



COMUNE DI BRESCIA  
SETTORE VERDE PARCHI E RETICOLO IDRICO

PROGETTO DEFINITIVO

REGIMAZIONE IDRAULICA TORRENTE GARZETTA DI COSTALUNGA, COLI VAL  
BOTTESA E VAL BARBISONA

*Elaborato*

n. **T03**

RELAZIONE IDROLOGICA

*DATA*

*OGGETTO*

*Ottobre 2020*

*Prima stesura*

*Aggiornamenti*

IL GRUPPO DI  
PROGETTAZIONE A.T.I.

Ing. Landrini Girolamo  
Ing. Bondioni Matteo  
Dott. forestale Donati Christian  
Geologo Salvetti Luigi P. N.

IL RESPONSABILE DEL  
PROCEDIMENTO

Elaborazione dati e stesura progetto: STUDIO LANDRINI  
Via Carlo Tassara n°4 Breno (BS) Tel. e fax 0364/21076  
e-mail: landrini@LANDRINIGEROLAMO.191.it

## Sommario

Premessa.....	2
Inquadramento e analisi geomorfologica dei bacini.....	2
Calcolo delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica.....	4
Ietogramma lordo di progetto.....	8
Portate al colmo di piena.....	11
Risultati.....	15
Conclusioni.....	19

## **Premessa**

Nel presente documento viene presentata l'analisi degli aspetti idrologici inerenti gli interventi proposti nei bacini dello Scolo di Valle Bottesa e Barbisona, del ramo Sud del Torrente Garzetta di Costalunga e del Rio Roncai.

Lo studio parte dalla determinazione delle caratteristiche geomorfologiche del bacino e dalla determinazione delle curve di probabilità pluviometrica necessarie per determinare le portate al colmo causate da precipitazioni con tempi di ritorno fino a 100 anni. Quest'ultime saranno usate come portate di progetto per la verifica idraulica delle opere previste.

## **Inquadramento e analisi geomorfologica dei bacini**

L'area interessata si trova nel comune di Brescia. I tre bacini presi in analisi sono il Rio Roncai, affluente del ramo nord del torrente Garzetta di Costalunga, il ramo sud del torrente Garzetta di Costalunga, lo Scolo di Valle Bottesa e Barbisona.

Il bacino di valle Bottesa e Barbisona, che sottende l'area di intervento A, si chiude poco dopo l'unione dei due torrenti Coli di valle Bottesa e Barbisona, appena prima del tratto intubato che conduce al Rio Celato.

Il bacino del ramo sud del torrente Garzetta di Costalunga, che sottende l'area di intervento B, si chiude al guado tra il torrente e la via Val di Fassa.

Il bacino del Rio Roncai si chiude nell'area di intervento C a monte dell'area recintata dell'ex polveriera, appena prima che il torrente si immetta nel ramo Nord del torrente Garzetta.

Nella parta alta del bacino del ramo Sud del Torrente Garzetta di Costalunga si trova invece il Rio Cascina Termini, oggetto dell'area di intervento D.

L'inquadramento dell'area e dei tre bacini idrografici interessati è mostrato nella seguente mappa:

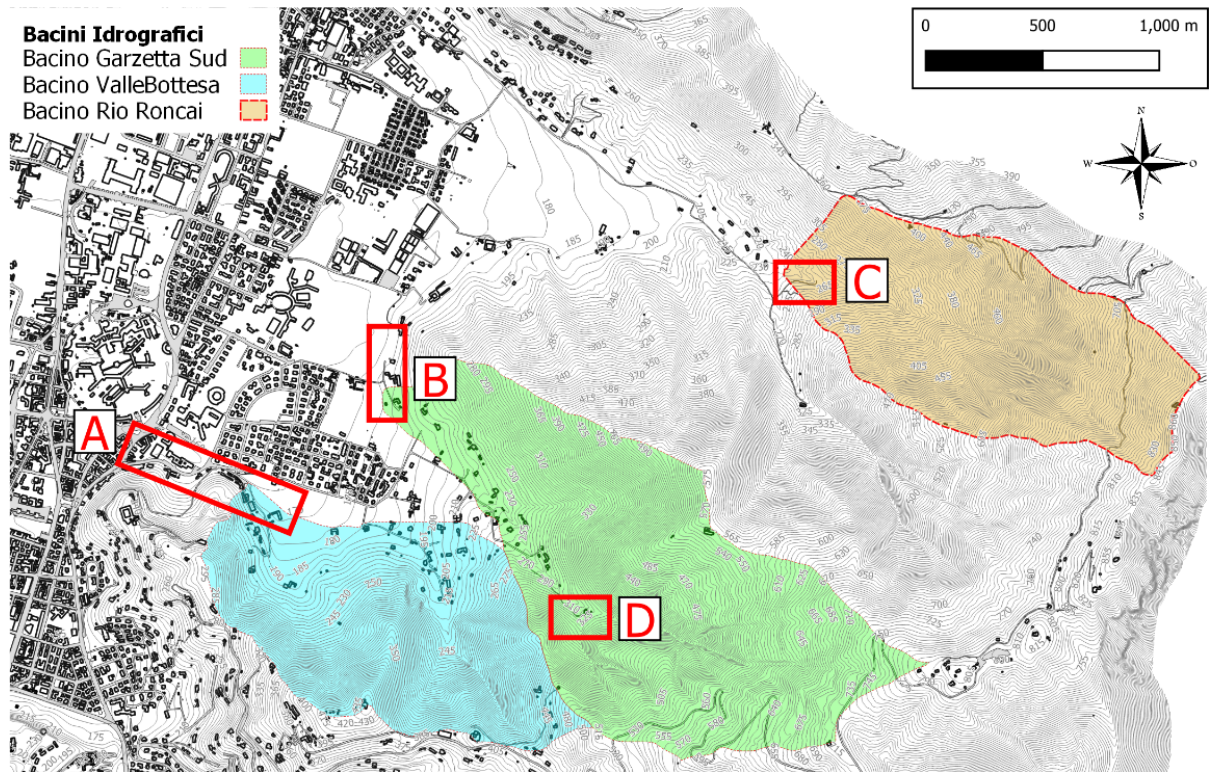


Figura 1: Inquadramento dei bacini idrografici e delle aree di intervento.

Le informazioni morfologiche dei tre bacini sono state calcolate usando gli shapefiles e le DEM in risoluzione 5x5 metri forniti dal Geoportale della Regione Lombardia come mostrato nelle seguenti immagini.

