



REGIONE CALABRIA

COMUNE DI CROTONE



PROVINCIA DI CROTONE

COMUNE DI SCANDALE

Proponente	Meenergy Srl Via Milazzo 17, Bologna (BO), 40121				
			Partnered by:		
Progettazione architettonica ed elettrica	Ing. Fabio Domenico Amico Via Milazzo, 17 40121 Bologna (BO) f.amico@green-go.net		Progettazione architettonica ed elettrica	Dott. Ing. Fabio Rapicavoli Via Manganelli n. 20g 95030 Nicolosi (CT) f.rapicavoli@e-prima.eu	
SIA e studi specialistici	E-PRIMA S.R.L. Via Manganelli, 20 95030 Nicolosi (CT) P.IVA 05669850876 Tel. 095914116 - 3339533392 info@e-prima.eu ; info@marcolaudani.com		Relazione Agronomica	Dott. Agronomo Antonio Fruci C.da Frassà, s.n.c. 88025 Maida (CZ) Cell. 3393047810 a.fruci@libero.it	
Studio idrologico idraulico	Mada Engineering s.r.l. Via Caronda, 172 G 95128 Catania (CT) Tel. 0958252700 - 0958252701 info@madaingegneria.it ; daniele.cianciolo@madaingegneria.it		Valutazione Preliminare Interesse Archeologico	Dott. Di Lieto Viale T. Campanella, 186 int. 9/G 88100 Catanzaro (CZ) Fax 1782779626 Tel. 08351973918 - 3389813154 info@dilietosrl.com ; dilieto@pec.it	
Opera	Progetto di realizzazione di un impianto agrivoltaico e opere connesse nei Comuni di Crotone (KR) e Scandale (KR), denominato Brasimato				
Oggetto	Folder:				
	Identificativo file elaborato (pdf):				
	Codice elaborato interno - Titolo elaborato: BRSSS0R02-00 - Relazione di compatibilità idraulica				
00	06/07/2023	Emissione per progetto definitivo	Ing. Daniele Cianciolo	Ing. Daniele Tubertini	Ing. Fabio Domenico Amico
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione



1	INTRODUZIONE	1
2	INQUADRAMENTO TERRITORIALE	1
3	ANALISI VINCOLISTICA IDRAULICA	3
4	ANALISI IDROLOGICA	7
4.1	METODO TRADIZIONALE	10
4.2	METODO SCALA-INVARIANTE	12
4.3	ADATTAMENTO ALLE DISTRIBUZIONI DI PROBABILITÀ.....	13
4.4	CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA.....	20
4.5	PIOGGE BREVI.....	24
5	VERIFICA IDRAULICA	27
5.1	CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO	27
5.2	VERIFICA DELLA SUFFICIENZA IDRAULICA DELLE SEZIONI.....	31
5.2.1	<i>Verifica dell'asta principale del "Bacino NE"</i>	32
5.2.2	<i>Verifica dell'asta principale del "Bacino NW"</i>	34
5.2.3	<i>Verifica dell'asta principale del "Bacino N"</i>	36
5.2.4	<i>Verifica dell'asta principale del "Bacino Centro"</i>	38
5.2.5	<i>Verifica dell'asta principale del "Bacino SE"</i>	39
5.2.6	<i>Verifica dell'asta principale del "Bacino SW"</i>	42
5.3	VERIFICA DELLE INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ INTERNA.....	43
6	CONCLUSIONI	48



1 INTRODUZIONE

Il presente studio idraulico è stato condotto al fine di valutare la compatibilità idraulica di un'area ricadente all'interno del Comune di Crotona (KR) per la realizzazione di un impianto agrivoltaico di potenza di picco pari a 23,26 MWp denominato "Brasimato".

Tale studio ha lo scopo di valutare la compatibilità di detta opera con il deflusso delle acque superficiali nell'area di studio; in particolare, si vuole garantire che la realizzazione dell'impianto avvenga in una zona in cui non sussista un pericolo idraulico elevato e, ove ciò non fosse possibile, che la presenza di nuove strutture sul suolo non produca un aggravamento dei fenomeni di esondazione e smaltimento delle acque superficiali.

2 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area oggetto di studio ricade all'interno della Provincia di Crotona (KR), in località Canalicchi, a Nord-Ovest rispetto al Comune di Crotona e a Ovest della Zona Industriale "Passovecchio" (Figura 2.1). La zona in cui si concentra l'intervento è ricompresa all'interno di un rettangolo con lati posti alle coordinate (SR: RDN2008/UTM zone 33N-E):

- Nord: 4.332.865,1575 m
- Est: 677.961,7710 m
- Sud: 4.331.880,4794 m
- Ovest: 676.949,5151 m

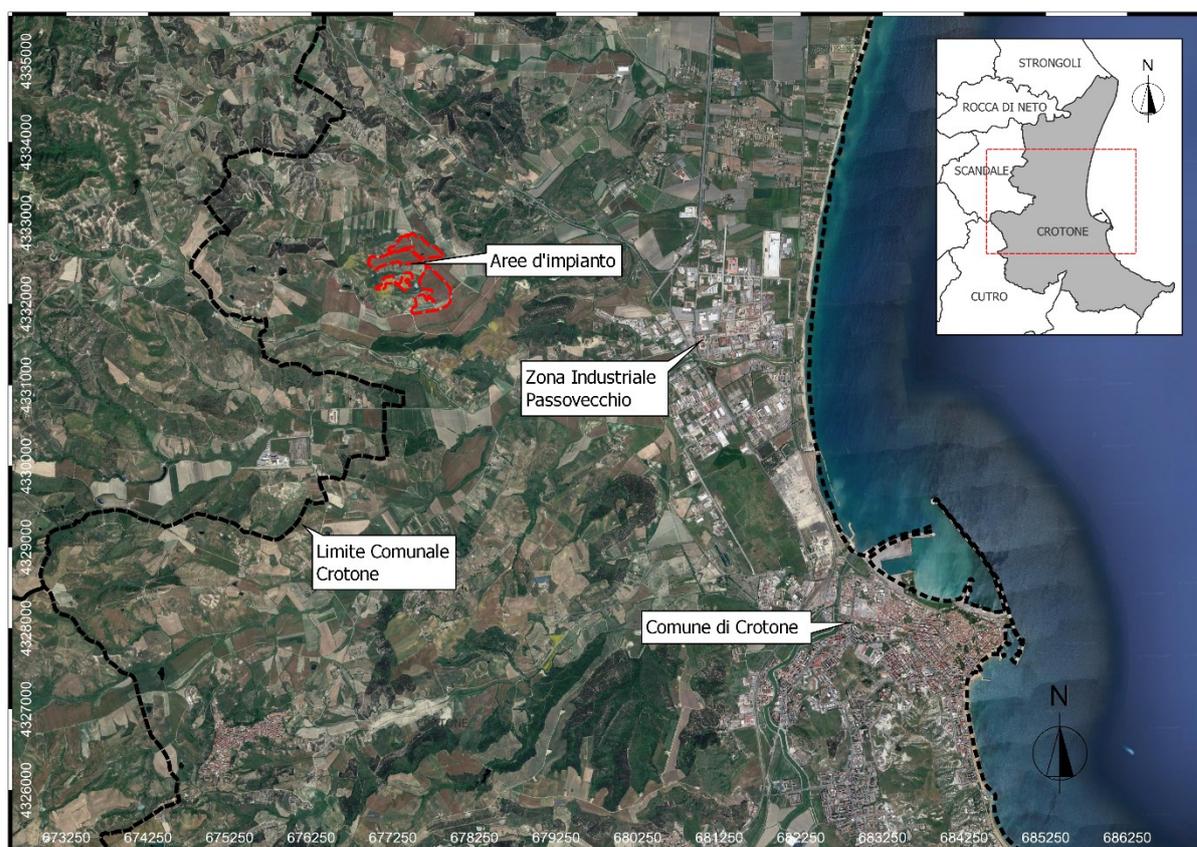


Figura 2.1. Inquadramento territoriale delle aree di impianto. SR: RDN2008/UTM zone 33N-E (EPSG: 6708)

Tale area ricade all'interno del Bacino Idrografico del Torrente Ponticelli (Figura 2.2), il quale è caratterizzato da una superficie pari a circa 18,20 km² e un perimetro di 30,13 km. Il suo corso d'acqua principale, il Torrente Ponticelli, gode di un'estensione di 13,02 km, mentre il suo affluente principale, il Vallone di Brasimato, registra una lunghezza pari a 3,89 km.

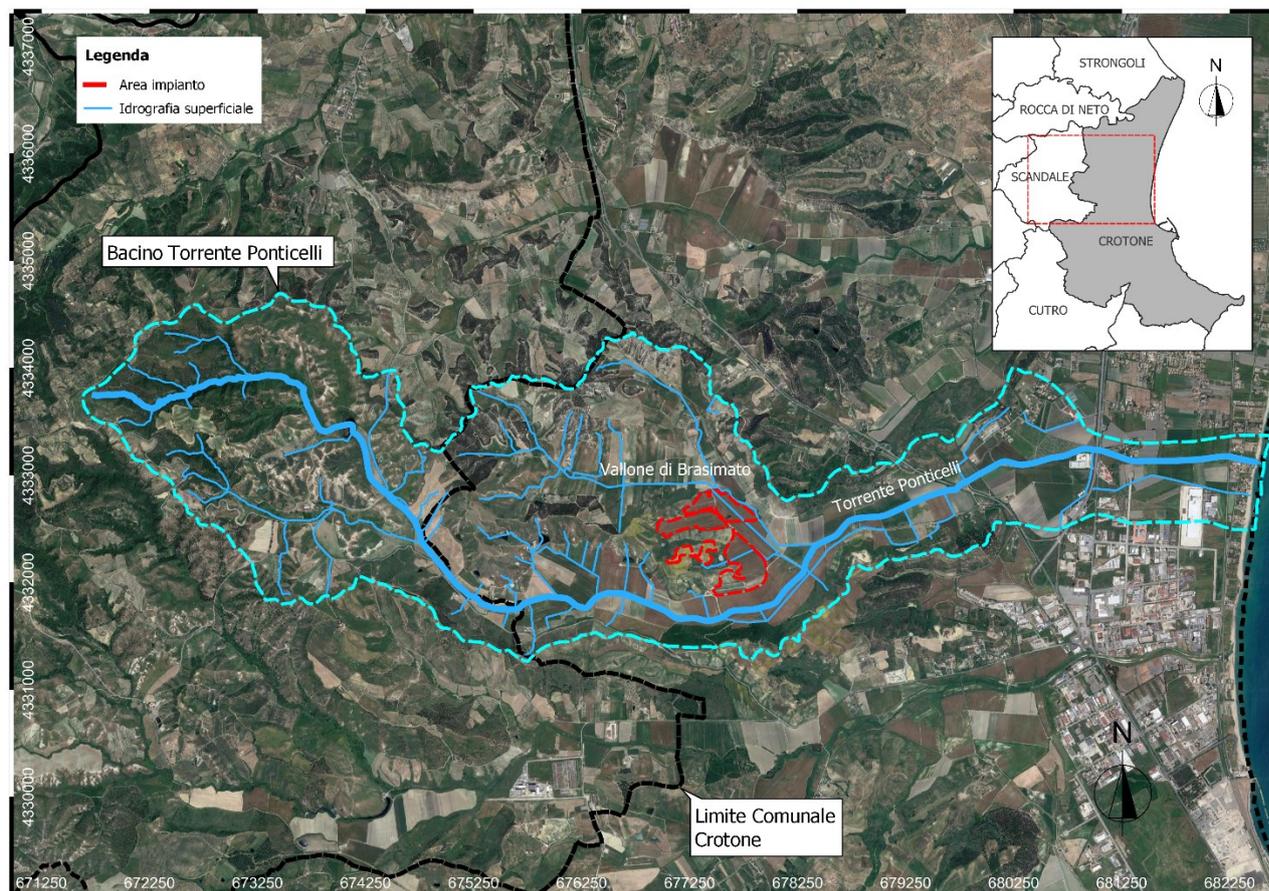


Figura 2.2. Reticolo idrografico del Bacino del Torrente Ponticelli e del suo affluente principale, il Vallone di Brasimato

3 ANALISI VINCOLISTICA IDRAULICA

Il sito di progetto rientra nel Bacino idrografico dei fiumi Neto e minori (Area 6), definito dalla L.R. n.35 del 29 Novembre 1996, in conformità agli indirizzi fissati nel D.P.C.M. 23/3/1990.

Dal punto di vista idraulico, entro il territorio comunale di Crotone, numerose sono le aree classificate a pericolosità idraulica per fenomeni di inondazioni. Tali fenomeni, strettamente legati al verificarsi di piene stagionali concentrate soprattutto nel periodo autunnale, talvolta vengono ulteriormente amplificati a causa di una non corretta gestione del territorio (abusivismo edilizio, scarsa manutenzione dei corsi d'acqua).

Sulla base della cartografia redatta per il P.A.I. – Piano per l'Assetto Idrogeologico¹ – aggiornata al 2022, si può notare come il sito sia ubicato in prossimità di aree di attenzione rispetto al pericolo di inondazione (vedi Figura 3.1), cioè zone per le quali non è stato condotto alcuno studio idrologico-idraulico ovvero non state valutate aree di esondazione, e le relative aree a rischio, per diversi tempi di ritorno. Riguardo dette aree, le quali corrispondono per lo più a tratti dei corsi d'acqua principali, le Norme di Attuazione e Misure di Salvaguardia (NAMS) aggiornate al 2011, all'art. 24 prescrivono che:

"[...]in mancanza di studi di dettaglio [...] ai fini della tutela preventiva, valgono le stesse prescrizioni vigenti per le aree a rischio R4."

Le suddette prescrizioni sono volte a garantire le condizioni di sicurezza idraulica, assicurando il libero deflusso della piena con tempo di ritorno 20-50 anni, nonché il mantenimento e il recupero delle condizioni di equilibrio dinamico dell'alveo.

Un altro strumento da prendere in considerazione in questa fase è il PGRA – Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni² – del 2015. Allo scopo di uniformare il lavoro delle Autorità di Bacino costituenti il Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, le quali hanno adottato diverse metodologie per la perimetrazione delle aree soggette a rischio idraulico; in considerazione dell'importanza assunta dalla perimetrazione della pericolosità idraulica per diversi tempi di ritorno al fine di definire le aree soggette a rischio idraulico, il PGRA applica il metodo seguente per la determinazione di tre livelli di pericolosità:

- Caso 1: AdB che hanno provveduto alla definizione e mappatura delle seguenti fasce fluviali:
 - fascia A → P3 (pericolosità elevata)
 - fascia B → P2 (pericolosità media)
 - fascia C → P1 (pericolosità bassa)

¹ Il P.A.I. è uno strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono pianificate e programmate le azioni, gli interventi e le norme d'uso riguardanti la difesa del rischio idrogeologico.

² Il PGRA viene introdotto dalla Direttiva Europea n.2007/60/CE del 23 ottobre 2007, recepita in Italia D. Lgs. 49/2010, ed definito dall'art. 64 del D.lgs. 152/2006; contiene il quadro di gestione delle aree soggette a pericolosità e rischio individuate nei distretti di bacino, delle aree dove possa sussistere un rischio potenziale significativo di alluvioni e dove si possa generare in futuro, nonché delle zone costiere soggette ad erosione.

