nello studio di Monastir; la superficie del bacino era infatti 12.82 Km², contro gli 11.16 Km² dello studio CBSM; di seguito si riportano i parametri di bacino del citato lavoro unitamente alle valutazioni idrologiche tratte dalla relazione e approvate dal Genio Civile di Cagliari.

Sezione	Bacino A	dove:
S [km2]	12.82	S = superficie del bacino [km ²];
hm [m]	128	hM = altezza media del bacino [m s.l.m.];
h0 [m]	71.78	h0 = altezza della sezione di chiusura del bacino [m s.l.m.];
Lasta [km]	6.681	Lasta = lunghezza dell'asta principale del rio [km];
jasta	0.0106	jasta = pendenza dell'asta principale del rio;
CN	95	CN = Curve Number (parametro legato all'impermeabilità ed alle caratteristiche del terreno);
Tc,Ventura [h]	4.42	Tc = tempo di corrivazione del bacino [h] calcolato con le formule di: Ventura, Giandotti e Pasini
Tc,Giandotti [h]	4.06	
Tc,Pasini [h]	4.62	

Le elaborazioni portano alle seguenti valutazioni di portata:

Nome della sezione sezione chiusura bacino A		ALTEZZE DI PIOGGIA LORDA [mm]			
		Tr 50		Tr 100	
Caratteristiche morfologiche		h Ventura	74.92	h Ventura	85.36
Superficie [km ²]	12.82	h Giandotti	73.05	h Giandotti	83.24
Altezza media [m]	128	h Pasini	75.96	h Pasini	86.54
Altezza sezione finale [m]	71.78	h SCS		h SCS	
Lasta [km]	6.681	h VAPI	81.18	h VAPI	92.47
j (asta)	0.010597				
Curve Number	95				
i (versante)		Tr 200		Tr 500	
Tc Ventura [h]	4.4173	h Ventura	95.76	h Ventura	109.44
Tc Giandotti [h]	4.0583	h Giandotti	93.39	h Giandotti	106.74
Tc Pasini [h]	4.6246	h Pasini	97.07	h Pasini	110.93
Tc SCS [h]		h SCS		h SCS	
Tc VAPI [h]	5.7805	h VAPI	103.71	h VAPI	118.48
Sottozona	2				
Pioggia Indice [mm]	50	PORTATE DI PIENA [mc/s]			
		Tr 50		Tr 100	
		Q Ventura	44.83	Q Ventura	52.58
		Q Giandotti	47.21	Q Giandotti	55.4
		Q Pasini	43.6	Q Pasini	51.1
		Q SCS		Q SCS	
		Q VAPI	38.02	Q VAPI	44.47
		Tr 200		Tr 500	
		Q Ventura	60.33	Q Ventura	70.57
		Q Giandotti	63.61	Q Giandotti	74.47
		Q Pasini	58.62	Q Pasini	68.55
		Q SCS		Q SCS	
		Q VAPI	50.93	Q VAPI	59.25



Il Consorzio di Bonifica assumeva come riferimento il tempo di corrivazione calcolato secondo Giandotti. Come si può osservare, i valori di portata colti nell'ambito delle elaborazioni in capo allo studio del comune

di Monastir e quelle colte all'interno dello studio del Consorzio di Bonifica e poi utilizzate nell'ambito dei dimensionamenti idraulici erano abbastanza simili.

Tabella 8- Confronto tra portate sulla base dello studio Art.8 Comune di Monastir e elaborazioni CBSM

$Tr=$	50 anni	100 anni	200 anni	500 anni	
Portata con contributo unitario colta alla sezione del diversivo	48.24	56.45	64.66	75.52	ore
Portata calcolata da CBSM con metodo di Giandotti	47.21	55.4	63.61	74.47	ore

Sulla base delle informazioni progettuali il manufatto di diversione ripartiva come indicato in precedenza esitata verso il Rio Mannu il 77% delle portate; le ripartizioni a valle del diversivo assumevano quindi i seguenti valori:

	Tr 50 anni	Tr 100 anni	Tr 200 anni	Tr 500 anni	
Portata monte del diversivo (100%)	47.21	55.4	63.61	74.47	mc/s
Portata residua sul Flumineddu (23%)	10.91	12.80	14.69	17.20	mc/s
Portata esitata verso il Rio Mannu (77%)	36.30	42.60	48.92	57.27	mc/s

Tale riduzione di portata sul Flumineddu è stata quindi imposta lungo il suo percorso, anche evidentemente in agro di San Sperate.

In particolare, nelle valutazioni idrauliche, dalla portata idrologica saranno defalcate le portate esitate dal diversivo come di seguito riportate

ALLA SEZIONE DI CONTROLLO 2105 - dentro l'abitato					
	Tr 50 anni	Tr 100 anni	Tr 200 anni	Tr 500 anni	
portata idrologica	60.35	71.73	83.27	98.69	mc/s
portata esitata	36.30	42.60	48.92	57.27	mc/s
portata netta	24.05	29.13	34.35	41.42	mc/s
ALLA SEZIONE DI CONTROLLO 2107 - al limite comunale					
	Tr 50 anni	Tr 100 anni	Tr 200 anni	Tr 500 anni	
portata idrologica	58.49	69.39	80.41	95.12	mc/s
portata esitata	36.30	42.60	48.92	57.27	mc/s
portata netta	22.19	26.79	31.49	37.85	mc/s

La particolare forma del bacino idrografico, particolarmente allungata fa sì che malgrado la superficie del bacino alla sezione di valle sia maggiore, per effetto dell'allungamento del tempo di corrivazione si ha una riduzione forte dell'intensità di pioggia; il calcolo determina quindi il paradosso che il bacino vallivo possa avere una portata inferiore rispetto al bacino colto a monte. In via cautelativa si considera comunque il maggiore tra i due, anche in virtù del fatto che comunque come si vedrà nella relazione idraulica, le portate provenienti dall'esondazione del Mannu sono comunque di gran lunga maggiori e causa della pericolosità idraulica dell'abitato.