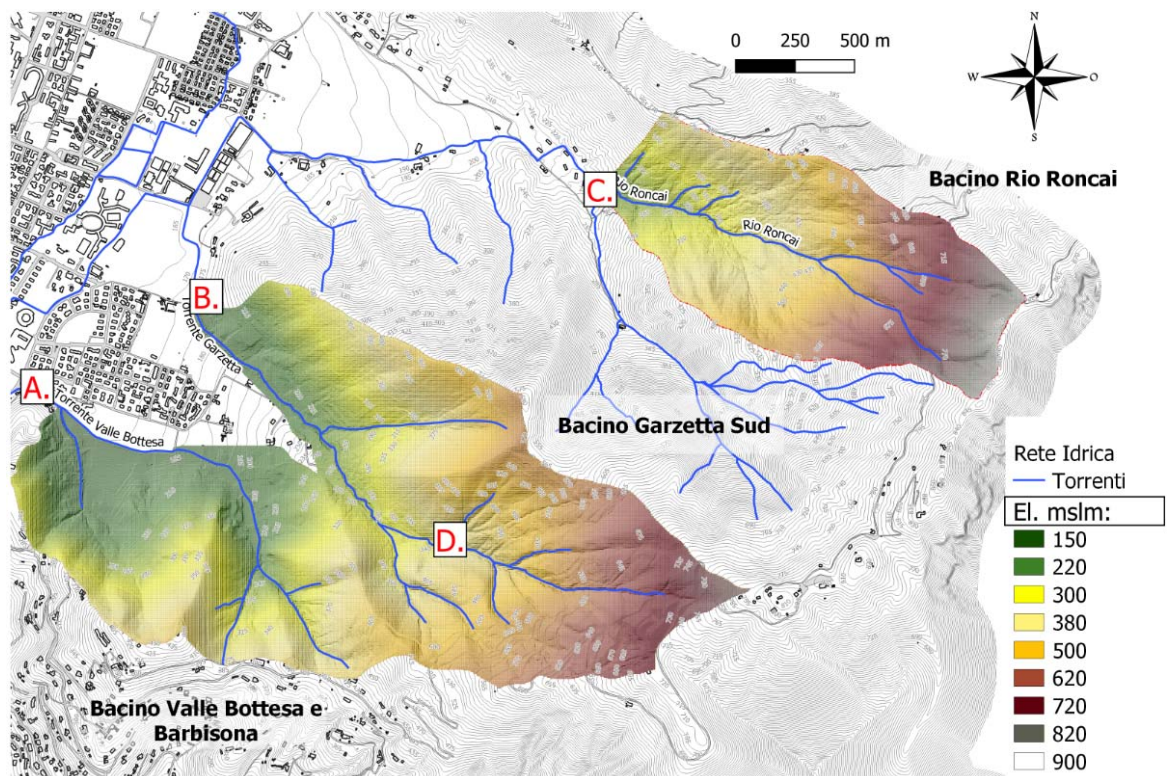


Figura 2: altimetria dei bacini.



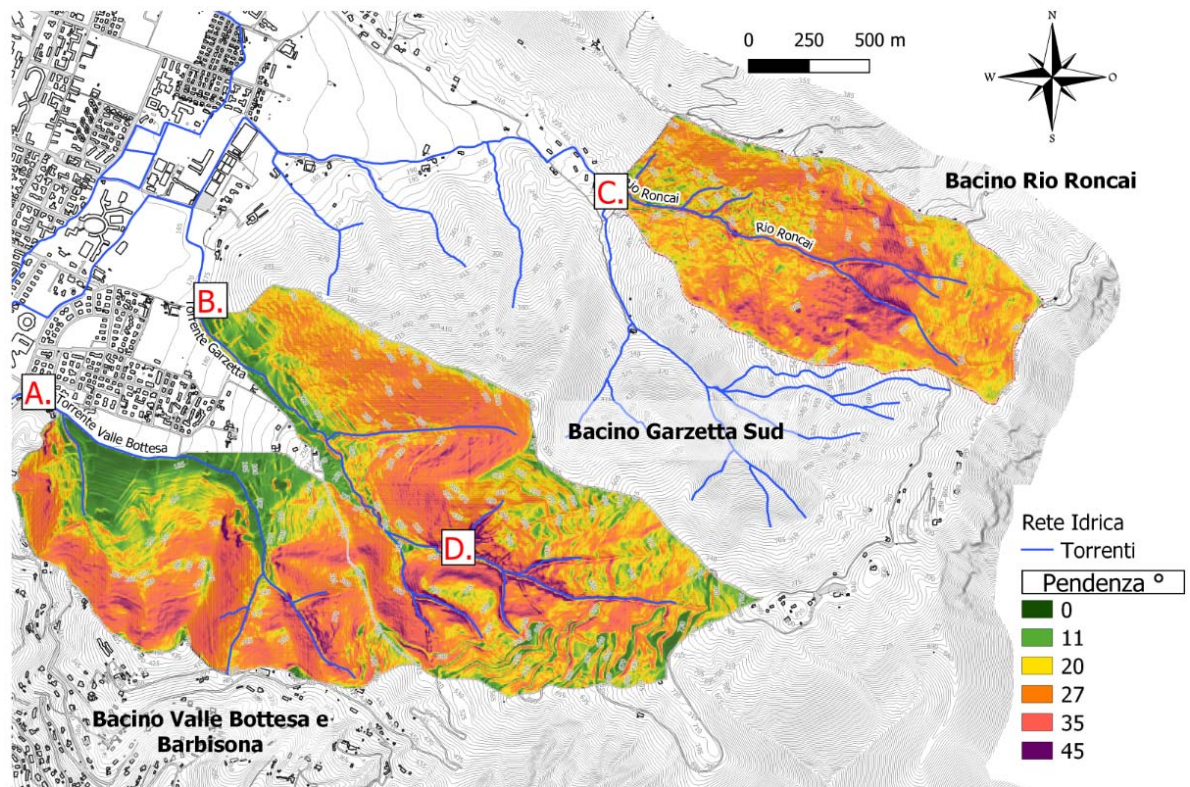


Figura 3: distribuzione delle pendenze dei bacini.

I bacini si configurano come valli allungate dai versanti molto scoscesi (23-27 ° di pendenza media con aree oltre i 45°) coperti quasi completamente di bosco di latifoglie con alcuni prati e orti. La tabella seguente riporta i valori principali.

Tabella 1: Informazioni geomorfologiche del bacino

Bacino	Interventi	Area kmq	Asta principale km	Pendenza media °	Elevazione massima mslm	Elevazione punto di chiusura mslm	Elevazione media mslm
Valle Bottesa	A.	1.12	2.11	23.30	516	164	280
Garzetta Sud	B./D.	1.79	2.90	24.45	795	173	455
Rio Roncai	C.	1.15	1.94	26.62	865	227	516

### Calcolo delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica

Non essendo presente alcuna stazione di misura della portata dei tre torrenti, la stima della portata al colmo di piena deva passare attraverso la determinazione delle Linee Segnalatrici di Probabilità Pluviometrica (LSPP) dell'area dei tre bacini. Le LSPP sono delle curve che legano l'altezza di precipitazione  $h$  alla durata  $d$  per un tempo di ritorno  $T$  assegnato.  $T$  esprime la probabilità di non superamento di un evento di precipitazione  $h$  e durata  $d$  come numero medio di anni come indicato nell'espressione seguente.

$$T(x) = \frac{1}{[1 - P(x)]} \quad [1]$$

La stima delle LSPP può essere portata avanti applicando vari metodi. Nel caso presente, data la disponibilità dei dati storici di precipitazione registrati presso il vicino osservatorio meteorologico dell'Istituto Agrario Statale Pastori di Brescia, le LSPP sono state determinate direttamente dalle serie storiche di pioggia dal 1950 ad oggi di massimi annui di precipitazione per la durata di 15', 30' e 45' e 1 h, 3 h, 6 h, 12 h, 24 h. Essi sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 2: Dati pluviometrici della stazione metereologica dell'istituto Pastori di Brescia