- Caso 2: AdB che hanno provveduto alla definizione e mappatura della pericolosità attraverso 4 classi:
 - P4 e P3 (molto elevata ed elevata) → P3 (pericolosità elevata)
 - P2 (media) → P2 (pericolosità media)
 - P1 (moderata) → P1 (pericolosità bassa)
- Caso 3: AdB che hanno provveduto alla definizione e mappatura delle seguenti aree inondabili:
 - aree con elevata probabilità di accadimento ($30 \leq T \leq 50$) → P3 (pericolosità elevata)
 - aree con media probabilità di accadimento ($100 \leq T \leq 200$) → P2 (pericolosità media)
 - aree con bassa probabilità di accadimento ($200 \leq T \leq 500$) → P1 (pericolosità bassa)

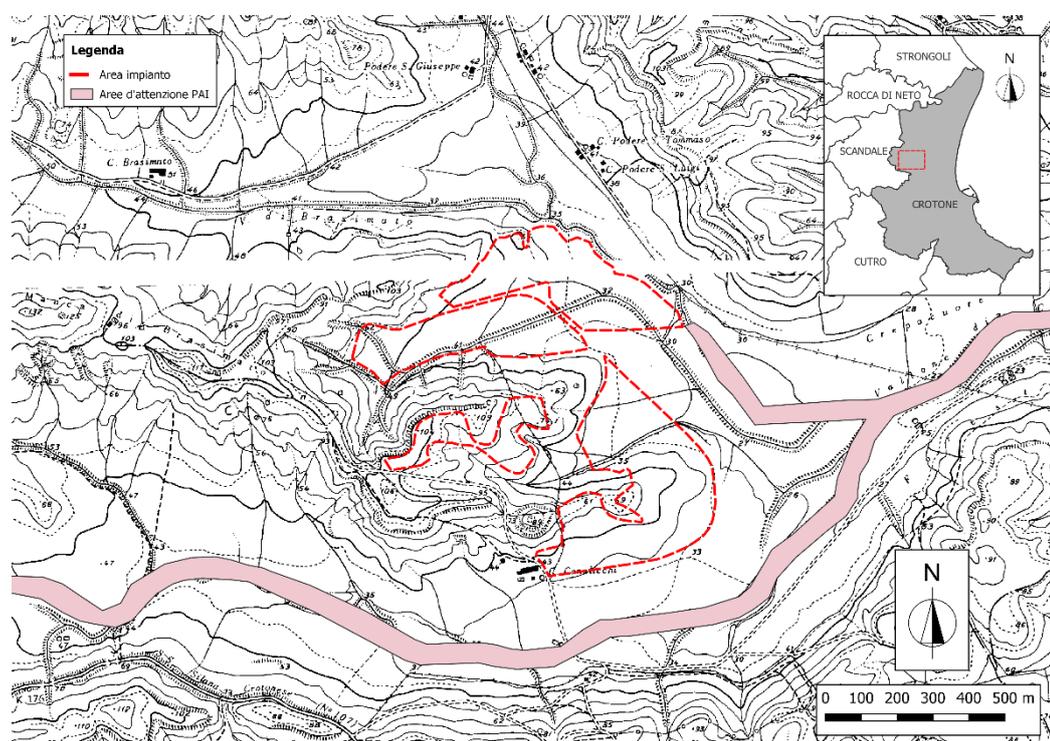


Figura 3.1. Stralcio della carta del Rischio Idraulico P.A.I aggiornata al 2022 su Carta Tecnica Regionale in scala nominale 1:10.000.
(Fonte: <https://www.distrettoappenninomeridionale.it>)

Il caso della Regione Calabria può essere considerato come rientrante nell'ultima condizione. In particolare, il P.A.I. della Calabria individua le aree soggette a rischio idraulico in funzione del tempo di ritorno dell'evento di piena che interessa tali aree. I tempi di ritorno utilizzati sono 50 anni per l'individuazione delle aree R4, 200 anni per le aree R3 e 500 anni per le aree R2.

In completa coerenza con i contenuti del P.A.I., il PGRA tratta le aree d'attenzione come le aree R4 e quindi le trasforma in aree a pericolosità idraulica P3. Tuttavia, le aree a pericolosità idraulica P3 così ottenute rientrano nelle aree derivanti da analisi di livello base. Ciò comporta la possibilità di aggiornare la perimetrazione sulla base di studi geomorfologici o idrologico-idraulici speditivi, ovvero di studi idrologico-idraulici di dettaglio.

Infine, intersecando le classi di pericolosità con quelle di danno (combinazione tra esposizione e vulnerabilità) su tutto il territorio regionale, il PGRA fornisce una cartografia circa il rischio di inondazione basata su quattro classi, le quali sono determinabili a mezzo della Tabella 3.I.

Tabella 3.I. Metodologia per la determinazione delle classi di rischio idraulico proposta dal PGRA, a partire dalla classe di pericolo idraulico e quella di danno.

CLASSI DI RISCHIO		CLASSE DI PERICOLOSITÀ		
		P3	P2	P1
CLASSI DI DANNO	D4	R4	R4	R2
	D3	R4	R3	R2
	D2	R3	R2	R1
	D1	R2	R1	R1

Nelle Figura 3.2 e Figura 3.3 sono riportate rispettivamente le aree a pericolosità e rischio idraulico secondo il PGRA che interessano il poligono di intervento. Si nota che buona parte di esso rientra in aree classificate ad alta pericolosità di inondazione e rischio di alluvione R3.

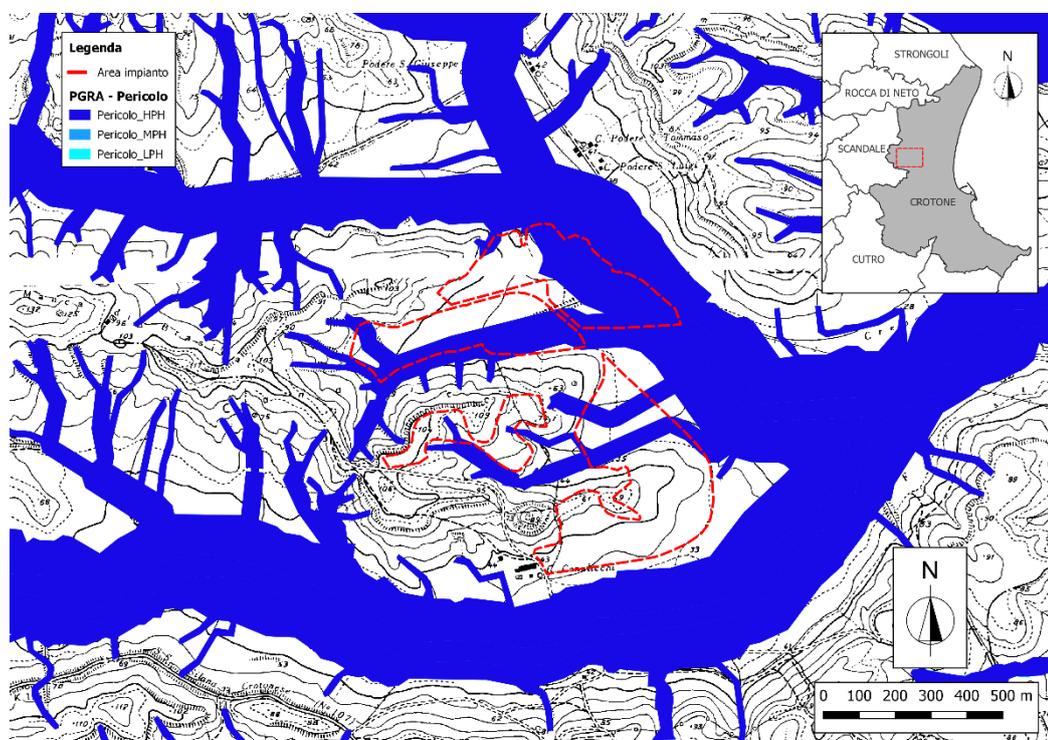


Figura 3.2. Stralcio della carta della Pericolosità di inondazione PGRA su Carta Tecnica Regionale in scala nominale 1:10.000. (Fonte: <https://www.distrettoappenninomeridionale.it>)

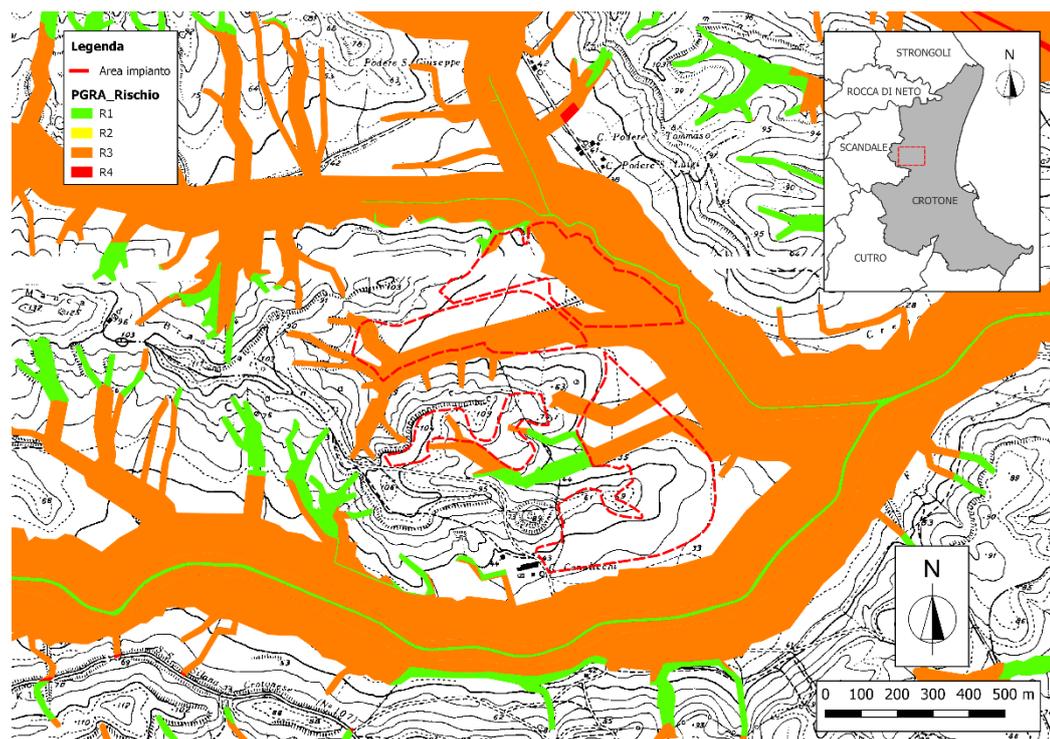


Figura 3.3. Stralcio della carta del Rischio di inondazione PGRA su Carta Tecnica Regionale in scala nominale 1:10.000.

(Fonte: <https://www.distrettoappenninomeridionale.it>)

Obiettivo del presente lavoro è verificare la compatibilità idraulica dell'impianto in progetto con la rete idrografica esistente; ciò verrà fatto attraverso la caratterizzazione degli archi idrici soggetti a pericolo di esondazione e la verifica della loro sufficienza idraulica.



4 ANALISI IDROLOGICA

La prima informazione indispensabile per condurre la verifica idraulica sugli archi idrici presenti nella zona esaminata, si concretizza con l'altezza di pioggia da utilizzare. A tal fine, si è identificata la Stazione Pluviometrica "1680 - Crotone" come quella più vicina al sito d'intervento (Figura 4.1 e Figura 4.2), dunque quella presentante i dati più affidabili per l'analisi statistica da condurre. Nella Tabella 4.I sono riportati i dati di precipitazioni massime annuali registrate in detta stazione pluviometrica, per un totale di 70 misure per ciascuna durata di pioggia (durata ≥ 1 ora).

Tabella 4.I. Serie storica delle precipitazioni massime annuali per piogge di durata 1h, 3h, 6h, 12h e 24h, registrate presso la stazione pluviometrica "Crotone". (Fonte: Centro Funzionale Multirischi Arpacal)

Anno	1h	3h	6h	12h	24h	Anno	1h	3h	6h	12h	24h
1928	13,0	21,2	25,0	39,4	59,0	1972	51,6	54,0	64,6	85,2	104,1
1929	40,0	56,4	59,4	62,4	70,5	1973	21,2	28,4	54,8	88,2	95,4
1930	29,0	43,4	58,0	84,0	113,8	1977	35,8	55,8	63,6	91,6	114,5
1931	9,0	18,4	32,0	49,0	59,8	1979	22,6	32,8	49,6	65,0	87,0
1932	39,6	53,0	75,0	147,6	169,6	1981	17,4	36,8	59,2	81,4	118,5
1933	28,2	36,0	48,8	60,5	66,0	1983	37,8	70,0	89,4	95,4	95,4
1934	25,8	33,8	36,5	46,5	53,0	1984	20,4	36,0	48,6	60,8	80,4
1935	29,0	47,8	56,0	78,6	120,1	1986	54,8	72,6	114,1	207,1	233,7
1936	30,0	54,0	75,8	82,4	90,8	1988	34,8	74,8	103,4	106,6	110,2
1937	60,0	60,2	61,8	61,8	61,8	1991	14,2	18,6	28,6	36,6	41,8
1938	17,0	27,0	27,6	32,6	55,0	1992	22,4	28,0	35,4	35,6	39,2
1939	31,0	62,2	67,2	76,8	132,3	1993	17,4	33,2	39,8	58,4	67,0
1940	14,6	33,4	41,0	46,6	50,4	1994	26,2	34,0	40,2	58,2	58,4
1941	38,0	46,4	58,8	71,4	71,4	1995	32,2	42,8	68,6	96,2	133,4
1942	54,6	63,2	63,2	87,4	91,4	1996	72,8	104,4	112,4	115,2	116,2
1943	39,0	53,0	65,2	66,0	107,7	1997	50,8	62,2	73,8	92,4	107,6
1944	24,0	33,0	37,4	45,0	68,0	1998	11,0	27,2	42,4	50,2	60,0
1945	14,4	26,4	41,0	63,2	76,6	1999	23,6	42,4	42,8	63,8	85,2
1946	25,0	41,0	59,4	73,0	89,2	2000	26,6	51,0	55,4	60,0	106,8
1947	20,0	30,8	33,6	47,6	70,6	2001	16,8	23,2	39,8	55,6	67,4
1948	19,4	22,0	31,2	45,4	82,8	2002	22,0	47,8	69,4	79,2	82,0
1949	36,0	54,6	63,0	70,0	82,6	2004	26,4	38,2	65,4	82,2	82,2
1950	29,0	43,0	57,0	71,0	93,0	2005	22,2	22,6	35,2	40,0	52,2
1951	36,6	69,2	97,4	156,1	172,1	2006	41,6	73,0	78,8	78,8	95,6
1953	23,0	47,0	54,0	75,6	118,5	2007	23,0	24,6	26,2	36,8	59,2
1957	53,0	73,2	95,8	136,0	288,2	2008	27,0	38,2	41,0	56,0	86,6
1958	46,6	75,8	75,8	78,2	89,0	2009	35,0	51,0	91,4	118,6	120,4
1959	90,0	102,1	109,8	140,1	162,1	2010	50,6	61,0	62,4	101,4	113,6
1960	42,0	92,0	111,1	125,5	146,7	2011	33,6	59,6	86,4	91,4	92,0
1962	27,8	42,6	75,0	80,0	80,0	2012	46,4	76,8	79,4	106,6	107,6
1963	27,0	28,4	28,4	36,4	69,0	2013	43,8	45,6	75,8	105,6	134,6
1964	29,2	44,3	76,9	99,8	142,9	2014	27,8	29,8	43,8	54,8	87,0
1965	33,6	52,6	57,9	74,0	111,5	2015	33,0	36,4	38,0	49,2	66,2
1968	24,7	38,8	39,6	51,6	70,6	2016	27,8	60,2	66,4	70,8	87,6
1971	20,0	28,7	28,7	43,0	56,4	2017	22,2	25,0	25,8	43,8	69,4



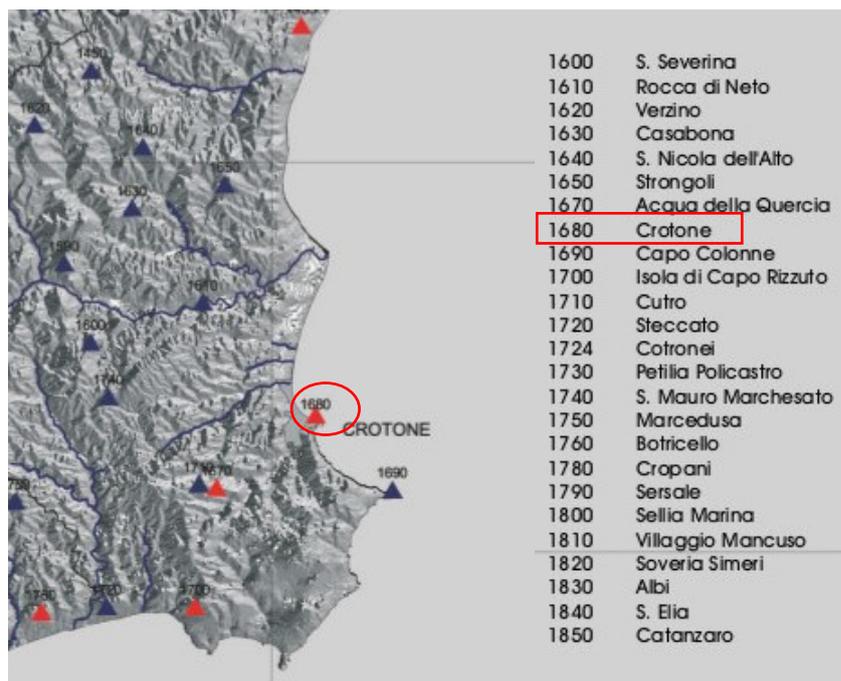


Figura 4.2. Ingrandimento sulla zona studiata e individuazione della stazione pluviometrica "1680 - Crotona" presa in esame. (Fonte: Centro Funzionale Multirischi Arpacal)

Per il campione in questione, al fine di determinare le Curve di Probabilità Pluviometrica (CPP), si è proceduto sia con la metodologia *tradizionale* che con quella *scala-invariante*. Nella prima è necessario adattare una distribuzione di probabilità per ciascun valore di durata di pioggia (1, 3, 6, 12 e 24 ore). Nel secondo invece, si parte dall'ipotesi che le piogge seguano una regolarità statistica, rispettando le leggi di *scaling semplice* rispetto all'aggregazione nel tempo. In poche parole, è possibile normalizzare i valori di ciascuna durata attraverso il loro valore medio annuale, costruendo così un'unica serie adimensionale.