Anno	15 min.	30 min.	45 min.	1h	3h	6h	12h	24h	Anno	15 min.	30 min.	45 min.	1h	3h	6h	12h	24h
1950	20	23	27	35	75	90	94	103	1981	10	16	25	29	45	47	47	54
1951	27	47	49	50	62	62	108	132	1982	25	48	73	74	75	75	75	89
1952	25	35	44	48	55	55	55	58	1983	10	14	15	17	23	32	43	47
1953	12	20	32	42	45	60	80	132	1984	14	17	19	20	40	48	50	55
1954	20	25	32	39	45	45	45	47	1985	20	25	25	25	25	28	44	59
1955	20	25	30	33	43	43	55	64	1986	15	25	28	31	32	34	35	64
1956	10	17	18	19	31	40	58	58	1987	20	32	32	32	32	32	37	42
1957	15	30	32	33	36	37	43	73	1988	14	20	22	25	52	56	56	57
1958	6	12	16	18	22	56	93	118	1989	20	31	35	37	58	63	63	71
1959	26	36	38	40	88	97	97	97	1990	15	21	29	29	35	35	43	49
1960	20	24	25	26	33	39	71	79	1991	20	38	43	44	44	44	59	85
1961	40	55	80	93	97	111	111	111	1992	18	19	20	22	32	49	68	90
1962	20	22	24	26	34	37	43	51	1993	24	40	50	70	93	93	93	107
1963	20	30	40	50	80	91	93	101	1994	12	17	26	30	55	61	69	74
1964	15	18	22	26	34	34	51	63	1995	26	28	30	33	36	38	48	60
1965	15	20	25	25	38	50	64	64	1996	21	23	25	35	40	45	59	59
1966	40	42	43	43	45	45	45	71	1997	15	24	26	30	38	57	64	64
1967	10	20	20	20	22	25	29	48	1998	24	25	29	38	45	64	75	80
1968	13	27	30	33	63	72	72	80	1999	21	23	23	23	31	44	48	57
1969	12	20	20	32	36	46	46	54	2000	20	40	43	60	85	90	118	118
1970	15	16	18	19	22	30	30	56	2001	25	35	40	46	59	59	59	59
1971	28	28	28	28	29	33	45	48	2002	31	31	37	38	73	90	90	101
1972	18	18	18	19	22	27	40	50	2003	10	20	30	40	54	59	59	59
1973	30	35	36	37	43	49	50	52	2004	28	40	45	50	54	64	66	66
1974	20	25	29	31	38	42	49	69	2005	16	20	25	28	35	36	50	56
1975	14	20	28	28	28	37	60	81	2006	12	16	20	27	30	52	67	78
1976	50	50	50	50	50	50	72	94	2007	22	22	22	24	26	33	59	70
1977	10	17	25	47	47	47	63	83	2008	14	15	16	23	33	33	33	45
1978	12	17	22	24	28	45	53	53	2009	13	14	15	21	23	33	34	42
1979	6	11	13	20	34	38	55	69	2010	20	25	30	50	80	80	80	150

Partendo dai dati registrati, se si assume che le caratteristiche delle piogge massime annuali di data durata in una certa località possano essere assimilate ad una variabile aleatoria, è possibile trovare una legge di distribuzione che si adatti a tale variabile. Una delle distribuzioni più utilizzate in idrologia è la distribuzione dei valori estremi di Gumbel (Extreme Values type 1).

Per la costruzione delle curve è usato il metodo dei quantili regolarizzati, il quale consiste nel calcolare i quantili dell'altezza massima di precipitazione per ogni durata assegnata  $H_d$ , utilizzando l'identificazione della distribuzione di probabilità di tale variabile con un certo modello di distribuzione di probabilità a partire dai campioni disponibili.

Adottando la distribuzione di Gumbel, per prima cosa è necessario stimare, per ogni durata assegnata, i parametri  $u$  ed  $\alpha$  di tale modello, espressi come:

$$u_d = \mu(x) - 0,45\alpha \tag{2}$$

$$\alpha_d = 0,779 \cdot \sigma(x) \tag{3}$$

Esistono diversi metodi per stimare questi parametri. Quello usato in questo caso è un metodo dei minimi quadrati automatizzato dalla funzione *gumbel\_r* della libreria di Python *scipy.stats* che fitta automaticamente la curva di distribuzione di Gumbel ottimizzando lo scarto quadratico medio. I parametri ottenuti sono mostrati nella seguente tabella.

Tabella 3: Parametri della distribuzione di Gumbel

Parametri Gumbel								
durata	15 min	30 min.	45 min.	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
$\alpha$	6,149	7,268	8,559	9,762	13,608	13,963	15,722	17,119
$u$	15,317	21,208	24,713	28,401	36,285	42,745	51,724	62,313

Invertendo analiticamente la funzione di probabilità di Gumbel come sotto indicato si ottengono i quantili  $h_d(T)$  per le durate ed i tempi di ritorno previsti.

$$h_{(T)} = u_d - \alpha_d \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right] \tag{4}$$

I valori ottenuti sono riportati in tabella:

Tabella 4: Quantili di altezza di precipitazione per tempo di ritorno.

Durata d	$h_d$ [mm]						
	T = 2	T = 5	T = 10	T = 20	T = 30	T = 50	T = 100
15min	17,57	24,54	29,15	33,58	36,13	39,31	43,60
30min	23,87	32,11	37,56	42,79	45,80	49,57	54,64

45min	27,85	37,55	43,97	50,13	53,68	58,11	64,09
1h	31,98	43,04	50,37	57,40	61,44	66,49	73,31
3h	41,27	56,70	66,91	76,70	82,34	89,38	98,88
6h	47,86	63,69	74,17	84,22	90,00	97,23	106,98
12h	57,49	75,31	87,10	98,42	104,93	113,07	124,05
24h	68,59	87,99	100,84	113,16	120,25	129,11	141,07

Ottenuti i quantili, la stima delle LSPP può essere ricavata dalla loro interpolazione con una curva adatta. In questo caso le LSPP sono assunte della forma:

$$h_{(d,T)} = a_T d^n \quad [5]$$

Dove  $a_T$  rappresenta la pioggia oraria di un dato tempo di ritorno T ed n è un parametro di scala adimensionale. L'espressione può essere scritta in maniera logaritmica come:

$$\ln [h_d(T)] = \ln [a_T] + n \cdot \ln [d] \quad [6]$$

Che coincide con l'equazione della retta:  $y = mx + q$  dove:

$$y = \ln [h_d(T)] \quad [7]$$

$$x = \ln [d] \quad [8]$$

$$m = n \quad [9]$$

$$q = \ln [a_T] \quad [10]$$

E' possibile a questo punto svolgere una semplice interpolazione lineare ed ottenere tutti i parametri  $m$  e  $q$  per ogni tempo di ritorno T, da cui si ottengono i relativi coefficienti  $a$  e  $n$  da utilizzare in [5] per ottenere le LSPP.

Per ottenere un migliore adattamento ai dati è buona norma interpolare separatamente le durate brevi e quelle più lunghe. Sono state dunque considerate separatamente le durate inferiori e superiori all'ora, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 5: parametri a ed n ottenuti per le durate inferiori e superiori all'ora

d	parametro	T = 2	T = 5	T = 10	T = 20	T = 30	T = 50	T = 100
< 1h	a	31,84	42,59	49,71	56,54	60,48	65,39	72,02
	n	0,43	0,40	0,39	0,38	0,38	0,37	0,37
> 1 h	a	31,73	43,41	51,16	58,59	62,87	68,22	75,43
	n	0,24	0,22	0,21	0,21	0,21	0,20	0,20

Le LSPP ottenute per durate inferiori e superiori all'ora ed i quantili da cui sono interpolate sono mostrate di seguito.



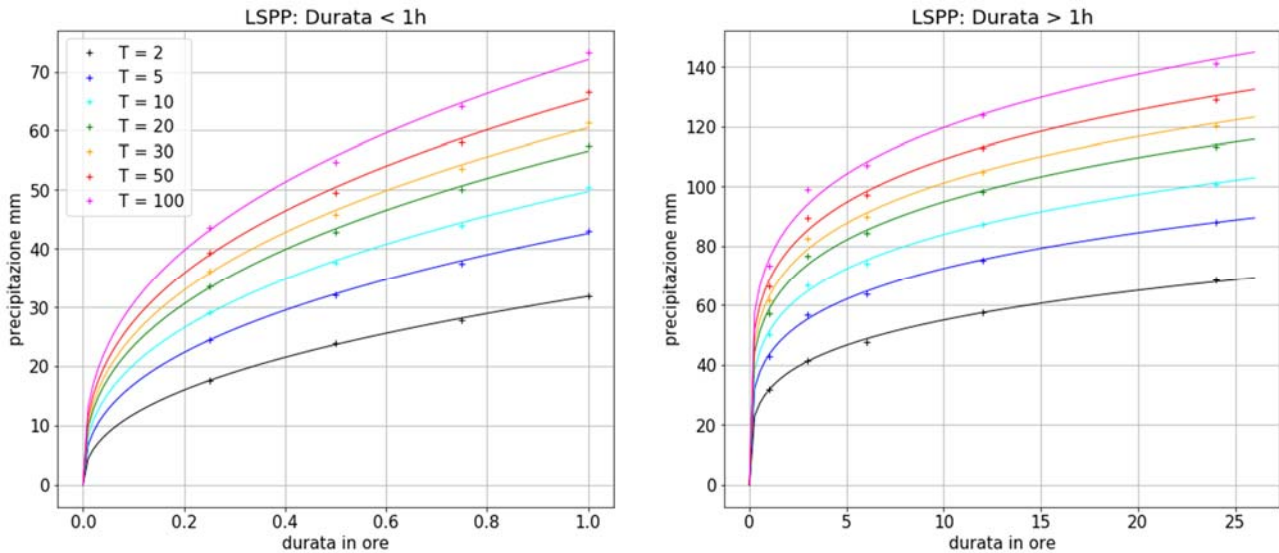


Figura 4: Linee Segnalatrici di possibilità pluviometrica ottenute dai dati di precipitazione

### Ietogramma di progetto

Una volta ottenute le LSPP dell'area, si può passare alla determinazione dello ietogramma di progetto e della portata di piena dei vari bacini. Il tempo di corrivazione  $t_c$  dei bacini è uno dei parametri fondamentali usati per la determinazione dello ietogramma di progetto. In mancanza di misure di portata alla chiusura del bacino,  $t_c$  può essere stimato sulla base delle pendenze e della forma geometrica ed estensione dell'area. Qui la sua determinazione avviene con la formula di Giandotti, una delle più utilizzate in letteratura:

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5L}{0,8 \cdot \sqrt{H_m - h_0}} \quad [11]$$

Dove con  $S$  è indicata la superficie del bacino espressa in  $km^2$ , con  $L$  la lunghezza dell'asta principale espressa in  $km$ , con  $H_m$  l'altitudine media del bacino, espressa in  $m$ , riferita al livello medio del mare e con  $h_0$  la quota della sezione di chiusura, anch'essa in  $m$ , sempre riferita al livello medio del mare.

### Ragguaglio delle precipitazioni all'area

Una volta stimate le altezze di precipitazione ed il tempo di corrivazione dei bacini va affrontato il problema della variabilità spaziale della precipitazione, la quale può essere molto alta e difficile da valutare anche in aree di moderata estensione. Si può ritenere che durante il verificarsi degli scrosci che nella località di interesse hanno dato luogo alle altezze di precipitazione massime annuali, l'altezza di precipitazione in un altro punto posto ad una certa distanza da quello considerato sia risultata diversa. Al riguardo è ragionevole supporre che durante il verificarsi di eventi di massima intensità registrati in una stazione, si siano verificati proprio in corrispondenza di quella stazione (o

nelle sue immediate vicinanze) le massime altezze di precipitazione tra tutte quelle cadute nei vari punti all'interno della superficie considerata; si assume così che il baricentro della stazione stessa coincida col centro di scroscio (o comunque sia molto prossimo a quest'ultimo). Segue da ciò che l'altezza di precipitazione media ragguagliata risulta in ciascuno degli eventi suddetti minore dell'altezza registrata nella stazione pluviometrica.

Per questa ragione si usa in pratica fare riferimento a curve di possibilità pluviometrica areali, esprimenti cioè il legame, per un assegnato tempo di ritorno, tra l'altezza media di pioggia che in un'assegnata durata cade su una superficie di area A (altezza di pioggia ragguagliata all'area) e la durata stessa.

Un primo approccio consiste nell' usare il rapporto tra l'altezza di precipitazione puntuale e media sull'area per ottenere un coefficiente di ragguaglio  $r$ . Il coefficiente è solitamente calcolato sulla base della superficie, della forma del bacino e dalla durata della precipitazione. Un noto esempio usato in letteratura è la formula di Papiri (1986):

$$r(A,d) = 1 - \exp[- 2.472 \cdot A^{0.242} \cdot d^{0.6 - \exp(-0.643 \cdot A^{0.235})}] \quad [12]$$

con area A in km<sup>2</sup> e durata d in ore assunta in questo caso essere la durata critica (pari al tempo di corrivazione calcolata in [11]).

Tuttavia, almeno in Italia il problema del ragguaglio delle piogge all'area non viene usualmente affrontato mediante l'introduzione di un coefficiente di riduzione della massima altezza di precipitazione puntuale, bensì modificando i coefficienti a e n della curva di possibilità pluviometrica puntuale. La curva areale viene così espressa:

$$h_A = a' \cdot d^{n'} \quad [13]$$

in cui  $a'$  e  $n'$  vengono messi in relazione con i coefficienti  $a$  e  $n$  della curva puntuale e con l'area A. Per il bacino idrografico oggetto di studio, si è deciso di utilizzare le formule proposte da Marchetti, ottenute elaborando i dati di Colombo, valide per aree comprese tra 1e 50 km<sup>2</sup> e per durate inferiori a 10 h (Moisello, 1998):

$$a' = a \left[ 1 - 0,06 \left( \frac{A}{100} \right)^{0,4} \right] \quad [14]$$

$$n' = n + 0,003 \left( \frac{A}{100} \right)^{0,6} \quad [15]$$

dove l'area A è espressa in ettari.

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti ottenuti con i 2 metodi.

Tabella 6: coefficienti di ragguglio areale stimati sulla durata critica e l'area di ogni bacino con la formula di Papiri

Bacino	r Papiri (1986)
Valle Bottesa e Barbisona	0.91
Garzetta Sud	0.94
Rio Roncai	0.91

Tabella 7: coefficienti a' e n' delle linee segnalatrici di possibilità pluviometrica areali calcolate con la formula di Marchetti

		a'			n'		
		Bottesa e Barbisona	Garzetta Sud	Rio Roncai	Bottesa e Barbisona	Garzetta Sud	Rio Roncai
Durata <1 h	T = 2	29.84	29.43	29.82	0.43	0.43	0.43
	T = 50	39.91	39.36	39.89	0.40	0.41	0.40
	T = 10	46.59	45.95	46.56	0.39	0.39	0.39
	T = 20	52.99	52.26	52.96	0.39	0.39	0.39
	T = 30	56.68	55.9	56.64	0.38	0.38	0.38
	T = 50	61.28	60.44	61.24	0.38	0.38	0.38
	T = 100	67.5	66.57	67.45	0.37	0.37	0.37
Durata >1 h	T = 2	29.74	29.33	29.72	0.24	0.24	0.24
	T = 5	40.69	40.13	40.66	0.23	0.23	0.23
	T = 10	47.94	47.28	47.91	0.22	0.22	0.22
	T = 20	54.91	54.15	54.87	0.21	0.21	0.21
	T = 30	58.92	58.11	58.88	0.21	0.21	0.21
	T = 50	63.93	63.05	63.89	0.21	0.21	0.21
	T = 100	70.69	69.72	70.65	0.20	0.20	0.20

### Ietogrammi di progetto

Per la stima delle portate al colmo è stato adottato uno ietogramma di progetto rettangolare, di durata pari alla durata critica ed intensità di pioggia costante per tutto l'evento e pari a:

$$I = a \cdot d^{n-1} \quad [16]$$

Ovvero l'altezza di precipitazione ottenuta dalle LSPP relativa alla durata critica divisa per la durata critica stessa per ogni tempo di ritorno T. Questo ietogramma è utilizzato in quanto le dimensioni dei bacini sono ridotte, la morfologia scoscesa e la superficie quasi completamente coperta da vegetazione, la quale avrebbe un effetto smorzante su eventuali picchi.

Nella seguente tabella si mostrano le intensità critiche calcolate per ogni tempo di ritorno T per ogni durata critica.