Sia nell'uno che nell'altro metodo sono state testate la distribuzione di Gumbel e quella Log-normale. Tra esse è necessario che si scelga la più idonea a descrivere il campione di dati osservato. A tal scopo, si possono impiegare come mezzo di verifica:

- *metodo grafico*, ad esempio il *QQ probability plot*, il quale prevede la costruzione di un grafico che confronta la frequenza di osservazione di un valore x_i ($i = 1, \dots, n$) di un campione di N osservazioni, la quale può calcolarsi ad esempio come *frequenza di Weibull* (Equazione 1), rispetto a quella associata allo stesso evento dalla distribuzione di probabilità scelta, cioè il valore della funzione di probabilità cumulata (cdf) associato a x_i .

$$F_i = \frac{i}{N + 1} \quad (1)$$

Ciò che ne risulta è un grafico i cui punti sono tanto più allineati alla prima diagonale quanto più la distribuzione scelta approssima bene il campione;

- *metodo analitico*, come il test di *Kolmogorov-Smirnov*, è un test più oggettivo rispetto al precedente, poiché fornisce un metro di misura per l'esattezza di una distribuzione. Immaginiamo di osservare una frequenza del campione $F = i/N$, la quale ha la forma di una cdf discreta, e adattiamo una cdf

parametrica al campione di osservazioni. È possibile calcolare il massimo delle distanze tra le due cdf come:

$$d = \max_i \left\{ \left| F_X(x_i) - \frac{i}{N} \right|, \left| F_X(x_i) - \frac{i-1}{N} \right| \right\} \quad (2)$$

Questo parametro dà un'idea della correttezza della cdf adattata, ma non è rappresentativo da solo dell'esattezza di questa, perché legato a valori locali del campione. In ogni caso, è facile intuire che se d è molto "piccolo" allora la funzione scelta è corretta, altrimenti se è "grande" vuol dire che non lo è. Occorre fissare un valore critico d^* tale che: se $d \leq d^*$ la distribuzione è corretta; se $d > d^*$ la distribuzione non è corretta.

Tabella 4.II. Valori critici di $D = d^*$ in funzione della grandezza del campione e del livello di significatività assunto.

Sample Size N	Level of Significance for $D = \text{Max } F^*(X) - S_N(X) $				
	.20	.15	.10	.05	.01
4	.300	.319	.352	.381	.417
5	.285	.299	.315	.337	.405
6	.265	.277	.294	.319	.364
7	.247	.258	.276	.300	.348
8	.233	.244	.261	.285	.331
9	.223	.233	.249	.271	.311
10	.215	.224	.239	.258	.294
11	.206	.217	.230	.249	.284
12	.199	.212	.223	.242	.275
13	.190	.202	.214	.234	.268
14	.183	.194	.207	.227	.261
15	.177	.187	.201	.220	.257
16	.173	.182	.195	.213	.250
17	.169	.177	.189	.206	.245
18	.166	.173	.184	.200	.239
19	.163	.169	.179	.195	.235
20	.160	.166	.174	.190	.231
25	.149	.153	.165	.180	.203
30	.131	.136	.144	.161	.187
Over 30	$\frac{.736}{\sqrt{N}}$	$\frac{.768}{\sqrt{N}}$	$\frac{.805}{\sqrt{N}}$	$\frac{.886}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.031}{\sqrt{N}}$

4.1 METODO TRADIZIONALE

È necessario scegliere la distribuzione parametrica idonea a descrivere i dati registrati dalla stazione pluviometrica per ogni durata di pioggia. A questo punto si stimano i parametri della distribuzione scelta e se ne verifica la bontà di adattamento tramite metodo grafico o analitico. Si calcola quindi la probabilità di non superamento corrispondente ad un tempo di ritorno d'interesse T_R per mezzo della Formula 3; questa viene poi usata per stimare il quantile h corrispondente per ciascuna durata, attraverso la funzione inversa della cdf scelta.

$$F_X(x) = 1 - \frac{1}{T_R} \quad (3)$$

Nel caso in cui si provi sul campione la distribuzione di Gumbel, a partire dalla media campionaria μ e la deviazione standard σ è semplice risalire ai parametri α e β che la caratterizzano:

$$\alpha = \frac{1,283}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0,450\sigma$$

A partire dalla cdf espressa nell'Equazione 6, si è in grado di risalire facilmente alla sua funzione inversa ovvero ai valori di precipitazione corrispondenti a fissati valori di probabilità (Equazione 7).

$$F_X(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (6)$$

$$x = \beta - \frac{1}{\alpha} \cdot \ln(-\ln(F_X(x))) \quad (7)$$

Nel caso di altre distribuzioni di probabilità, invece, non sempre è nota la cdf e procedere non risulta così semplice. In quei casi occorre ricorrere a tecniche di analisi numerica. Questo è il caso della distribuzione Log-normale; in questo caso, il limite matematico è stato superato per mezzo delle funzioni *distrib.lognorm* e *inv.lognorm* incluse nella libreria del software Microsoft Excel®, utili per ricavare la probabilità associata a un certo quantile e viceversa, note la media e la deviazione standard dei logaritmi delle misure campionarie. A questo punto si riportano i cinque quantili ricavati (uno per ogni durata) in un grafico durata-altezza di pioggia e si approssima il loro andamento con una legge di potenza tipo quella nell'equazione seguente.

$$h = at^n \quad (4)$$

Tale legge di potenza si ottiene applicando il logaritmo naturale all'Equazione 4:

$$\ln(h) = \ln(a) + n \ln(t) \quad (5)$$

e utilizzando il metodo dei minimi quadrati per determinare i parametri a ed n :

$$n = \frac{N \sum (\ln t_i \cdot \ln h_i) - \sum \ln t_i \sum \ln h_i}{N \sum (\ln t_i^2) - (\sum \ln t_i)^2}$$

$$\ln(a) = \frac{\sum h_i \sum (\ln t_i^2) - \sum \ln t_i \sum \ln t_i \cdot \ln h_i}{N \sum (\ln t_i^2) - (\sum \ln t_i)^2}$$

4.2 METODO SCALA-INVARIANTE

Il metodo si basa sulla forte ipotesi che le caratteristiche delle piogge si ripresentino alle varie scale temporali. Ciò significa che una generica caratteristica Z , alla data scala λt , ha una distribuzione identica rispetto a quella ad una scala t , a meno di un fattore di scala λ^m , come riportato nell'Equazione (8).

$$Z(\tau, \lambda t) \sim \lambda^m Z(\tau, t) \quad (8)$$

Allo stesso modo si potranno esprimere i quantili H e i momenti ε a diverse scale facendo uso delle leggi (9) e (10).

$$H(\lambda t) \sim \lambda^m H(t) \quad (9)$$

$$\varepsilon[H(\lambda t)] \sim \lambda^m \varepsilon[H(t)] \quad (10)$$

Ciò porta alla definizione di una variabile adimensionale W , la quale ha la medesima distribuzione di probabilità di quelle alle varie scale temporali:

$$W = \frac{H(t)}{\varepsilon[H(t)]}$$

Solitamente il momento ε utilizzato è il valore medio dei dati osservati; pertanto, per adimensionalizzare le serie basterà dividere i valori di ciascuna durata di pioggia con il relativo valore medio.

Una volta aver ordinato in senso crescente la serie adimensionale e aver adattato una distribuzione di probabilità (e verificato la sua bontà di adattamento) in modo analogo a quanto visto nel paragrafo precedente, si procede con il calcolo del quantile adimensionale h_T^* , associato ad un tempo di ritorno fissato. La CPP sarà il prodotto tra questo quantile ricavato e le medie $m(t)$, le quali seguono ancora una volta una legge di potenza del tipo $m(t) = bt^n$; vale quindi l'equazione (11).

$$h = h_T^* m(t) = h_T^* bt^n = at^n \quad (11)$$

Rispetto all'Equazione 4 ricavata per il metodo tradizionale, questa volta la dipendenza dal tempo di ritorno è contenuta solamente nel coefficiente $a = h_T^* b$, mentre l'esponente n dipende dalla distribuzione delle medie.

4.3 ADATTAMENTO ALLE DISTRIBUZIONI DI PROBABILITÀ

In primo luogo, verranno di seguito presentati i risultati dell'adattamento delle due distribuzioni di probabilità – Gumbel e Log-normale – ottenuti attraverso la metodologia tradizionale. Nelle Figure dalla 4.3 alla 4.12 sono riportati i QQ-plots ritraenti la bontà di adattamento di ciascuna distribuzione testata sulla serie di precipitazioni massime, per ogni durata di pioggia (1, 3, 6, 12 e 24 ore). Nelle Tabelle 4.III fino alla 4.VI, per le stesse durate di pioggia, è riportato anche il risultato del test di Kolmogorov-Smirnov.

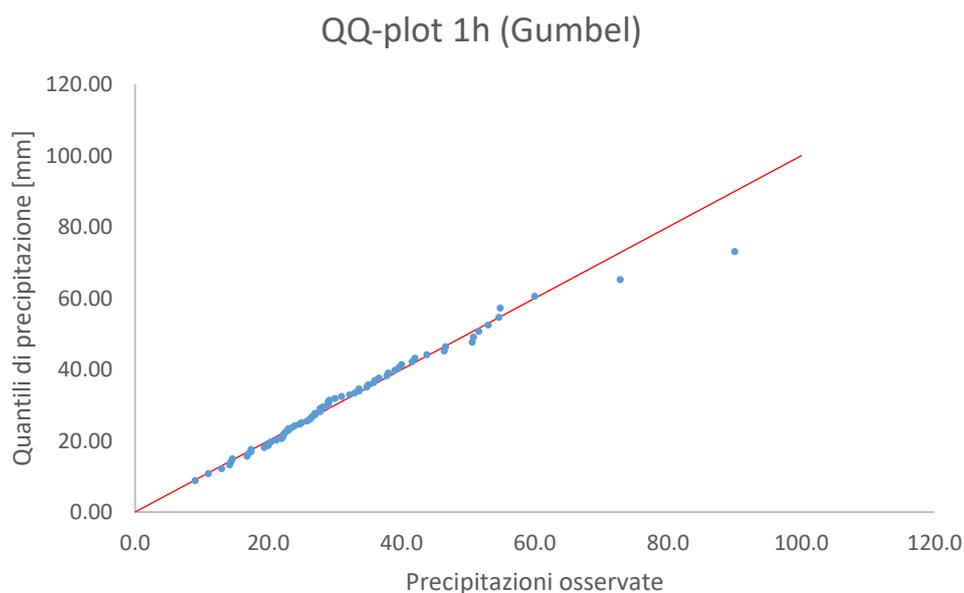


Figura 4.3. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione di Gumbel ai dati di pioggia con durata pari a 1h.

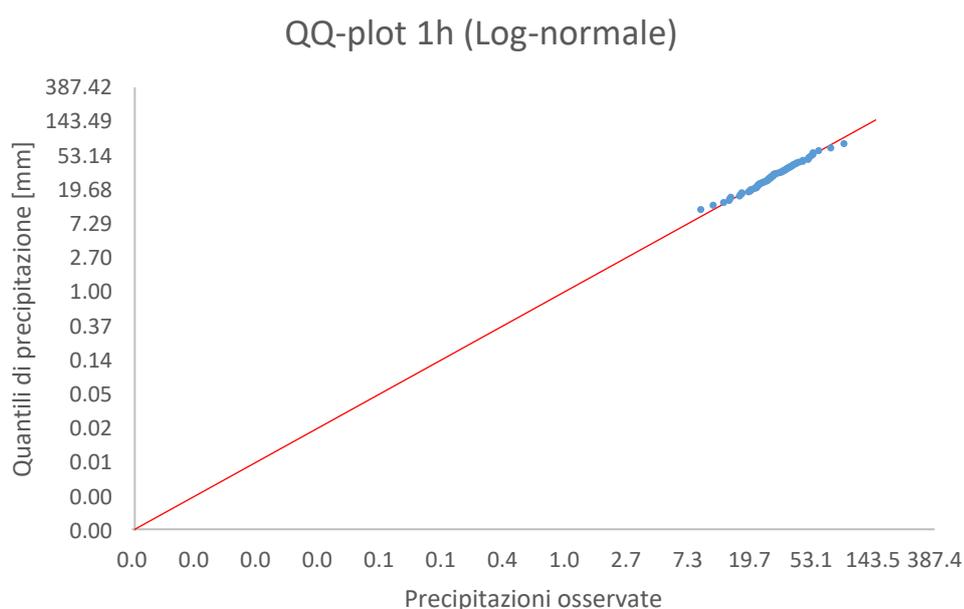


Figura 4.4. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione Log-normale ai dati di pioggia con durata pari a 1h.

Tabella 4.III. Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per la serie di precipitazioni massime annuali di durata pari a 1h.

	Gumbel	Lognormale
D*	0,106	0,106
D campionario	0,072	0,058

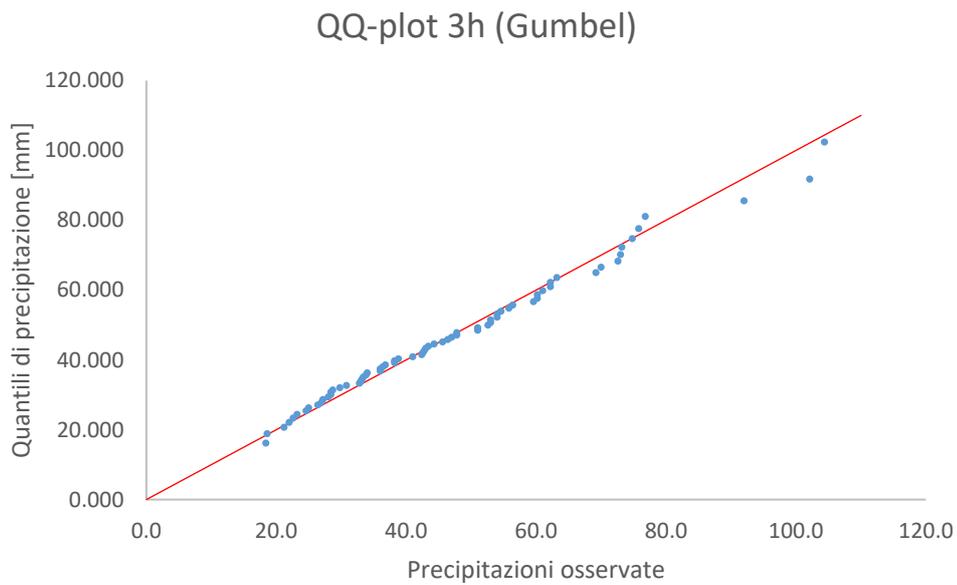


Figura 4.5. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione di Gumbel ai dati di pioggia con durata pari a 3h.

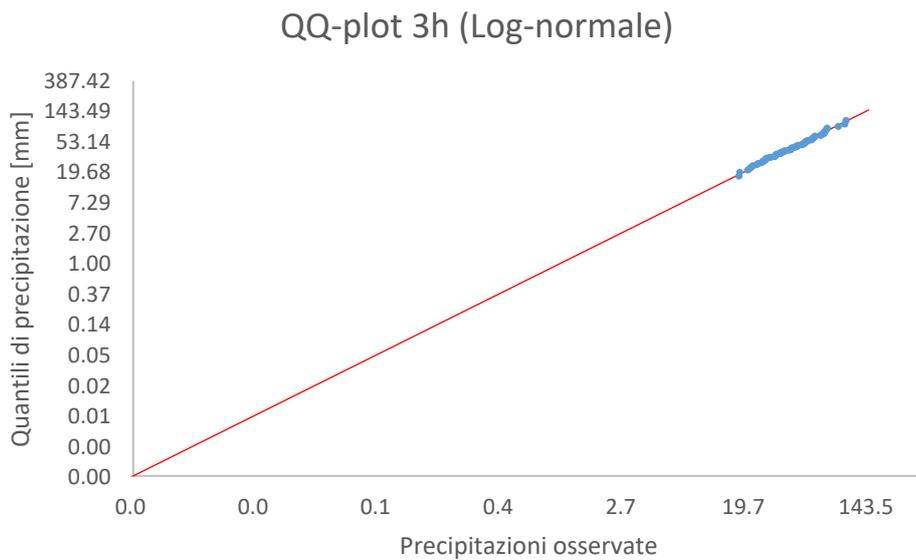


Figura 4.6. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione Log-normale ai dati di pioggia con durata pari a 3h.

Tabella 4.IV. Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per la serie di precipitazioni massime annuali di durata pari a 3h.

	Gumbel	Lognormale
D*	0,106	0,106
D campionario	0,058	0,060

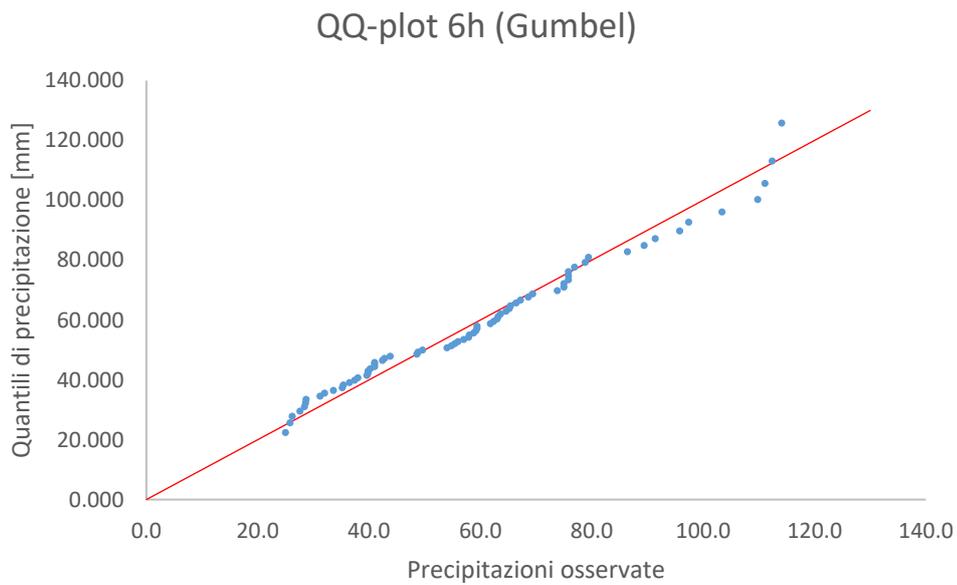


Figura 4.7. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione di Gumbel ai dati di pioggia con durata pari a 6h.

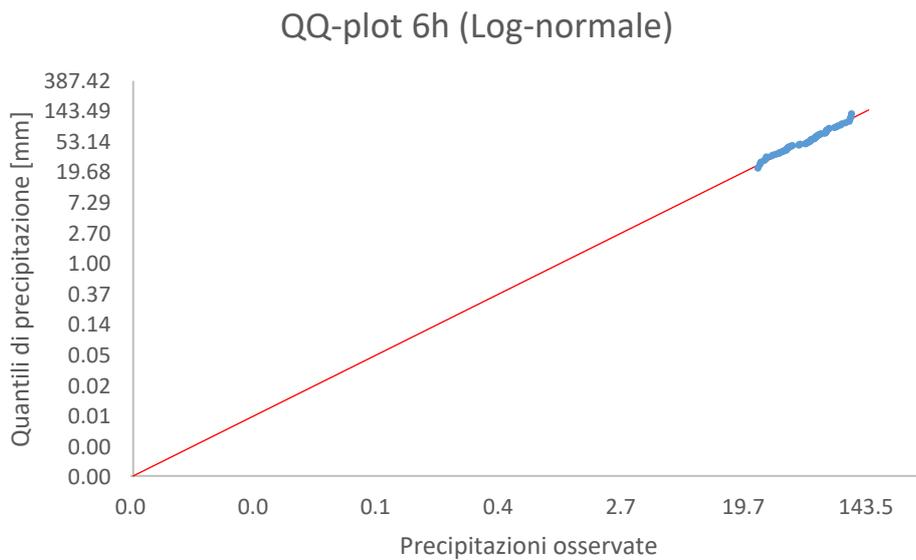


Figura 4.8. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione Log-normale ai dati di pioggia con durata pari a 6h.

Tabella 4.V. Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per la serie di precipitazioni massime annuali di durata pari a 6h.

	Gumbel	Lognormale
D*	0,106	0,106
D campionario	0,087	0,067

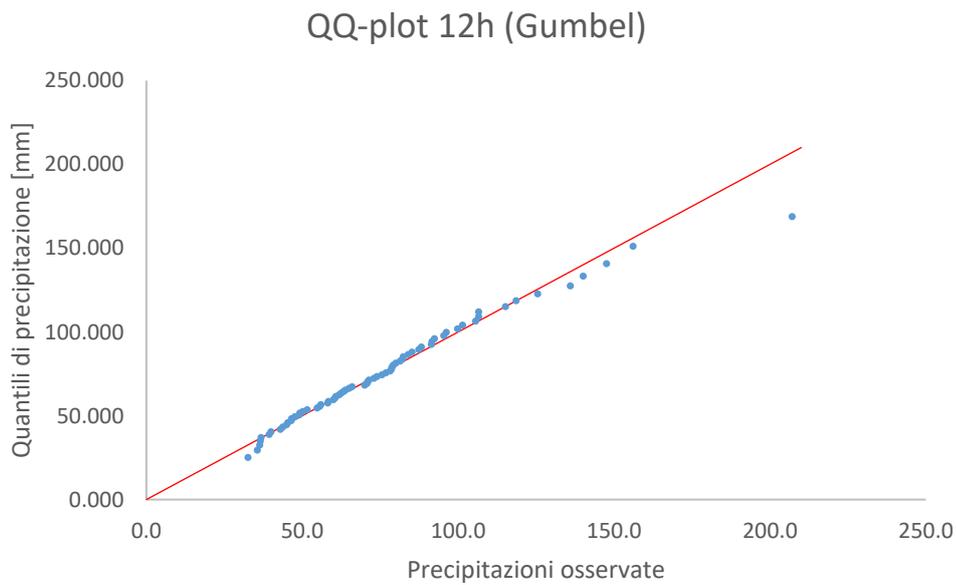


Figura 4.9. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione di Gumbel ai dati di pioggia con durata pari a 12h.

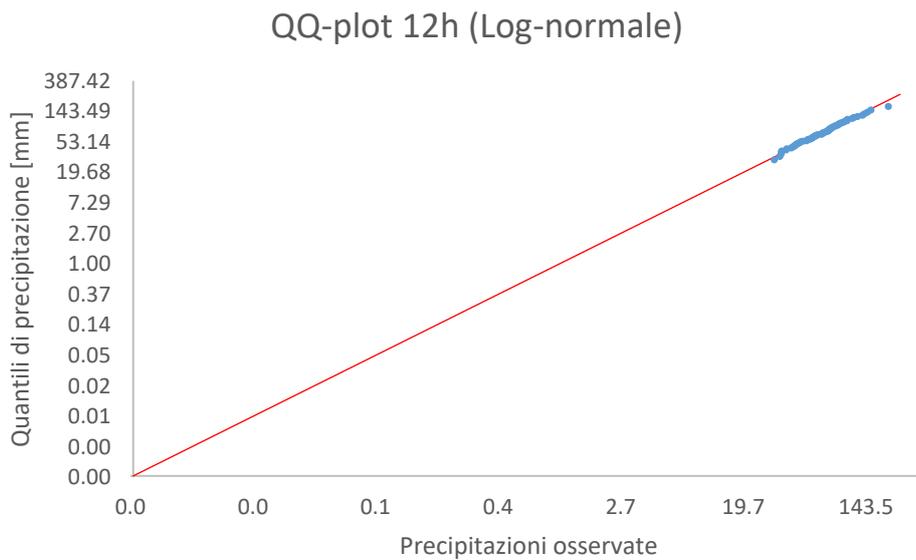


Figura 4.10. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione Log-normale ai dati di pioggia con durata pari a 12h.

Tabella 4.VI. Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per la serie di precipitazioni massime annuali di durata pari a 12h.

	Gumbel	Lognormale
D*	0,106	0,106
D campionario	0,072	0,058

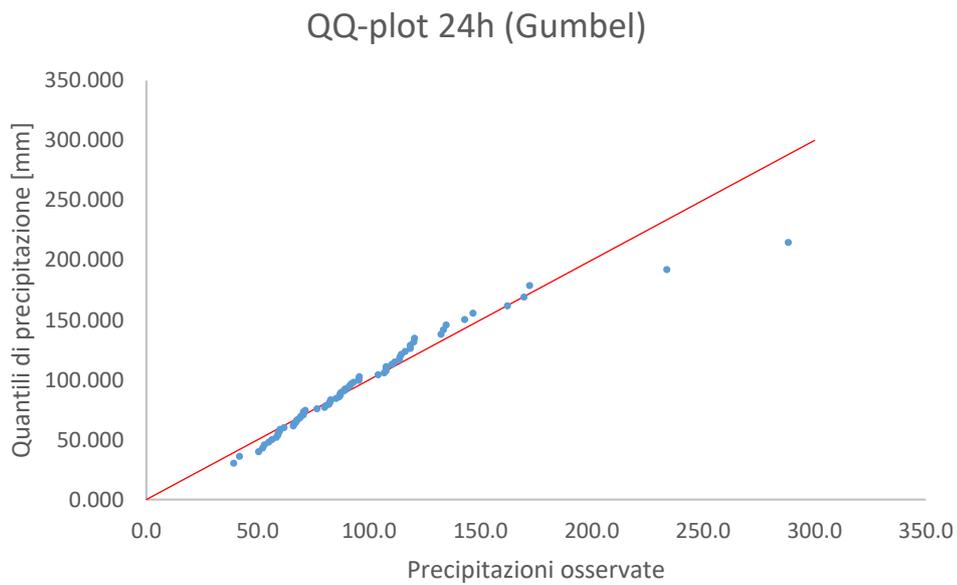


Figura 4.11. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione di Gumbel ai dati di pioggia con durata pari a 24h.

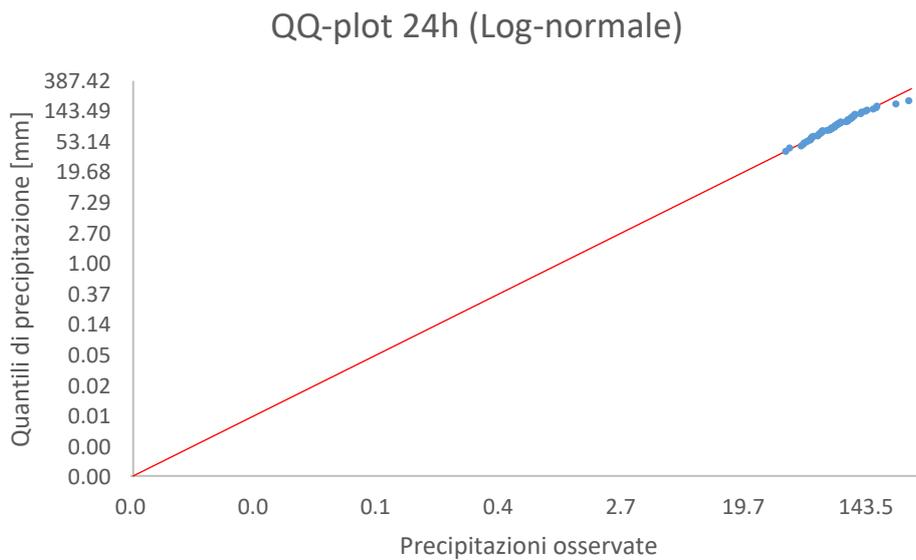


Figura 4.12. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione Log-normale ai dati di pioggia con durata pari a 24h.

Tabella 4.VII. Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per la serie di precipitazioni massime annuali di durata pari a 24h.

	Gumbel	Lognormale
D*	0,106	0,106
D campionario	0,072	0,058

Dal metodo tradizionale risulta che la distribuzione che si adatta meglio alle precipitazioni massime annuali è la Log-normale per ogni durata pioggia, fuorché per quella pari a 3h; per quest'ultima, infatti, la distribuzione di Gumbel restituisce un valore minore del parametro D ottenuto dal test di Kolmogorov-Smirnov.

A fine comparativo, si è voluto procedere anche con la metodologia scala-invariante. Dividendo i dati di precipitazione massima annuale ciascuno per il valore medio relativo alla stessa durata di pioggia, è stato possibile creare un'unica serie di dati adimensionale. Una volta ordinata in senso crescente, si è svolta l'analisi statistica come descritto nella §4.2. Di seguito si riportano i QQ-plots rappresentanti la bontà di adattamento della distribuzione di Gumbel (Figura 4.13) e della distribuzione Log-normale (4.14), unitamente al risultato ottenuto eseguendo il test di Kolmogorov-Smirnov (Tabella 4.VIII). Da quest'ultimo emerge, ancora una volta, che la distribuzione Log-normale si adatta meglio al campione.

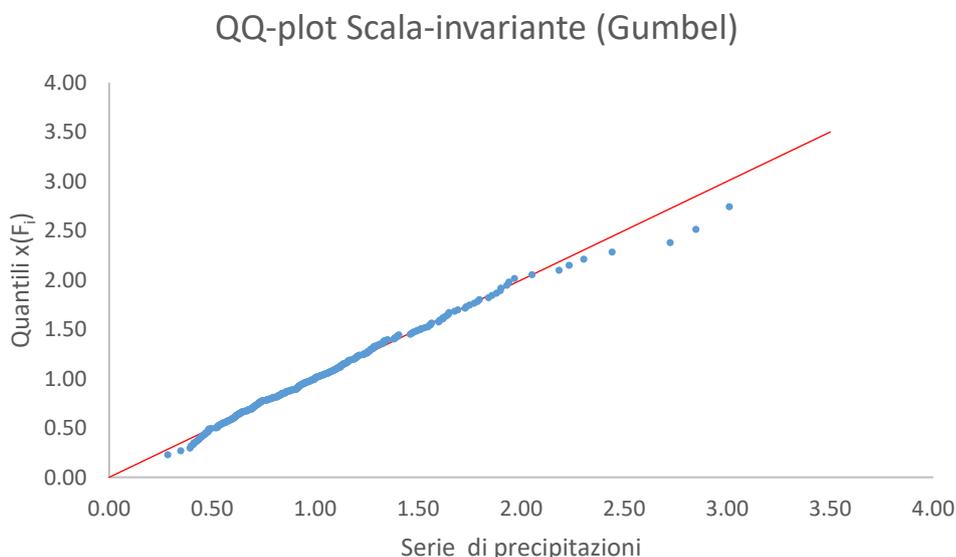


Figura 4.13. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione di Gumbel ai serie adimensione dati di pioggia (scala-invariante).

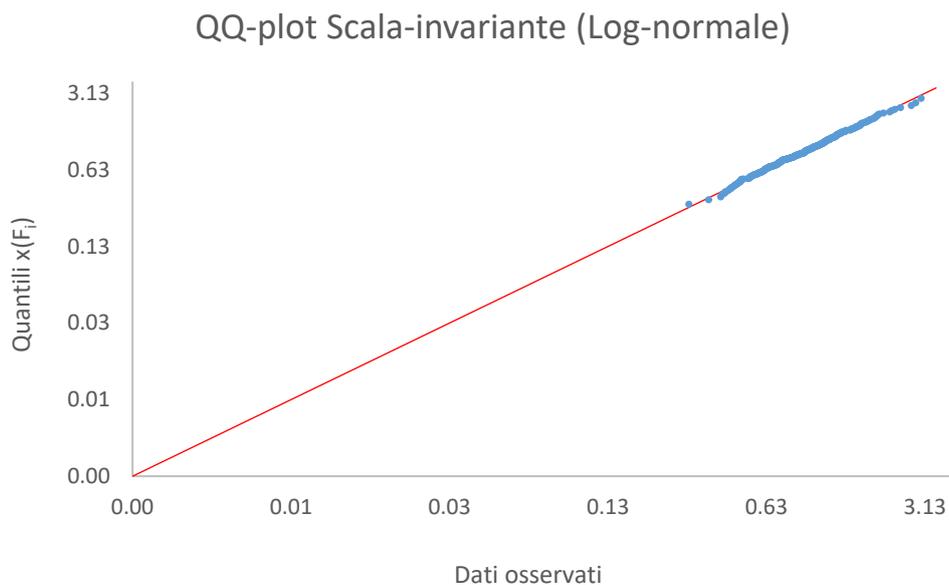


Figura 4.14. QQ-plot dell'adattamento della distribuzione Log-normale ai serie adimensione dati di pioggia (scala-invariante).

Tabella 4.VIII. Risultati del test di Kolmogorov-Smirnov per la serie di precipitazioni massime annuali adimensionale.

	Gumbel	Lognormale
D*	0,047	0,047
D campionario	0,035	0,033

4.4 CURVE DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA

Infine, è possibile determinare, con entrambe le metodologie, le CPP ricavate per un assegnato tempo di ritorno, ovvero una fissata probabilità di non superamento F_x (Equazione 3). Nel seguito sono stati considerati, a titolo esemplificativo, i tempi di ritorno 30 e 50 anni.

Nella Tabella 4.IX sono riportati i quantili h [mm] calcolati per ciascuna durata di pioggia, ognuno con la distribuzione di probabilità migliore ricavata nel paragrafo precedente. A partire da questi, attraverso il metodo dei minimi quadrati si ottengono le rispettive leggi di potenza ovvero le CPP corrispondenti (Figure 4.15 e 4.16), i cui parametri sono riportati nella Tabella 4.X.