Tabella 8: intensità critiche puntuali e ragguagliate con la formula di Marchette e la formula di Papiri

I Critica [mm/h]									
	Valle Bottesa e Barbisona			Garzetta Sud			Rio Roncai		
	tc = 0.85 h			tc = 0.72 h			tc = 0.52 h		
	a, n	a', n'	r Papiri	a, n	a', n'	r Papiri	a, n	a', n'	r Papiri
T = 2	34.73	32.53	31.92	38.36	35.41	35.89	45.83	42.83	41.8
T = 5	46.65	43.69	42.86	51.76	47.78	48.43	62.34	58.27	56.87
T = 10	54.54	51.09	50.12	60.63	55.96	56.72	73.27	68.48	66.84
T = 20	62.11	58.18	57.07	69.14	63.82	64.68	83.76	78.28	76.4
T = 30	66.46	62.26	61.07	74.04	68.33	69.26	89.79	83.91	81.9
T = 50	71.91	67.36	66.08	80.15	73.98	74.99	97.32	90.96	88.77
T = 100	79.25	74.23	72.82	88.41	81.6	82.71	107.49	100.46	98.05

Per bacini di piccola dimensione il ragguaglio potrebbe però non essere opportuno per portate di progetto, dato che già l'ipotesi di pioggia uniforme sull'area del bacino, solitamente adottata per aree limitate, può portare a sottostime della portata al colmo (Paoletti, 1988). Se l'area in oggetto è comunque maggiore di 1 km<sup>2</sup> (in caso contrario è meglio non effettuare alcun ragguaglio) e il bacino ha una forma allungata che rende abbastanza improbabile l'ipotesi di precipitazione uniforme su tutto il bacino è comunque ragionevole ragguagliare il valore della precipitazione.

### Portate al colmo di piena

Una volta definito lo ietogramma di piogge lorde di progetto, è necessario scegliere un modello di deflusso superficiale per determinare la quantità di perdite per infiltrazione o accumulo nei bacini e di un modello di formazione di piene per ottenere l'idrogramma di piena alla sezione di chiusura del bacino. Per il calcolo delle infiltrazioni son stati usati due modelli: il metodo percentuale e il metodo del Soil Conservation Service (1972) detto anche Curve Number (SCS-CN). Per il modello di formazione di piene è stato usato il metodo cinematico, noto anche come metodo della corrivazione.

#### Portate di pioggia netta:

La portata di pioggia netta si ottiene moltiplicando la pioggia lorda per un coefficiente che può essere costante, come nel metodo percentuale, o variabile nel tempo come nel metodo SCS-CN modificato. Nel primo caso il valore delle perdite da infiltrazione sarà fisso, e non terrà conto di fattori come la decrescente capacità di infiltrazione del suolo. Questo approccio è efficace per aree dove la capacità d'infiltrazione delle superfici ha variazioni minime nel tempo perché quasi totalmente impermeabili

(strade, pavimentazioni o edifici) o al contrario dotate di un'alta capacità di infiltrazione tale da restare lontano dal punto di saturazione e non variare in modo sensibile in relazione alle piogge di progetto (terreni sabbiosi molto profondi). Il metodo percentuale assegna un coefficiente di deflusso da 0 a 1 (0-100% di deflusso) per il tipo di terreno del bacino. Nel caso di una copertura quasi completamente boscosa o di prato come nel caso corrente si può assumere un coefficiente  $\emptyset$  di 0.20 (20%).

Il metodo SCS-CN stima le perdite per infiltrazione sull'ipotesi che ci sia una relazione tra la massima capacità di immagazzinare acqua nel terreno  $S$  e l'infiltrazione totale effettiva  $P$  per una precipitazione di una certa durata. Il metodo tiene conto anche di una perdita iniziale  $I_a$  prima di cui non si ha alcun deflusso superficiale. La relazione fra questi elementi restituisce la portata di deflusso superficiale  $Q$  come dall'espressione [17]. Il valore di  $S$  è dato dall'espressione [18], in cui CN è il Curve Number, un parametro che va virtualmente da 0 a 100. La perdita iniziale è definita da [19] in mancanza di elementi per una stima più precisa.

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \text{ mm} \quad [17]$$

$$S = 254 + \left( \frac{100}{CN} - 1 \right) \text{ mm} \quad [18]$$

$$I_a = 0.2 S \quad [19]$$

Il parametro CN dipende da vari fattori. Il primo è il tipo di suolo, che può ricadere in 4 categorie A, B, C, D, dove la prima classe indica terreni sabbiosi o ghiaiosi e molto profondi, difficili da saturare, mentre l'ultima superfici argillose o limose compatte con una bassissima capacità di infiltrazione.

Il secondo fattore è la copertura del suolo (strade, residenziale, industriale, prato, bosco, campi...) che in base alla precedente classe di terreno assegna un valore di  $CN_{II}$  da 0 a 100. Questo valore andrà poi corretto in base alla condizione di umidità antecedente del terreno (AMC I, II, III) attraverso le formule [20] e [21]:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad [20]$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad [21]$$

Il metodo SCS-CN è formalmente un metodo che lega una precipitazione lorda cumulata di una certa durata al suo deflusso superficiale, e non la precipitazione lorda di un intervallo  $dt$  al relativo deflusso del medesimo istante. Ciò detto, la dimensione temporale può essere ottenuta in maniera molto semplice sottraendo il deflusso superficiale calcolata al tempo  $t-dt$  a quello calcolato al tempo  $t$ .

Il valore del parametro CN nel caso presente è assunto in base ai seguenti valori:



Tabella 9: Parametri scelti per determinare il Curve Number. Valori da Ugo Moisélo, *Idrologia Tecnica quarta edizione, 2014.*

Descrizione		
Terreno grossolano e permeabile ma non molto spesso sui versanti scoscesi.	Classe di suolo	B
Bosco di latifoglie con sottobosco di fogliame, discreta capacità di drenaggio.	CN <sub>II</sub>	60
Assunte condizioni sfavorevoli di terreno già saturo da precedenti precipitazioni	AMC	III
Valore finale	CN	78

*Trasformazione Afflussi-Deflussi*

Il Metodo Cinematico o della Corrivazione, fa parte della famiglia dei modelli di formazione di piena lineari. Questi modelli hanno la caratteristica di definire la relazione ingresso-uscita attraverso equazioni differenziali di tipo lineare a coefficienti costantisi.

Il metodo cinematico si basa su alcune considerazioni:

- la formazione della piena è dovuta unicamente ad un trasferimento della massa liquida;
- ogni goccia di pioggia si muove sulla superficie del bacino seguendo un percorso immutabile che dipende solo dal punto in cui è caduta;
- la velocità di una goccia non è influenzata dalla presenza di altre gocce;
- la portata defluente è data dalla somma delle portate elementari provenienti dalle diverse parti del bacino, che si presentano nello stesso istante alla sezione di chiusura.

La portata uscente dal bacino  $q(t)$  si definisce in generale come integrale di convoluzione della portata di pioggia netta  $p(t)$  moltiplicata per l'idrogramma unitario istantaneo  $u(t)$  come in [22]

$$q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot p(\tau) d\tau \quad [22]$$

Nel caso del metodo della corrivazione  $u(t)$  si definisce come in [23]

$$u(t) = \frac{1}{S} \cdot \frac{ds}{dt} \quad [23]$$

Dove S è la superficie totale e  $ds/dt$  l'espressione differenziale che rappresenta la curva Area-tempi, ovvero la relazione tra la superficie parziale del bacino e i relativi tempi di ruscellamento. Per uno ietogramma di pioggia rettangolare, metodo di depurazione percentuale e una curva Area-tempi lineari esiste una soluzione analitica. La formulazione analitica per il valore di portata al colmo va a coincidere in questo caso con la formula razionale come espressa in [24].

$$Q_{max} = \emptyset \frac{A I_{critica}}{3,6} \quad [24]$$

Dove A è in km<sup>2</sup>, I<sub>critica</sub> in mm/h e  $\emptyset$  è il coefficiente di afflusso costante.