Tabella 4.IX. Quantili calcolati per ciascuna durata di pioggia, scelta la distribuzione di probabilità migliore e fissato il tempo di ritorno T_r , a 30 e 50 anni.

Durata		1h	3h	6h	12h	24h
Distribuzione scelta		Log-normale	Gumbel	Log-normale	Log-normale	Log-normale
$T_r=30$ anni	F_x	0,967	0,967	0,967	0,967	0,967
	Quantile h [mm]	63,80	88,86	113,84	144,34	175,99
$T_r=50$ anni	F_x	0,980	0,980	0,980	0,980	0,980
	Quantile h [mm]	70,20	96,62	124,30	157,35	191,00

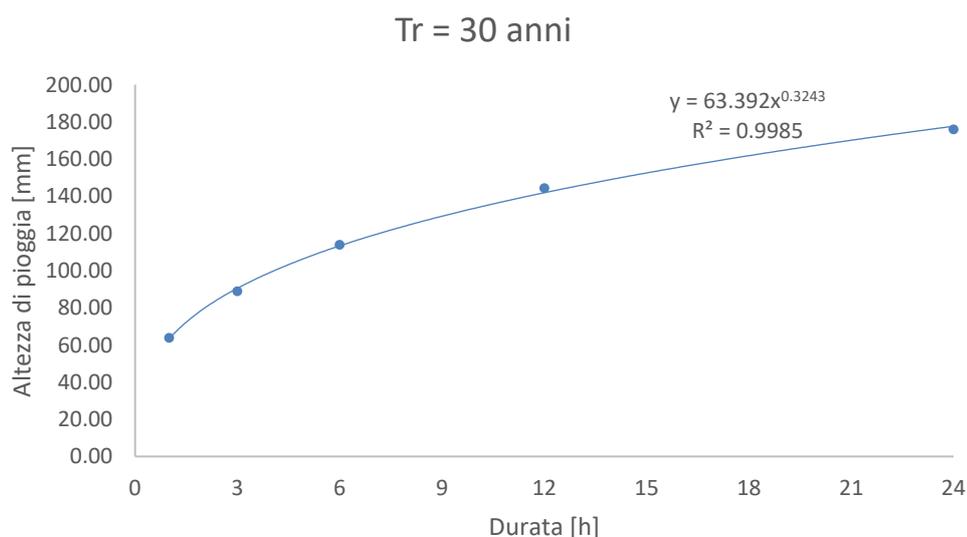


Figura 4.15. Curva di Probabilità Pluviometrica relativa alla stazione pluviometrica "1680 – Crotone" per tempo di ritorno pari a 10 anni, ottenuta con la metodologia tradizionale.

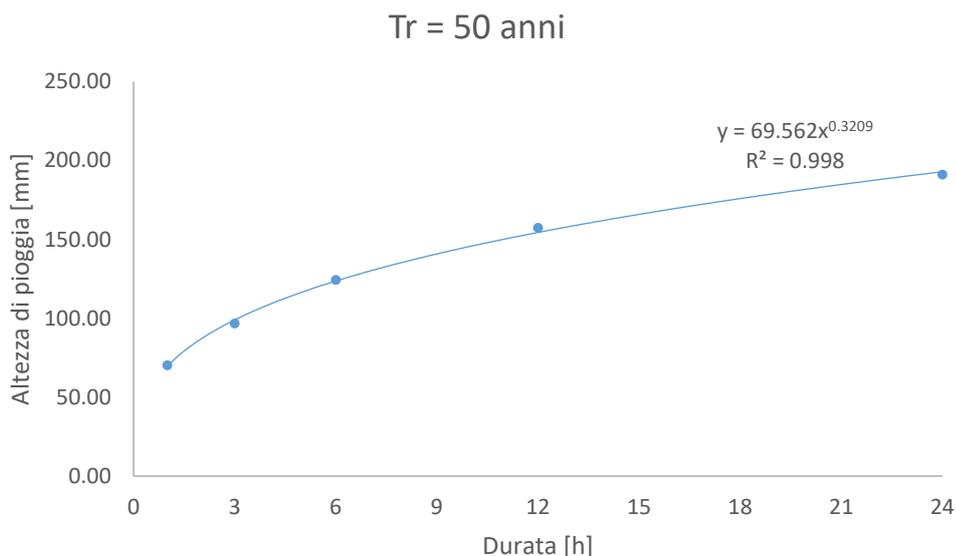


Figura 4.16. Curva di Probabilità Pluviometrica relativa alla stazione pluviometrica "1680 – Crotone" per tempo di ritorno pari a 50 anni, ottenuta con la metodologia tradizionale.

Tabella 4.X. Valori dei parametri a ed n delle Curve di Probabilità Pluviometrica calcolati per tempo di ritorno T_r , pari a 30 e 50 anni.

	a	n
$T_r=30$ anni	63,392	0,324
$T_r=50$ anni	69,562	0,321

Per il metodo scala-invariante è stata innanzitutto ricavata la legge di potenza che interpolasse le medie delle altezze di precipitazione per le cinque durate di pioggia analizzate (Figura 4.17). Si è ottenuta una funzione i cui parametri b ed n sono riportati in Tabella 4.XI.

Una volta determinato il quantile adimensionale h_T^* per fissato tempo di ritorno, è possibile tracciare per punti – discretizzando il tempo a intervalli Δt inferiori all'ora, ad esempio 0,20h – la CPP corrispondente.

Tabella 4.XI. Valori dei parametri della legge di potenza interpolante i valori delle medie delle altezze di precipitazione per le cinque durate di pioggia analizzate.

Parametro	Valore
b	31,70
n	0,349

Precipitazioni medie

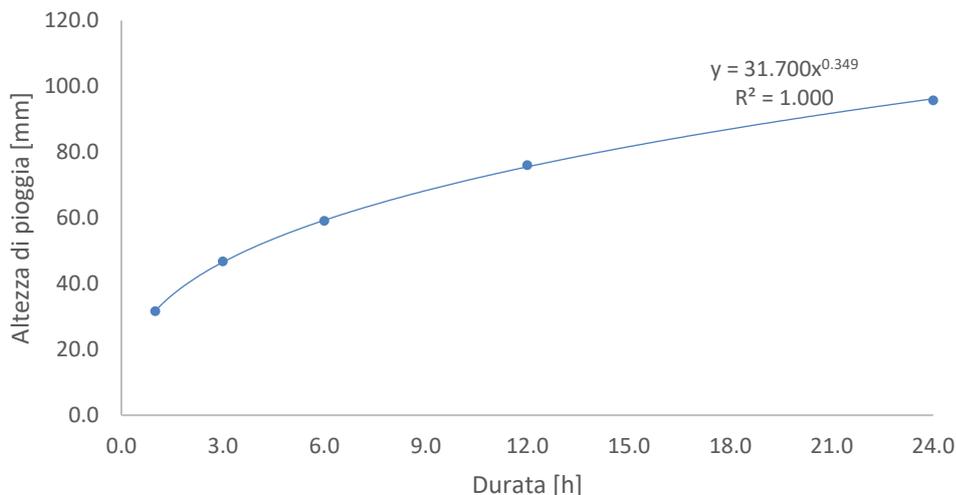


Figura 4.17. Curva interpolante i valori medi di precipitazione alle durate in esame.

Nelle Figure 4.18 e 4.19 sono messe a confronto le CPP ottenute con la metodologia tradizionale e quella scala-invariante, per i due tempi di ritorno considerati. Seppure le funzioni in esame abbiano un andamento molto simile, si nota che il metodo scala invariante si presenta sempre più cautelativo nei valori dei quantili restituiti; si assume quest'ultimo metodo per tracciare le CPP di progetto (Figura 4.20). Nella Tabella 4.XII sono riportati i valori dei quantili adimensionali per tutti i tempi di ritorno presentati nella Figura 4.20.

Confronto CPP (Tr = 10 anni)

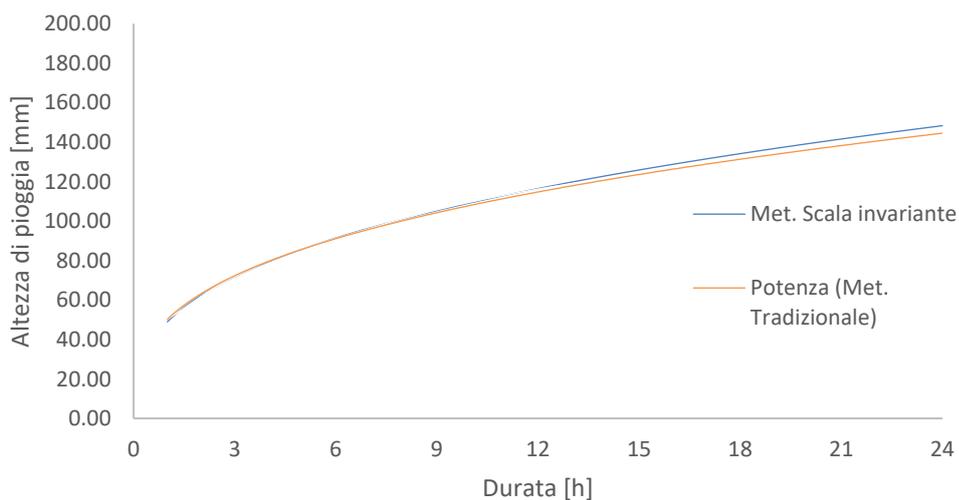


Figura 4.18 Curva di probabilità pluviometrica per tempo di ritorno T_R pari a 30 anni calcolata con il metodo tradizionale (arancione) e con quello scala-invariante (blu).

Confronto CPP (Tr = 50 anni)

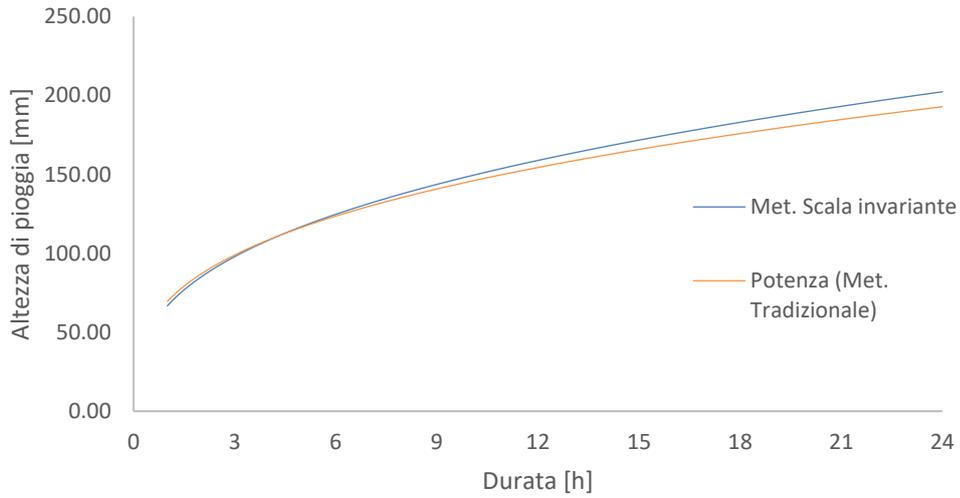


Figura 4.19 Curva di probabilità pluviometrica per tempo di ritorno T_R pari a 50 anni calcolata con il metodo tradizionale (arancione) e con quello scala-invariante (blu).

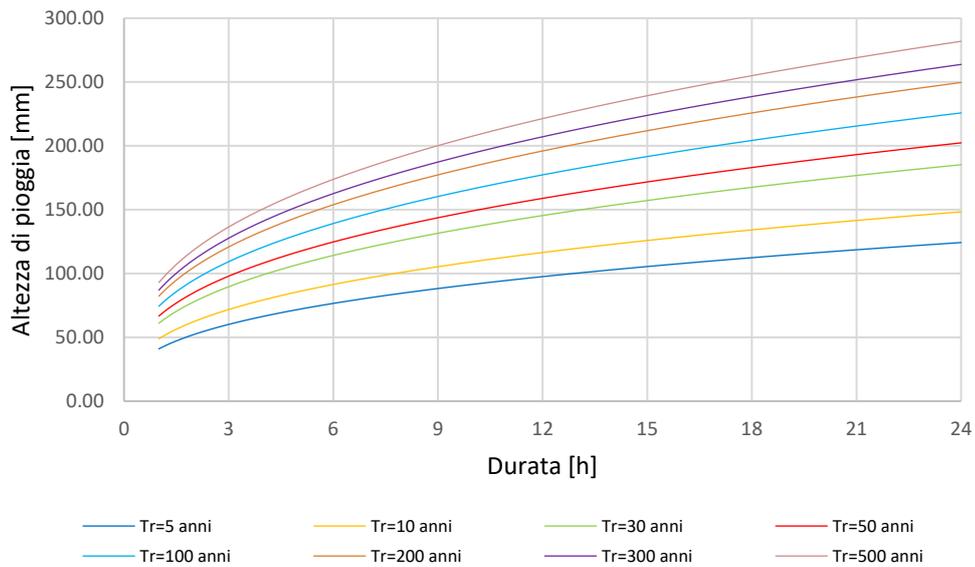


Figura 4.20. Curve di Probabilità Pluviometrica di progetto, tracciate per ciascun tempo di ritorno fissato.

Tabella 4.XII. Quantili adimensionali ricavati per ciascun tempo di ritorno fissato.

T_r	5	10	30	50	100	200	300	500
h_T^*	1,293	1,543	1,927	2,106	2,349	2,597	2,745	2,933

4.5 PIOGGE BREVI

le durate di pioggia per le quali risulterà necessario determinare l'altezza di pioggia, risultano essere quasi sempre inferiori all'ora. Ciò implica che non sarà possibile interpolare le CPP ricavate, poiché fuori dal campo di validità delle stesse. Per superare questo limite può farsi uso della formulazione proposta da Ferro (2002)³, la quale lega le piogge di durata pari all'ora con le piogge di durata inferiore all'ora:

$$\frac{h_t}{h_{60}} = \left(\frac{t}{60}\right)^s \quad (12)$$

Dove t [min] è la durata della precipitazione d'interesse, h_t è l'altezza di pioggia di durata t , h_{60} è l'altezza di pioggia di durata 60 minuti (1 ora) ed s è un coefficiente adimensionale che si calcola sulla base di dati locali. Nello specifico, gli annali idrologici forniscono anche le misure per piogge di durata pari a 15, 20 e 30 minuti, ma queste possono non essere tanto numerose quanto le misure per durate superiori all'ora. La stazione di Crotona ricade esattamente in questo caso, presentando un totale di 13 misure effettuate tra il 1988 e il 2002. La calibrazione del parametro s può farsi per tentativi: si parte dai valori di pioggia oraria corrispondente agli stessi anni per cui sono disponibili misure di pioggia sotto l'ora; si sceglie un valore di s di primo tentativo e attraverso la Formula 12 si calcolano i valori di pioggia per le durate 15, 20 e 30 minuti; si determina lo scarto tra dato misurato e dato calcolato; si varia s fino a minimizzare detto scarto. Nella Tabella 4.XIII è riportato l'ultimo step di calibrazione, il quale ha portato a un valore per s pari a 0,35. Nelle Figure 4.21, 4.22 e 4.23 sono riportati, invece, i grafici che confrontano, per ogni durata inferiore all'ora, i valori calcolati con quelli misurati e la loro dispersione.

³ Ferro, V. (2002). *La sistemazione dei Bacini Idrografici*, Mc GrawHill – ISBN 88-386-0895-4.

Tabella 4.XIII. Ultimo step per la calibrazione del parametro s.

Anno	Misurati [min]			Calcolati [min]			Scarto		
	15	20	30	15	20	30	15	20	30
1988	11,6	-	17,8	21,4	-	27,3	-46%	-	-35%
1991	7,8	9,4	11,4	8,7	9,7	11,1	-11%	-3%	2%
1992	21,2	21,6	22,2	13,8	15,2	17,6	54%	42%	26%
1993	12,4	13,8	14,8	10,7	11,8	13,7	16%	16%	8%
1994	14,4	17,2	19,2	16,1	17,8	20,6	-11%	-4%	-7%
1995	14,2	15,8	21,4	19,8	21,9	25,3	-28%	-28%	-15%
1996	31,8	38,8	53,0	44,8	49,6	57,1	-29%	-22%	-7%
1997	17,2	21,2	31,6	31,3	34,6	39,9	-45%	-39%	-21%
1998	9,6	9,6	9,6	6,8	7,5	8,6	42%	28%	11%
1999	11,2	14,8	20,0	14,5	16,1	18,5	-23%	-8%	8%
2000	16,2	19,2	21,8	16,4	18,1	20,9	-1%	6%	4%
2001	10,2	11,8	14,8	10,3	11,4	13,2	-1%	3%	12%
2002	13,4	14,6	16,4	13,5	15,0	17,3	-1%	-3%	-5%

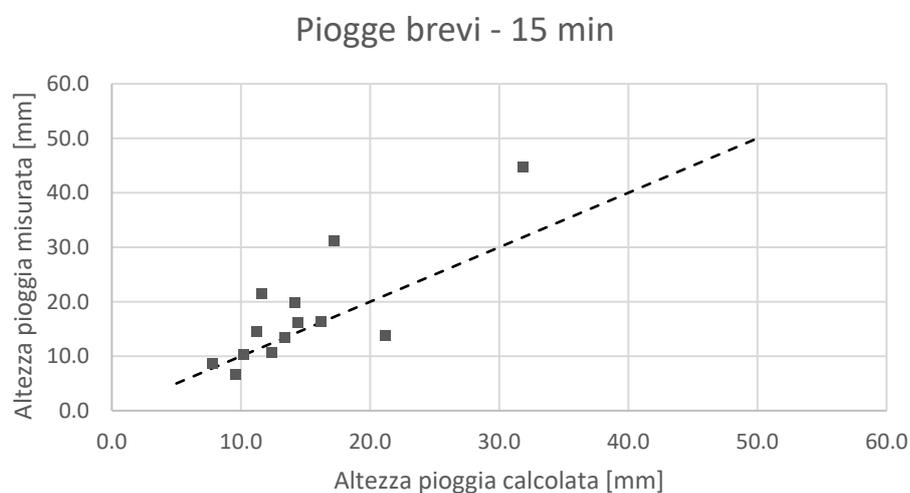


Figura 4.21. Grafico di corrispondenza tra l'altezza di pioggia calcolata e quella misurata per le piogge di durata 15 minuti.

Piogge brevi - 20 min

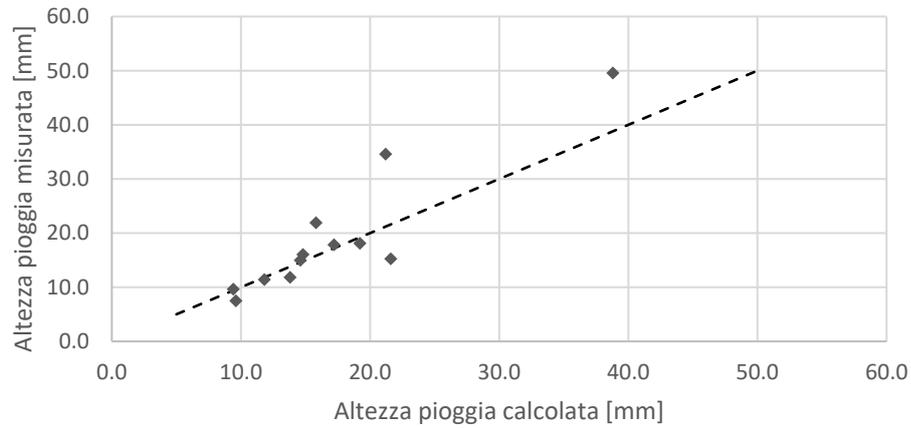


Figura 4.22. Grafico di corrispondenza tra l'altezza di pioggia calcolata e quella misurata per le piogge di durata 20 minuti.

Piogge brevi - 30 min

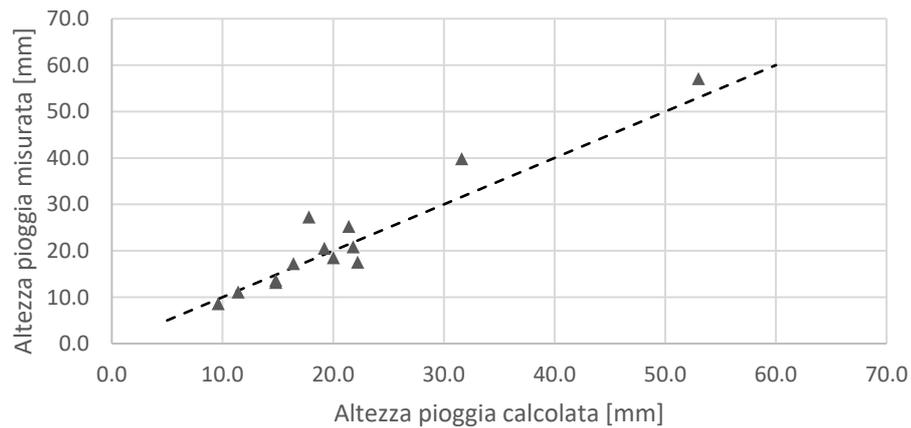


Figura 4.23. Grafico di corrispondenza tra l'altezza di pioggia calcolata e quella misurata per le piogge di durata 30 minuti.

5 VERIFICA IDRAULICA

5.1 CALCOLO DELLA PORTATA AL COLMO

Facendo riferimento alla cartografia mostrata al Capitolo 3 sulle aree di pericolo proposte dal PGR (vedi Figura 3.2), è possibile identificare 5 impluvi naturali che attraversano o corrono in prossimità delle aree ove è prevista la realizzazione dell'impianto. Per ciascuno di essi, attraverso il software opensource SAGA GIS, è stata fissata una sezione di chiusura, in modo da collezionare la portata massima che vi transita per assegnato tempo di ritorno; dunque, sulla base del DTM 5x5m reso disponibile dal Servizio Cartografico della Regione Calabria, è stato possibile risalire al raster delle pendenze, alle linee di deflusso superficiale e, infine, ai bacini idrografici sottesi da dette sezioni (Figura 5.1). Inoltre, per ognuno dei bacini ottenuti è stata condotta un'analisi in modo da risalire alle sue caratteristiche morfometriche.

È bene notare che, a tal scopo, è stata trascurata la presenza di canalizzazioni artificiali per la regimentazione delle acque di superficie, ponendosi nella condizione più gravosa in cui tale rete giunge a fallimento.

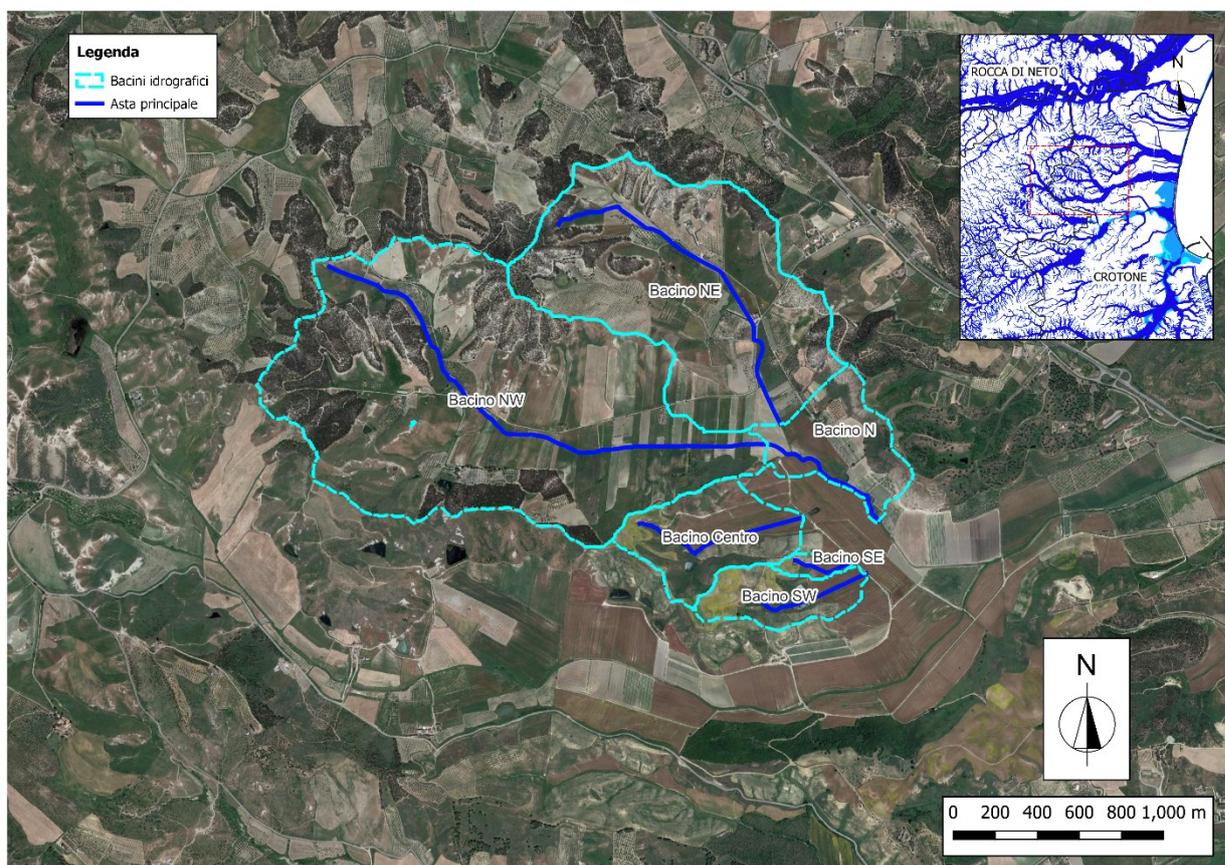


Figura 5.1. Inquadramento territoriale dei bacini idrografici e delle loro aste principali.

Al fine di determinare le portate con cui verificare il corretto funzionamento della rete idrografica in esame, la corretta determinazione del tempo di corrivazione t_c per ciascun bacino assume certamente un posto privilegiato. Per calcolare detta caratteristica sono state utilizzate più formulazioni:

- **Aronica and Paltrinieri** (Giandotti corretta per bacini con superficie minore di 10 km²)

$$t_c = \frac{1}{M \cdot d} \cdot \frac{\sqrt{A_b} + 1.5 \cdot L_c}{0.8 \cdot \sqrt{H_{m,b}}}$$

dove A_b [km²] è la superficie del bacino in esame, $H_{m,b}$ [m] è la sua altezza media, L_c [km] è la lunghezza dell'asta principale di tale bacino, mentre M e d sono due coefficienti di calibrazione che dipendono dal tipo di copertura e dalla permeabilità del suolo rispettivamente (Tabella 5.II);

- **Bransby and Williams** (per bacini rurali)

$$t_c = 0.605 \frac{L_c}{(100i_c)^{0.2} A_b^{0.1}}$$

nella quale compaiono: la superficie del bacino in esame A_b [km²], la lunghezza dell'asta principale dello stesso L_c [km] e la sua pendenza media i_c ;

- **NRCS-SCS** (per piccoli bacini rurali)

$$t_c = 0.0526 \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right] L_c^{0.8} i_{m,b}^{-0.5}$$

dove L_c [km] è la lunghezza dell'asta principale del bacino, $i_{m,b}$ è la pendenza media del bacino, CN il curve number, il quale dipende dalla tipologia di suolo e può essere stimato utilizzando i valori riportati nella Tabella 5.II;

- **Pasini** (per bacini rurali in Italia)

$$t_c = \frac{24 \cdot 0.045 \cdot \sqrt[3]{A_b \cdot L_c}}{\sqrt{i_c \cdot 100}}$$

dove A_b [km²] è la superficie del bacino, L_c [km] e i_c sono la lunghezza e la pendenza media dell'asta principale del bacino;

- **Pezzoli** (per piccolo bacini)

$$t_c = 0.055 \frac{L_c}{i_c^{0.5}}$$

dove L_c [km] e i_c sono la lunghezza e la pendenza media dell'asta principale del bacino;

- **Picking** (per bacini rurali)

$$t_c = 0.0883 L_c^{0.667} i_c^{-0.333}$$

dove L_c [km] e i_c sono la lunghezza e la pendenza media dell'asta principale del bacino;

- **Ventura** (per bacini rurali in Italia)

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{A_b}{i_c}}$$

dove A_b [km²] è la superficie del bacino e i_c è la pendenza media dell'asta principale del bacino.

Tabella 5.I. Valori dei coefficienti di calibrazione M e d .

Tipo di copertura	M
Terreno nudo	0,667
Terreni coperti con erbe rade	0,250
Terreni coperti da bosco	0,200
Terreni coperti da prato permanente	0,167
Permeabilità	d
Terreni semi-impermeabili	1,270
Terreni poco permeabili	0,960
Terreni mediamente permeabili	0,810
Terreni molto permeabili	0,690

Tabella 5.II. Caratterizzazione del suolo e valori del Curve Number in funzione della tipologia idrologica e destinazione d'uso del suolo.

Valori del parametro CN (adimensionale) (Classe AMC II)	← Tipo idrologico Suolo →			
	A	B	C	D
↓ Tipologia di Uso del Territorio				
Coltivazioni, in presenza di pratiche di conservazione del suolo	62	71	78	81
Coltivazioni, in assenza di pratiche di conservazione del suolo	72	81	88	91
Terreno da pascolo: cattive condizioni	68	79	86	89
buone condizioni	39	61	74	80
Boschi, in presenza di copertura rada e senza sottobosco	45	66	77	83
Boschi e foreste, in presenza di copertura fitta e con sottobosco	25	55	70	77
Spazi aperti con manto erboso superiore al 75% dell'area	39	61	74	80
Spazi aperti con manto erboso compreso tra il 50 ed il 75% dell'area	49	69	79	84
Spazi aperti con manto erboso inferiore al 50% dell'area	68	79	86	89
Zone industriali (area impermeabile 72%)	81	88	91	93
Zone commerciali e industriali (area imperm. 85%)	89	92	94	95
Zone residenziali, lotti fino a 500 m ² (area imperm. 65%)	77	85	90	92
Zone residenziali, lotti di 500+1000 m ² (area imperm. 38%)	61	75	83	87
Zone residenziali, lotti di 1000+1500 m ² (area imperm. 30%)	57	72	81	86
Zone residenziali, lotti di 1500+2000 m ² (area imperm. 25%)	54	70	80	85
Zone residenziali, lotti di 2000+5000 m ² (area imperm. 20%)	51	68	79	84
Zone residenziali, lotti di 5000+10000 m ² (area imperm. 12%)	46	65	77	82
Parcheggi, tetti, autostrade,	98	98	98	98
Strade pavimentate o asfaltate, dotate di drenaggio	98	98	98	98
Strade con letto in ghiaia	76	85	89	91
Strade battute in terra	72	82	87	89

Tipo Suolo	Caratteristiche
A	Bassa capacità deflusso (sabbia e ghiaia)
B	Moderata infiltrabilità
C	Bassa infiltrabilità
D	Elevata capacità deflusso (argilla)

Classe AMC	Stagione di riposo	Stagione di crescita
I	< 12.7 mm	<35.5 mm
II	12.7-28.0 mm	35.5-53.3 mm
III	>28.0 mm	>53.3 mm

Per ogni bacino sono state scelte le formulazioni che più si addicevano alle caratteristiche di estensione e localizzazione dello stesso. In seguito, al fine di ridurre il più possibile la dispersione dei risultati ottenuti, dei tempi di corrivazione calcolati sono stati esclusi quelli con valore massimo e minimo; eseguendo la media aritmetica dei restanti tempi calcolati, è stato ricavato infine il valore di t_c da utilizzare.

A questo punto, l'ultimo step, prima di eseguire la verifica idraulica, consiste nel calcolare la portata al colmo di piena Q_c per ogni bacino. Dato che questi ultimi hanno dimensioni contenute ($A_b \ll 10 \text{ km}^2$) – come si vedrà nella sezione seguente – si può utilizzare la formula di Turazza (metodo razionale) per stimare tale portata:

$$Q_c = 0.277 \frac{\phi \cdot h \cdot A_b}{t_c}$$

in cui figurano il coefficiente di deflusso ϕ , l'altezza di pioggia critica⁴ h [mm], la superficie del bacino A_b [km²] e il tempo di corrivazione t_c [h].

Per quanto concerne il tempo di ritorno da assumere, si ritiene che sia opportuno fissare T_r pari a 50 anni, poiché utilizzato dal PGRA per la definizione delle aree ad alta pericolosità idraulica.

⁴ L'altezza di pioggia critica è quella associata all'evento di durata pari al tempo di corrivazione.

5.2 VERIFICA DELLA SUFFICIENZA IDRAULICA DELLE SEZIONI

Di seguito, per ciascuno dei bacini individuati nella Figura 5.1, si farà riferimento a delle sezioni tipo di forma trapezoidale. Esse sono ricostruite per mezzo di misure planimetriche da immagini satellitari della larghezza al fondo e in sommità del canale, e ipotizzando una pendenza dei versanti pari a 2/3; in questo modo si vuol garantire la stabilità delle sponde e un talweg posto a una profondità contenuta.