Nel momento in qui però si vuole utilizzare un modello di deflusso superficiale più avanzato come SCS-CN lo ietogramma delle piogge nette diventa irregolare e/o utilizzare una curva Aree-tempi irregolare occorre utilizzare un approccio numerico. Definito un intervallo temporale  $dt$  pari al tempo di corrivazione  $tc$  diviso un numero  $n$  l'area totale si divide in  $n$  aree di isocorrivazione  $A_i$  (di uguale tempo di ruscellamento fino alla chiusura del bacino).  $A_1$  è l'area più a monte,  $A_n$  quella adiacente al punto di chiusura. Vengono assunte come condizioni al contorno le 2 aree fittizie  $A_0$  e  $A_{n+1}$  di superficie nulla, dove la prima indica il limite superiore del bacino e la seconda la sezione di chiusura del bacino. L'equazione discretizzata diventa quindi:

$$Q(i,t) = q(i,t) \cdot A_i + Q(i-1, t-1) \quad [25]$$

Dove la portata in ogni area  $A_i$  al tempo  $t$   $Q(i,t)$  corrisponde alla portata di deflusso superficiale di  $A_i$  al tempo  $t$   $q(i,t) \cdot A_i$  sommata alla portata al precedente tempo  $t-1$  dell'area immediatamente a monte  $Q(i-1, t-1)$ . L'altezza di deflusso superficiale  $q(i,t)$  può essere calcolato ogni istante con il metodo percentuale oppure con il metodo SCS-CN, sottraendo in quest'ultimo caso il valore calcolato sulla cumulata dall'istante iniziale a  $t-1$  a quello calcolato dall'istante iniziale a  $t$ . Qualora la curva Area-tempi si assuma lineare, queste aree  $A_i$  saranno di uguale estensione pari all'area totale divisa per  $n$ . Ad ogni  $A_i$  può essere assegnato un diverso valore di percentuale o CN se necessario.

Nel caso d'interesse per tutti i bacini è stato usato il metodo cinematico con curva Area-tempi lineare, applicando sia il metodo percentuale che quello SCS-CN per il deflusso superficiale. Sia il coefficiente di afflusso del metodo superficiale che CN son stati assunti omogenei e pari ai valori descritti in precedenza (0.20 e 78 rispettivamente).

*Confronto con il metodo di Bacchi (1999):*

Come elemento di confronto, è utile calcolare la portata di picco considerando anche la relazione proposta da Bacchi et al. (1999), sviluppata in uno studio relativo alla valutazione delle portate di piena nella Provincia di Brescia. Tale relazione è valida per bacini con area drenante variabile da 1 a 40 km<sup>2</sup>, in cui la portata al colmo di assegnata frequenza viene calcolata, secondo il metodo di regionalizzazione, come prodotto di una portata indice  $m(Q_c)$  legata all'area drenata A (è l'area sottesa dalla sezione interessata) e di un coefficiente di crescita XT espresso in funzione del tempo di ritorno T:

$$Q_{c,T} = X_T \cdot m(Q_c) \quad (7)$$

dove:

$$m(Q_c) = 3,24 \cdot A^{0,73} \tag{8}$$

$$X_T = 1 + 0,53 \cdot \frac{\exp \left[ 0,0521 \left( -\ln \left( -\ln \left( (T - 1) / T \right) \right) \right) \right] - 1,033}{0,072} \tag{9}$$

## Risultati

Gli ietogrammi di progetto di pioggia lorda e netta sono mostrati per i bacini nei grafici sottostanti per il metodo di depurazione SCS-CN e percentuale nel **caso di intensità critica non raggiunta**:

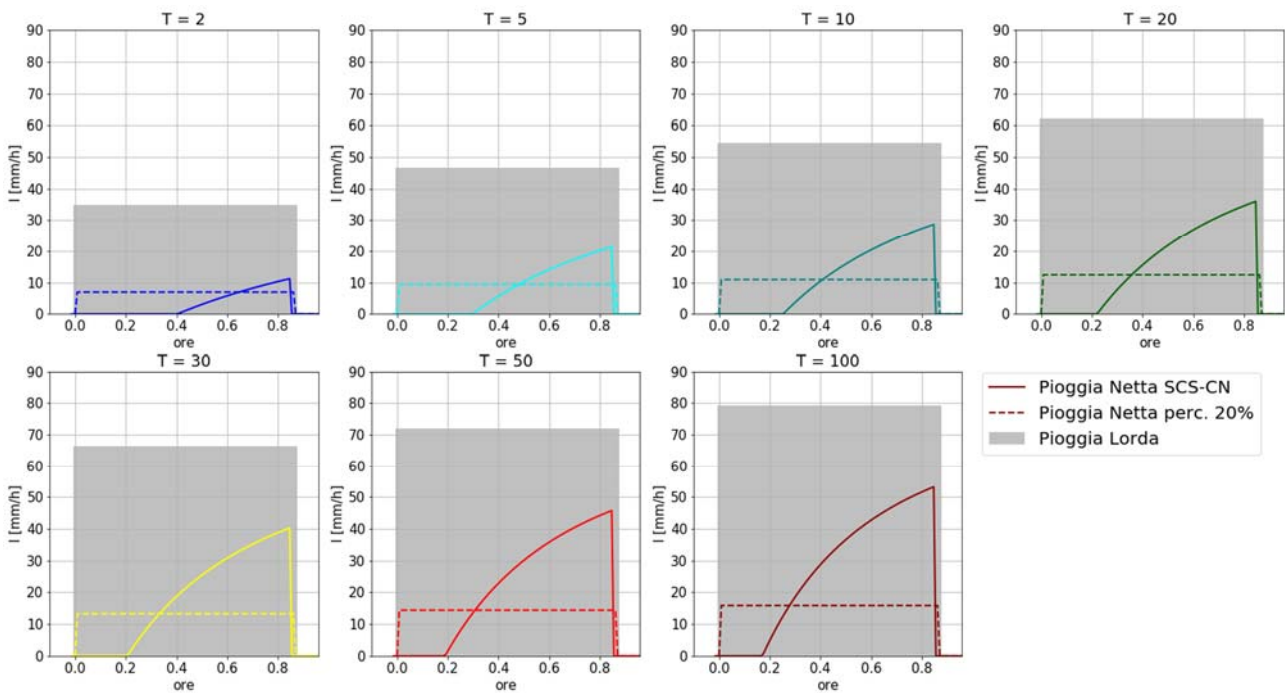


Figura 5: Coli Val Bottesa e Barbisona.