In considerazione del fatto che le aste – per cui vuol farsi la verifica idraulica – nel loro tratto in prossimità delle aree di impianto si presentano con un andamento plano-altimetrico fortemente regolare, può supporre verosimilmente che lì si instauri una condizione di moto uniforme. Per ognuna delle sezioni supposte, si imporrà dunque il passaggio della portata al colmo di piena mediante la formula di Strickler:

$$Q_c = K_s A R^{2/3} i^{1/2}$$

dove con K_s si indica il coefficiente di scabrezza di Strickler della sezione, con A [m²] la sezione idrica, con R [m] il raggio idraulico e con i la pendenza del canale (assunta coincidente con la pendenza media dell'asta principale del bacino i_c).

Scegliendo un valore di primo tentativo per il tirante idraulico, si calcola il valore di primo tentativo della portata Q_c^1 , quindi l'errore relativo:

$$errore = \frac{|Q_c - Q_c^1|}{Q_c} \cdot 100$$

Il valore di tirante idraulico con cui passa la corrente di moto uniforme è quello che annulla tale errore.

5.2.1 Verifica dell'asta principale del "Bacino NE"

Per il bacino indicato come "Bacino NE", sono riportate le caratteristiche morfometriche (Tabella 5.IV) e il calcolo del tempo di corrivazione t_c attraverso la procedura vista al paragrafo 5.1 (Tabella 5.V). Si specifica che per la formulazione di *Aronica and Peltrinieri* sono stati assunti i valori $M=0,250$ e $d=0,810$ (vedi Tabella 5.II).

Tabella 5.IV. Caratteristiche morfologiche del "Bacino NE".

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Area bacino	A_b	km ²	1,21
Perimetro bacino	P_b	km	6,27
Pendenza media bacino	$i_{m,b}$	-	0,16
Lunghezza asta principale	L_c	km	1,69
Quota max asta principale	Q_{max}	m s.l.m.	75,11
Quota min asta principale	Q_{min}	m s.l.m.	35,38
Dislivello asta principale	ΔQ	m	39,73
Pendenza media asta principale	i_c	-	0,02

Tabella 5.V. Valori del tempo di corrivazione t_c risultanti dalle diverse equazioni. In evidenza è posto il loro valore medio, scelto per il bacino in esame.

Formulazione	t_c [h]
Aronica and Paltrinieri	1,34
Bransby and Williams	0,85
NRCS-SCS	0,53
Pasini	0,90
Pezzoli	0,61
Picking	0,44
Ventura	0,91
Media	0,76

Desunta da immagini satellitare la sezione dell'asta principale (Figura 5.2), si è proceduto iterativamente al calcolo del tirante idraulico h (Tabella 5.VI).

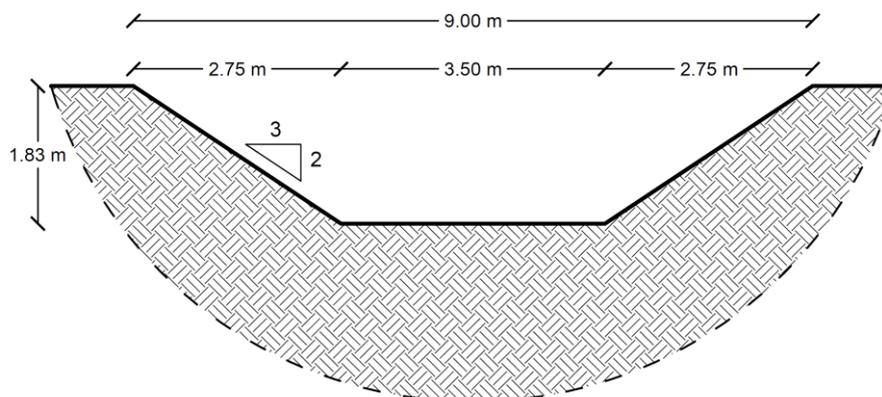


Figura 5.2. Sezione tipo dell'asta principale del "Bacino NE".

Tabella 5.VI. Determinazione del tirante idraulico h di moto uniforme relativo alla portata al colmo di piena da verificare. In rosso sono evidenziati i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Tirante idraulico	h	m	0,57
Sponda bagnata (proiezione)	sp	m	0,86
Perimetro bagnato	P	m	5,56
Sezione idrica	A	m^2	2,49
Raggio idraulico	R	m	0,45
Coefficiente di Strickler	K_s	$m^{1/3}/s$	30
Portata	Q	m^3/s	6,68
Errore relativo	-	-	0,00
Velocità della corrente	V	m/s	2,69
Numero di Froude	Fr	-	1,14
Energia totale della corrente	E	m	0,94

Il tirante idraulico ottenuto è contenuto completamente all'interno della sezione, con un franco di 1,26 metri dall'apertura sommitale del canale, pertanto non si verifica alcun fenomeno di esondazione.

5.2.2 Verifica dell'asta principale del "Bacino NW"

Per il bacino indicato come "Bacino NW", coincidente con un sottobacino del Vallone di Brasimato, sono riportate le caratteristiche morfometriche (Tabella 5.VII) e il calcolo del tempo di corrivazione t_c attraverso la procedura vista al paragrafo 5.1 (Tabella 5.VIII). Si specifica che per la formulazione di *Aronica and Peltrinieri* sono stati assunti i valori $M=0,250$ e $d=0,810$ (vedi Tabella 5.II).

Tabella 5.VII. Caratteristiche morfologiche del "Bacino NW".

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Area bacino	A_b	km ²	2,10
Perimetro bacino	P_b	km	8,81
Pendenza media bacino	$i_{m,b}$	-	0,19
Lunghezza asta principale	L_c	km	2,69
Quota max asta principale	Q_{max}	m s.l.m.	97,28
Quota min asta principale	Q_{min}	m s.l.m.	35,74
Dislivello asta principale	ΔQ	m	61,54
Pendenza media asta principale	i_c	-	0,02

Tabella 5.VIII. Valori del tempo di corrivazione t_c risultanti dalle diverse equazioni. In evidenza è posto il loro valore medio, scelto per il bacino in esame.

Formulazione	t_c [h]
Aronica and Paltrinieri	1,71
Bransby and Williams	1,28
NRCS-SCS	0,70
Pasini	1,27
Pezzoli	0,98
Picking	0,60
Ventura	1,22
Media	1,13

Desunta da immagini satellitare la sezione dell'asta principale (Figura 5.3), si è proceduto iterativamente al calcolo del tirante idraulico h (Tabella 5.IX).

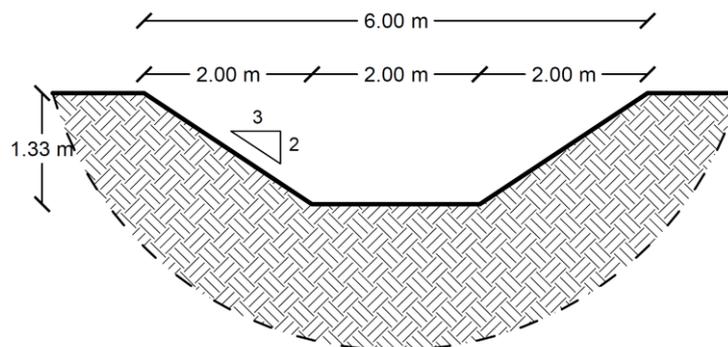


Figura 5.3. Sezione tipo dell'asta principale del "Bacino NW".

Tabella 5.IX. Determinazione del tirante idraulico h di moto uniforme relativo alla portata al colmo di piena da verificare. In rosso sono evidenziati i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Tirante idraulico	h	m	0,97
Sponda bagnata (proiezione)	sp	m	1,46
Perimetro bagnato	P	m	5,51
Sezione idrica	A	m^2	3,37
Raggio idraulico	R	m	0,61
Coefficiente di Strickler	K_s	$m^{1/3}/s$	30
Portata	Q	m^3/s	11,02
Errore relativo	-	-	0,00
Velocità della corrente	V	m/s	3,27
Numero di Froude	Fr	-	1,06
Energia totale della corrente	E	m	1,52

Il tirante idraulico ottenuto è contenuto completamente all'interno della sezione, con un franco di 0,36 metri dall'apertura sommitale del canale, pertanto non si verifica alcun fenomeno di esondazione.

5.2.3 Verifica dell'asta principale del "Bacino N"

Data la maggior importanza nelle portate convogliate e nelle dimensioni del Vallone di Brasimato, all'interno della rete idrografica studiata, si è ritenuto necessario verificare una seconda sezione posta a valle della confluenza tra le aste provenienti dal "Bacino NW" e il "Bacino NE". Per tale bacino, indicato come "Bacino N", sono riportate le caratteristiche morfometriche (Tabella 5.X) e il calcolo del tempo di corrivazione t_c attraverso la procedura vista al paragrafo 5.1 (Tabella 5.XI). Si specifica che per la formulazione di *Aronica and Peltrinieri* sono stati assunti i valori $M=0,250$ e $d=0,810$ (vedi Tabella 5.II).

Tabella 5.X. Caratteristiche morfologiche del "Bacino N".

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Area bacino	A_b	km ²	3,58
Perimetro bacino	P_b	km	11,86
Pendenza media bacino	$i_{m,b}$	-	0,19
Lunghezza asta principale	L_c	km	3,21
Quota max asta principale	Q_{max}	m s.l.m.	97,28
Quota min asta principale	Q_{min}	m s.l.m.	29,85
Dislivello asta principale	ΔQ	m	67,43
Pendenza media asta principale	i_c	-	0,02

Tabella 5.XI. Valori del tempo di corrivazione t_c risultanti dalle diverse equazioni. In evidenza è posto il loro valore medio, scelto per il bacino in esame.

Formulazione	t_c [h]
Aronica and Paltrinieri	2,22
Bransby and Williams	1,47
NRCS-SCS	0,81
Pasini	1,68
Pezzoli	1,22
Picking	0,70
Ventura	1,66
Media	1,37

Desunta da immagini satellitare la sezione dell'asta principale (Figura 5.4), si è proceduto iterativamente al calcolo del tirante idraulico h (Tabella 5.XII).

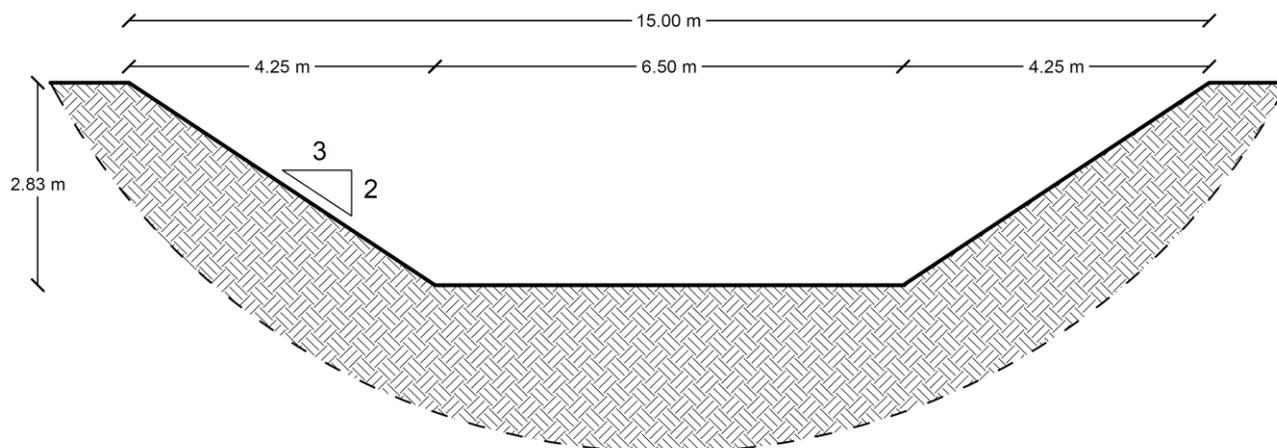


Figura 5.4. Sezione tipo dell'asta principale del "Bacino N".

Tabella 5.XII. Determinazione del tirante idraulico h di moto uniforme relativo alla portata al colmo di piena da verificare. In rosso sono evidenziati i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Tirante idraulico	h	m	0,70
Sponda bagnata (proiezione)	sp	m	1,05
Perimetro bagnato	P	m	9,03
Sezione idrica	A	m^2	5,31
Raggio idraulico	R	m	0,59
Coefficiente di Strickler	K_s	$m^{1/3}/s$	30
Portata	Q	m^3/s	16,19
Errore relativo	-	-	0,00
Velocità della corrente	V	m/s	3,05
Numero di Froude	Fr	-	1,16
Energia totale della corrente	E	m	1,18

Il tirante idraulico ottenuto è contenuto completamente all'interno della sezione, con un franco di 2,13 metri dall'apertura sommitale del canale, pertanto non si verifica alcun fenomeno di esondazione.

5.2.4 Verifica dell'asta principale del "Bacino Centro"

Per il bacino indicato come "Bacino Centro", sono riportate le caratteristiche morfometriche (Tabella 5.XIII) e il calcolo del tempo di corrivazione t_c attraverso la procedura vista al paragrafo 5.1 (Tabella 5.XIV).

Tabella 5.XIII. Caratteristiche morfologiche del "Bacino Centro".

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Area bacino	A_b	km ²	0,30
Perimetro bacino	P_b	km	3,16
Pendenza media bacino	$i_{m,b}$	-	0,22
Lunghezza asta principale	L_c	km	0,82
Quota max asta principale	Q_{max}	m s.l.m.	87,25
Quota min asta principale	Q_{min}	m s.l.m.	34,83
Dislivello asta principale	ΔQ	m	52,42
Pendenza media asta principale	i_c	-	0,06

Tabella 5.XIV. Valori del tempo di corrivazione t_c risultanti dalle diverse equazioni. In evidenza è posto il loro valore medio, scelto per il bacino in esame.

Formulazione	t_c [h]
Bransby and Williams	0,39
NRCS-SCS	0,26
Pasini	0,27
Pezzoli	0,18
Picking	0,19
Ventura	0,28
Media	0,25

Desunta da immagini satellitare la sezione dell'asta principale (Figura 5.5), si è proceduto iterativamente al calcolo del tirante idraulico h (Tabella 5.XV).

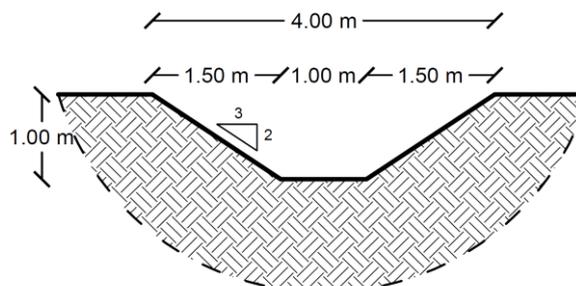


Figura 5.5. Sezione tipo dell'asta principale del "Bacino Centro".

Tabella 5.XV. Determinazione del tirante idraulico h di moto uniforme relativo alla portata al colmo di piena da verificare. In rosso sono evidenziati i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Tirante idraulico	h	m	0,58
Sponda bagnata (proiezione)	sp	m	0,87
Perimetro bagnato	P	m	3,10
Sezione idrica	A	m^2	1,09
Raggio idraulico	R	m	0,35
Coefficiente di Strickler	K_s	$m^{1/3}/s$	30
Portata	Q	m^3/s	4,12
Errore relativo	-	-	0,00
Velocità della corrente	V	m/s	3,78
Numero di Froude	Fr	-	1,58
Energia totale della corrente	E	m	1,31

Il tirante idraulico ottenuto è contenuto completamente all'interno della sezione, con un franco di 0,42 metri dall'apertura sommitale del canale, pertanto non si verifica alcun fenomeno di esondazione.

5.2.5 Verifica dell'asta principale del "Bacino SE"

Per il bacino indicato come "Bacino SE", sono riportate le caratteristiche morfometriche (Tabella 5.XVI) e il calcolo del tempo di corrivazione t_c attraverso la procedura vista al paragrafo 5.1 (Tabella 5.XVII).

Tabella 5.XVI. Caratteristiche morfologiche del "Bacino SE".

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Area bacino	A_b	km^2	0,03
Perimetro bacino	P_b	km	1,22
Pendenza media bacino	$i_{m,b}$	-	0,13
Lunghezza asta principale	L_c	km	0,26
Quota max asta principale	Q_{max}	m s.l.m.	49,32
Quota min asta principale	Q_{min}	m s.l.m.	31,24
Dislivello asta principale	ΔQ	m	18,08
Pendenza media asta principale	i_c	-	0,07

Tabella 5.XVII. Valori del tempo di corrivazione t_c risultanti dalle diverse equazioni. In evidenza è posto il loro valore medio, scelto per il bacino in esame.

Formulazione	t_c [h]
Bransby and Williams	0,15
NRCS-SCS	0,13
Pasini	0,08
Pezzoli	0,05
Picking	0,09
Ventura	0,09
Media	0,10

Desunta da immagini satellitare la sezione dell'asta principale (Figura 5.6), si è proceduto iterativamente al calcolo del tirante idraulico h (Tabella 5.XVIII).