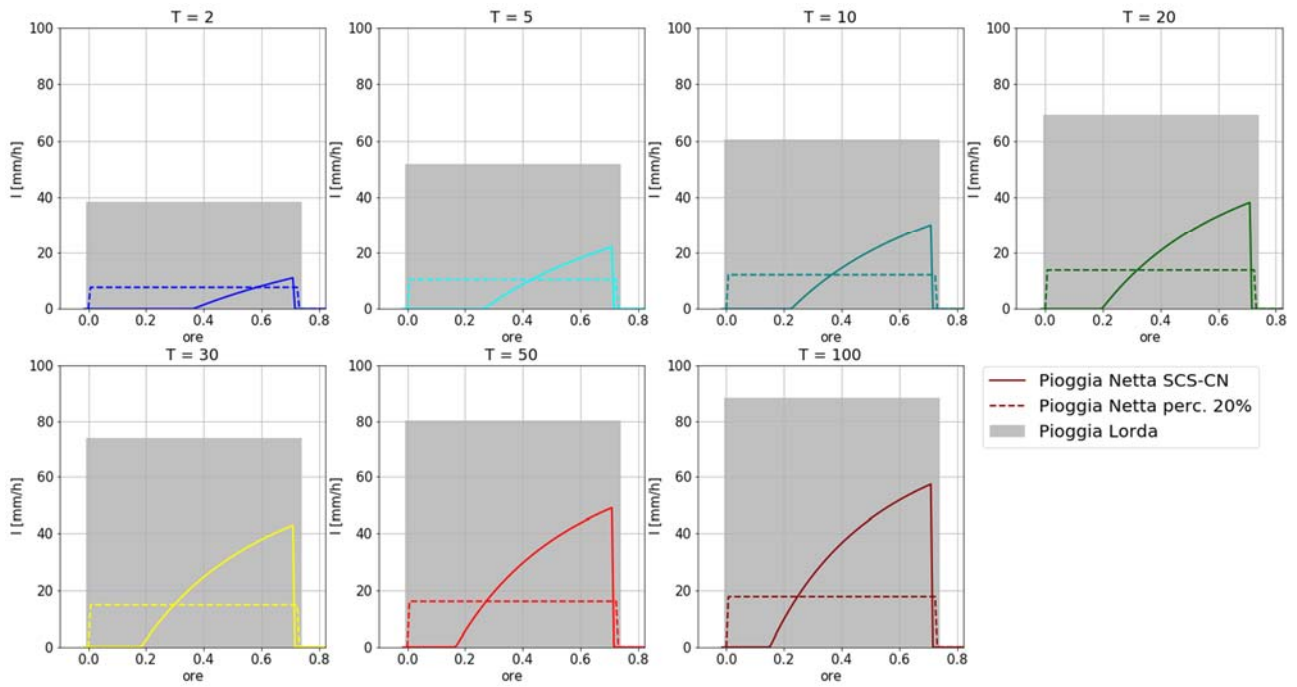


Figura 6: Garzetta ramo Sud

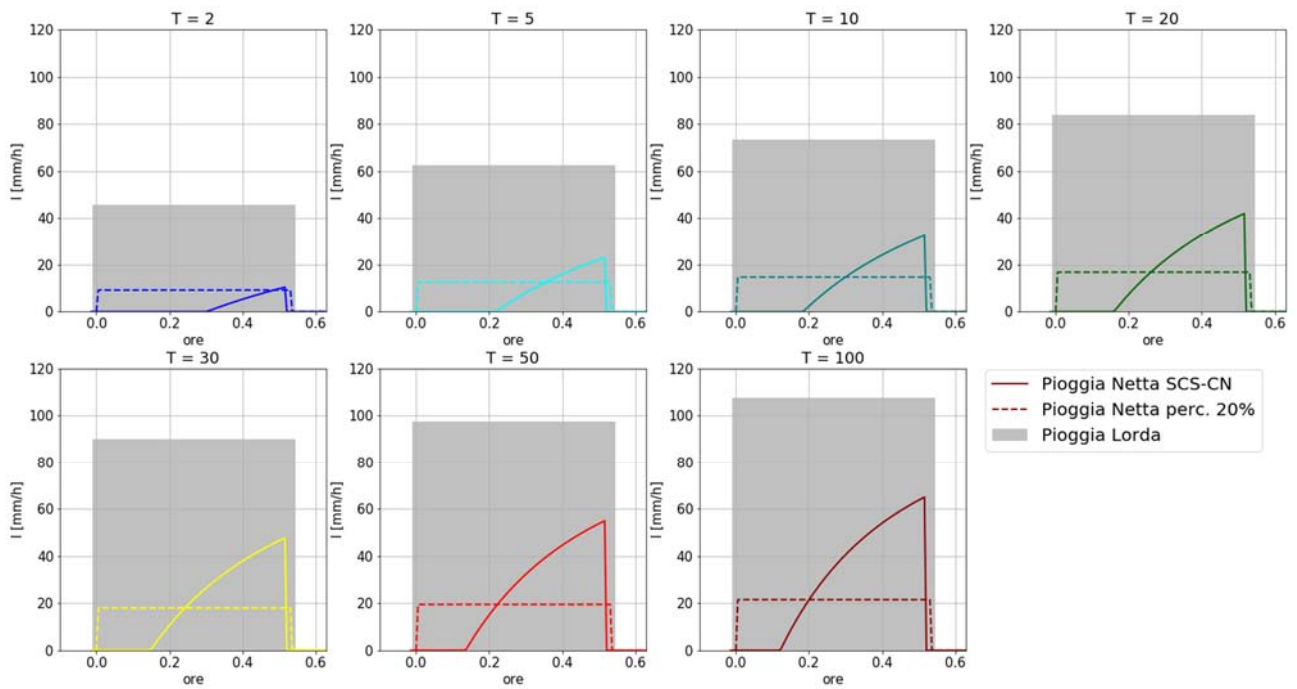


Figura 7: Rio roncai

Il deflusso percentuale sembra sottostimare in maniera netta il deflusso superficiale rispetto al metodo SCS-CN per tempi di ritorno elevati. Inoltre l'effetto di saturazione e perdita iniziale dato dal secondo metodo sembra più realistico.

Gli idrogrammi sono mostrati per i bacini nei grafici sottostanti per il metodo della corrivazione con depurazione SCS-CN e percentuale nel **caso di intensità critica non raggiunta**:

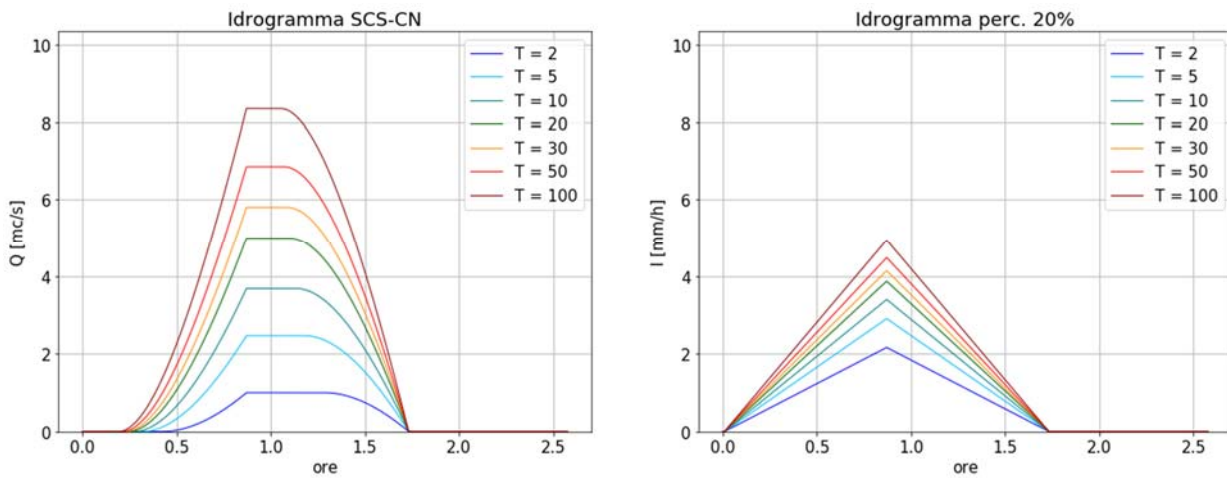


Figura 8: Coli Val Bottesa e Barbisona

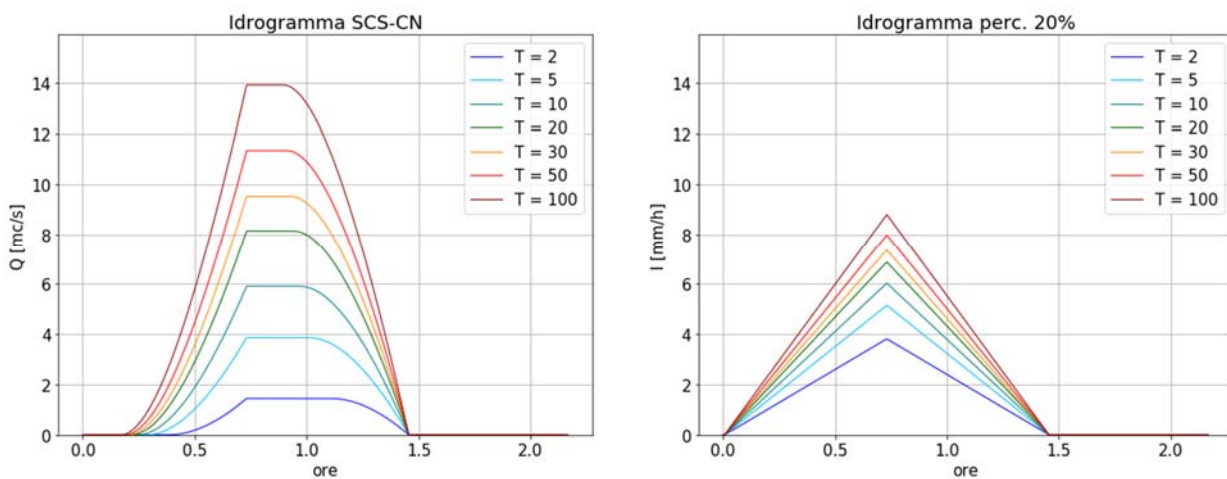


Figura 9: Garzetta ramo Sud

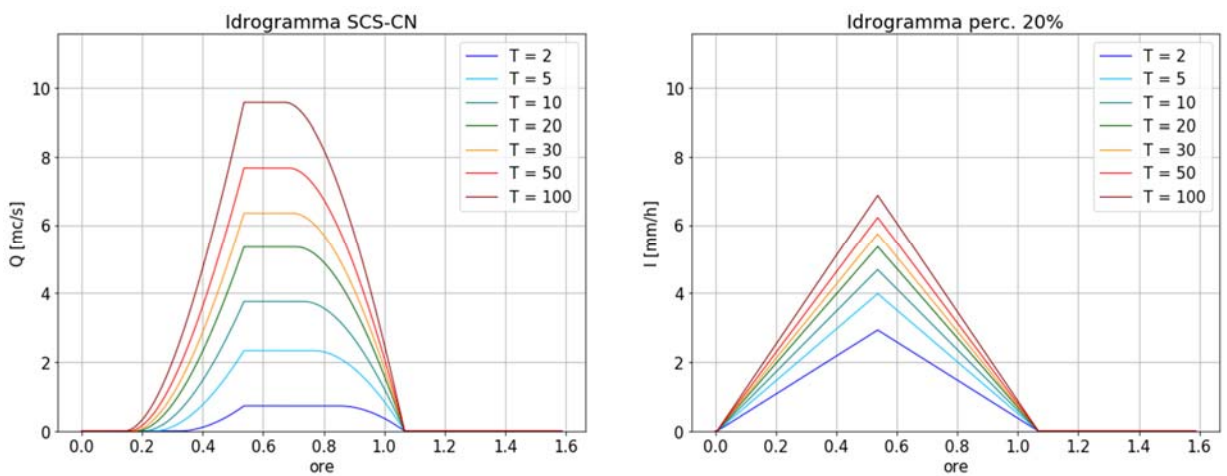


Figura 10: Rio roncai



Si nota subito come il metodo di depurazione percentuale dia risultati anche molto inferiori al metodo SCS-CN per tempi di ritorno elevati non tenendo conto dell'effetto di saturazione del terreno di fronte a piogge di intensità e durata estrema.

Le portate con le intensità critiche ragguagliate e non ed i metodi della corrivazione con depurazione SCS-CN e percentuale sono mostrate per ciascun bacino nelle seguenti tabelle. A titolo di paragone è mostrata anche la stima con la formula di Bacchi.

Tabella 10: portate al colmo m<sup>3</sup>/s

	Valle Bottesa e Barbisona:						
	Corrivazione con SCS-CN			Corrivazione con metodo perc.			Bacchi
	nessun ragguaglio	a', n'	r papiri	nessun ragguaglio	a', n'	r papiri	
T = 2	1.00	0.79	0.73	2.16	2.03	1.99	3.17
T = 5	2.47	2.06	1.95	2.91	2.72	2.67	4.78
T = 10	3.68	3.13	2.98	3.4	3.18	3.12	5.89
T = 20	4.99	4.30	4.11	3.87	3.63	3.56	7.01
T = 30	5.80	5.02	4.81	4.14	3.88	3.81	7.67
T = 50	6.86	5.97	5.73	4.48	4.2	4.12	8.52
T = 100	8.36	7.32	7.04	4.94	4.63	4.54	9.69

Tabella 11: portate al colmo m<sup>3</sup>/s

	Garzetta ramo Sud:						
	Corrivazione con SCS-CN			Corrivazione con metodo perc.			Bacchi
	nessun ragguaglio	a', n'	r papiri	nessun ragguaglio	a', n'	r papiri	
T = 2	1.45	1.05	1.11	3.81	3.52	3.57	4.45
T = 5	3.86	3.05	3.18	5.15	4.75	4.81	6.72
T = 10	5.91	4.79	4.97	6.03	5.56	5.64	8.29
T = 20	8.13	6.71	6.94	6.87	6.34	6.43	9.85
T = 30	9.51	7.91	8.17	7.36	6.79	6.89	10.78
T = 50	11.33	9.5	9.79	7.97	7.35	7.45	11.97
T = 100	13.93	11.78	12.12	8.79	8.11	8.22	13.63

Tabella 12: portate al colmo m<sup>3</sup>/s

	Rio Roncai:						
	Corrivazione con SCS-CN			Corrivazione con metodo perc.			Bacchi
	nessun ragguaglio	a', n'	r papiri	nessun ragguaglio	a', n'	r papiri	
T = 2	0.73	0.53	0.46	2.93	2.74	2.67	3.23
T = 5	2.33	1.87	1.72	3.98	3.72	3.63	4.86
T = 10	3.76	3.1	2.89	4.68	4.37	4.27	6.00
T = 20	5.35	4.49	4.21	5.35	5	4.88	7.14
T = 30	6.34	5.37	5.05	5.74	5.36	5.23	7.81
T = 50	7.67	6.54	6.17	6.22	5.81	5.67	8.67
T = 100	9.57	8.24	7.8	6.87	6.42	6.26	9.87

## Conclusioni

Le Linee Segnalatrici di probabilità pluviometrica sono state calcolate sulla base dei dati reali di precipitazione del pluviometro dell'istituto pastori di Brescia, due diverse linee segnalatrici sono state stimate per le durate maggiori e minori di un'ora. Sono poi stati stimati i tempi di corrivazione di ogni bacino attraverso la formula di Giandotti, assunti come durata critica dell'evento di progetto. Si sono poi applicati due metodi di ragguaglio: il coefficiente r dalla formula di Papiri, basato sulla durata critica e sull'area, e la formula di Marchetti, la quale ragguaglia direttamente i coefficienti delle linee segnalatrici in base all'area dei bacini.

Il valore della portata al colmo è stato calcolato usando uno ietogramma rettangolare di durata ed intensità critica utilizzando il metodo della corrivazione con curva tempi-area lineare con metodo di depurazione delle piogge lorde sia il metodo percentuale ( $\phi=0.20$ ) e SCS-CN (CN=78). La formula empirica di Bacchi è usata come confronto, in quanto tarata sui bacini della provincia di Brescia.

Osservando i risultati sembra che il metodo di depurazione percentuale sottostimi molto le portate per tempi di ritorno alti, non tenendo conto dell'andamento della saturazione del terreno durante un evento estremo.

Per quanto riguarda il ragguaglio delle altezze di precipitazione si adotta la formula di Marchetti per tutti e tre i bacini, in quanto i risultati ottenuti con la formula di Papiri sono molto simili e l'area dei bacini è comunque superiore al kmq.

Per quanto riguarda la portata di progetto per l'area D, all'interno del bacino della Garzetta Sud, la portata viene stimata in proporzione alla dimensione del bacino sotteso all'area rispetto al bacino

totale. La portata in questo caso è quella calcolata con SCS-CN e non raggugiata, data la dimensione molto ridotta dei bacini in gioco (0.25 km<sup>2</sup>).

$$0.25 / 1.79 \text{ km}^2 \text{ ramo sx (Rio cascina Termini)} = 0.14 \times 13.93 = 1.95 \text{ mc/s}$$

I valori di portata di progetto sono quindi quelli di T = 100 riportati in tabella:

Tabella 13: Portate di progetto per le aree di intervento

	A.	B.	C.	D
Raggiunglio	a', n'	a', n'	a', n'	Nessuno
Depurazione	SCS-CN	SCS-CN	SCS-CN	SCS-CN
Q m3/s	7.32	11.78	8.24	1.95