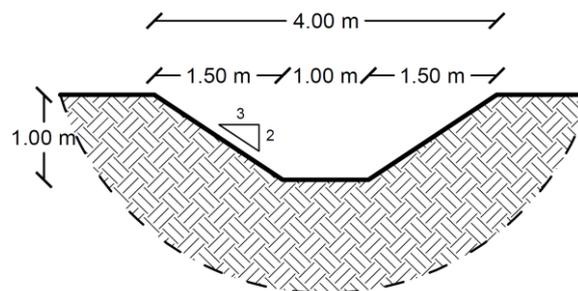


Figura 5.6. Sezione tipo dell'asta principale del "Bacino SE".

Tabella 5.XVIII. Determinazione del tirante idraulico h di moto uniforme relativo alla portata al colmo di piena da verificare. In rosso sono evidenziati i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Tirante idraulico	h	m	0,24
Sponda bagnata (proiezione)	sp	m	0,36
Perimetro bagnato	P	m	1,87
Sezione idrica	A	m^2	0,33
Raggio idraulico	R	m	0,18
Coefficiente di Strickler	K_s	$m^{1/3}/s$	30
Portata	Q	m^3/s	0,82
Errore relativo	-	-	0,00
Velocità della corrente	V	m/s	2,49
Numero di Froude	Fr	-	1,62
Energia totale della corrente	E	m	0,56

Il tirante idraulico ottenuto è contenuto completamente all'interno della sezione, con un franco di 0,76 metri dall'apertura sommitale del canale, pertanto non si verifica alcun fenomeno di esondazione.

5.2.6 Verifica dell'asta principale del "Bacino SW"

Per il bacino indicato come "Bacino SW", sono riportate le caratteristiche morfometriche (Tabella 5.XIX) e il calcolo del tempo di corrivazione t_c attraverso la procedura vista al paragrafo 5.1 (Tabella 5.XX).

Tabella 5.XIX. Caratteristiche morfologiche del "Bacino SW".

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Area bacino	A_b	km ²	0,17
Perimetro bacino	P_b	km	2,52
Pendenza media bacino	$i_{m,b}$	-	0,19
Lunghezza asta principale	L_c	km	0,53
Quota max asta principale	Q_{max}	m s.l.m.	64,22
Quota min asta principale	Q_{min}	m s.l.m.	32,54
Dislivello asta principale	ΔQ	m	31,68
Pendenza media asta principale	i_c	-	0,06

Tabella 5.XX. Valori del tempo di corrivazione t_c risultanti dalle diverse equazioni. In evidenza è posto il loro valore medio, scelto per il bacino in esame.

Formulazione	t_c [h]
Bransby and Williams	0,27
NRCS-SCS	0,19
Pasini	0,20
Pezzoli	0,12
Picking	0,15
Ventura	0,22
Media	0,19

Desunta da immagini satellitare la sezione dell'asta principale (Figura 5.7), si è proceduto iterativamente al calcolo del tirante idraulico h (Tabella 5.XXI).

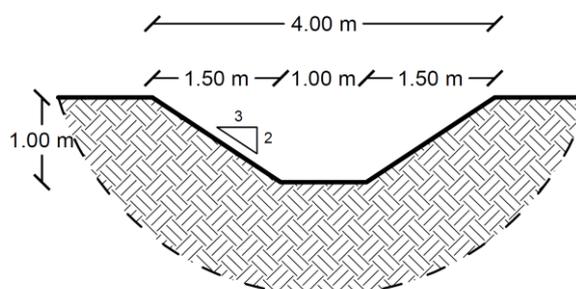


Figura 5.7. Sezione tipo dell'asta principale del "Bacino SW".

Tabella 5.XXI. Determinazione del tirante idraulico h di moto uniforme relativo alla portata al colmo di piena da verificare. In rosso sono evidenziati i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore
Tirante idraulico	h	m	0,49
Sponda bagnata (proiezione)	sp	m	0,74
Perimetro bagnato	P	m	2,77
Sezione idrica	A	m^2	0,85
Raggio idraulico	R	m	0,31
Coefficiente di Strickler	K_s	$m^{1/3}/s$	30
Portata	Q	m^3/s	2,84
Errore relativo	-	-	0,00
Velocità della corrente	V	m/s	3,33
Numero di Froude	Fr	-	1,52
Energia totale della corrente	E	m	1,06

Il tirante idraulico ottenuto è contenuto completamente all'interno della sezione, con un franco di 0,51 metri dall'apertura sommitale del canale, pertanto non si verifica alcun fenomeno di esondazione.

5.3 VERIFICA DELLE INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ INTERNA

Il reticolo idrografico esistente nella zona esaminata, presenta delle zone di interferenza con la viabilità interna all'impianto (rilevati stradali) e con la recinzione esterna all'impianto stesso. Tali interferenze sono riportate nell'elaborato "BRSPD0T20-00 – Elaborato attraversamenti idraulici, cunette, canali", di cui si riporta uno stralcio in Figura 5.8 e Figura 5.9.

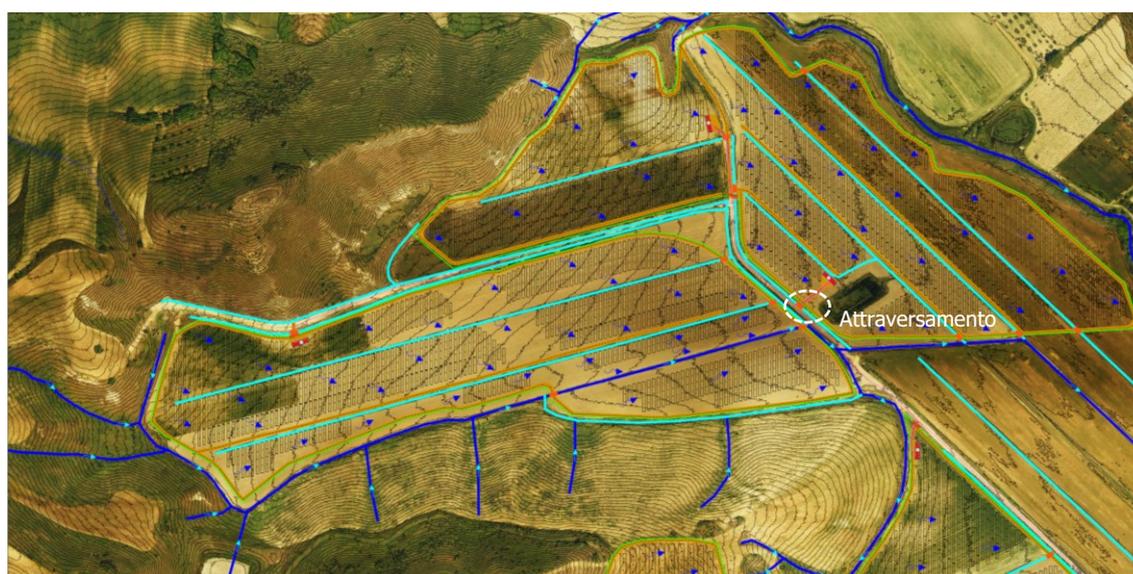


Figura 5.8. Stralcio della planimetria Nord delle interferenze (in arancione) tra la rete idrografica esistente (linee blu e azzurro) con la viabilità interna (linee beige). Cerchiato in bianco si evidenzia l'attraversamento sull'impiuvio del "Bacino Centro", discusso nel seguito.



Figura 5.9. Stralcio della planimetria Sud delle interferenze (in arancione) tra la rete idrografica esistente (linee blu e azzurro) con la viabilità interna (linee beige). Cerchiato in bianco si evidenzia l'attraversamento sull'impluvio del "Bacino SW", discusso nel seguito.

Per risolvere le interferenze presenti, è necessario realizzare dei tombini in modo tale che la portata che giunge a monte dell'interruzione, sia trasferita a valle della stessa.

Costruttivamente, un tombino è una condotta attraversata da una corrente a pelo libero, il quale deve essere preceduto e seguito da zone di raccordo tra la sua sezione e quella del canale in cui si inserisce. Nel caso presente, è stato deciso di adottare tubi Armco – condotte in acciaio ondulato con giunzioni bullonate– aventi sezione circolare, poiché idonee a sorreggere il carico dinamico relativo al passaggio di macchine operatrici. Il raccordo tra la sezione trapezia del canale e quella circolare della condotta verrà realizzata poggiando la condotta, la quale avrà un generico diametro nominale (DN), sul fondo del canale e ricoprendo tutto attorno con terreno sciolto, su modello di quanto illustrato in Figura 5.10. Bisognerà aver cura di fare avvenire la confluenza a monte della condotta e la divergenza a valle della stessa in tratti di lunghezza (r_1 e r_2 , nella figura; circa 1m e 2m rispettivamente), tale da minimizzare le perdite di carico.

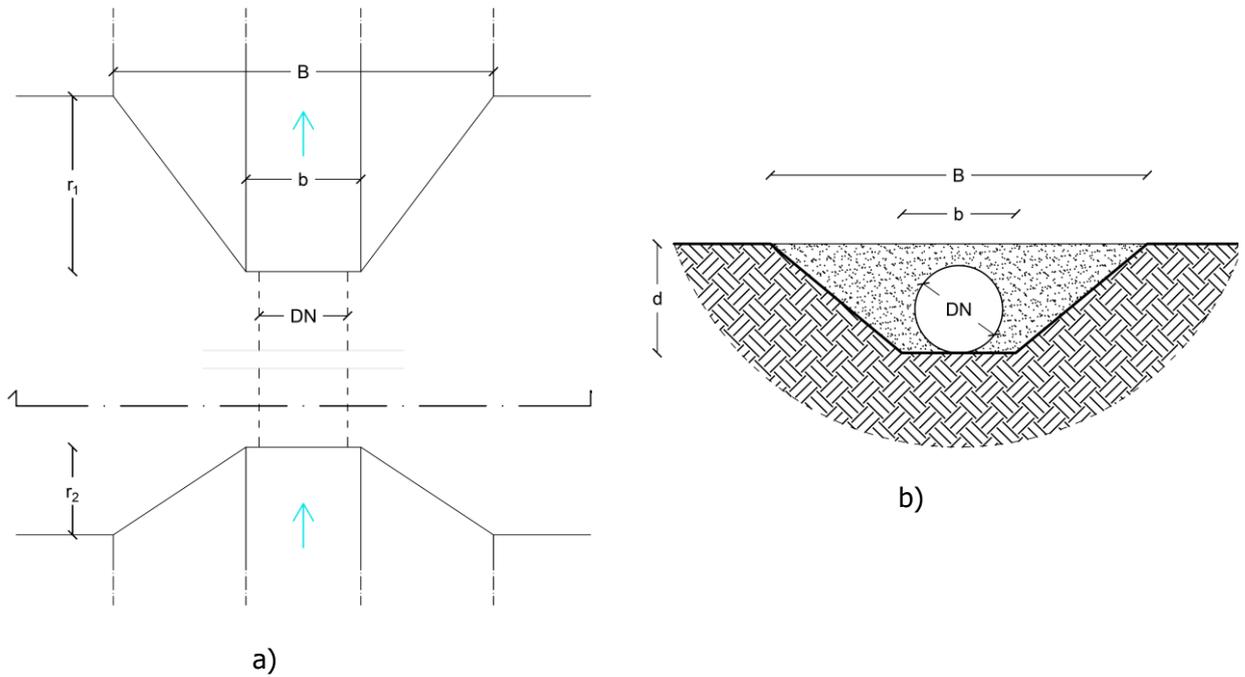


Figura 5.10. Vista in pianta del raccordo tra la sezione trapezoidale del canale e la condotta circolare dell'attraversamento (a); sezione del tombino (b). Sono riportate le principali caratteristiche geometriche del tombino.

Il dimensionamento di tali elementi è stato effettuato con l'intenzione di mantenere il grado di riempimento della condotta al di sotto del 75% – in analogia con i valori adottati in ambito urbano – e scegliendo, in via precauzionale, il DN maggiore per realizzare tutti gli attraversamenti. Quest'ultimo aspetto è legato al fatto che le superfici che recapitano acqua ai canali hanno estensione confrontabile (vedi Figure 5.8 e 5.9), così come lo è anche la geometria delle loro sezioni, esemplificata in Figura 5.11. In base a quanto detto finora, si è scelto di dimensionare solo i due attraversamenti a valle dei due bacini più grandi; essi coincidono con i tombini da porre sugli impluvi dei bacini "Centro" e "SW" (vedi Figura 5.1), rispettivamente di 0,30 km² e 0,17 km².

Tali attraversamenti sono riportati cerchiati in bianco nelle Figure 5.8 e 5.9.

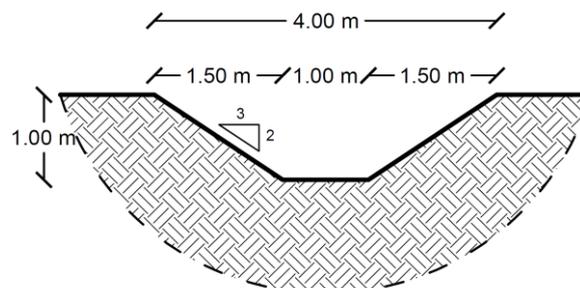
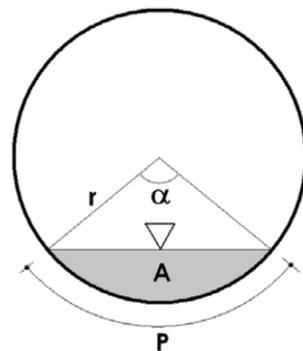


Figura 5.11. Sezione dell'alveo per gli impluvi di cui si vuole dimensionare il tombino.

Per entrambi i canali è dunque nota la geometria dell'alveo ed è possibile determinare le portate da smaltire con tempo di ritorno pari a 50 anni, la quale coincide con la portata di progetto con cui dimensionare i tombini stradali. Tramite le relazioni, valide per sezioni circolari, tra le principali caratteristiche geometriche della sezione idrica (perimetro bagnato P , area della sezione idrica A) e l'angolo al centro α che sottende tale sezione (Figura 5.12), seguendo una procedura del tutto analoga a quella descritta al paragrafo 5.2, si può facilmente determinare il tirante idraulico h con cui la corrente passa per la condotta. Dividendo h per il DN si ricava il grado di riempimento g ; se esso dovesse risultare maggiore di 0,75, occorrerebbe passare al diametro commerciale immediatamente superiore.



$$\alpha = 2 \arcsin \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

$$P = r \cdot \alpha$$

$$A = \frac{r^2}{2} (\alpha - \sin \alpha)$$

Figura 5.12. Formulazioni per il calcolo dell'angolo al centro α , perimetro bagnato P e sezione idrica A per una condotta a pelo libero di raggio r in cui transita una corrente con tirante idraulico h .

In Tabella 5.XII sono riportati i risultati dei due dimensionamenti, avendo assunto quale coefficiente di scabrezza di Strickler K_s per le condotte Armco un valore pari a $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Il diametro nominale minimo, affinché la portata di progetto possa attraversare la condotta mantenendo il grado di riempimento al di sotto del 75%, risulta pari a 1000 mm ovvero l'intera altezza della sezione d per i canali considerati.

Tabella 5.XXII. Calcoli per il dimensionamento delle condotte a pelo sugli impluvi principali dei bacini denominati "centro-W" e "SW". In verde si evidenzia il DN scelto; in rosso i parametri di controllo per il calcolo del tirante di moto uniforme.

Caratteristica	Simbolo	Unità di misura	Valore	
			Centro-W	SW
Diametro nominale condotta	DN	mm	1000	1000
Tirante idraulico	h	m	0,72	0,57
Grado di riempimento	g	-	72%	57%
Larghezza del pelo libero	B	m	0,90	0,99
Perimetro bagnato	P	m	2,03	1,71
Sezione idrica	A	m ²	0,61	0,46
Raggio idraulico	R	m	0,30	0,27
Coefficiente di Strickler	Ks	m ^{1/3} /s	60	60
Pendenza media del canale	i	-	0,06	0,06
Portata	Q	m ³ /s	4,119	2,836
Errore relativo	-	-	0,00	0,00

Una volta scelto il diametro e lo spessore della condotta, si dovrà determinare con esattezza il ricoprimento minimo della condotta. Questo può essere assunto in questa fase pari ad almeno 1 metro e verrà realizzato in terreno battuto; esso ha il compito di assicurare deformazioni contenute della condotta per via del carico statico del terreno stesso e di quello dinamico dei mezzi che vi passeranno. Si rimanda a una successiva fase il calcolo di questa quantità.



6 CONCLUSIONI

Lo studio di compatibilità idraulica riportato nella presente relazione riguarda un impianto agrivoltaico da realizzarsi in Provincia di Crotone, in zona rurale, posta ad Ovest rispetto alla Zona Industriale "Passovecchio". La zona in questione si presenta vincolata dall'attuale perimetrazione delle zone di pericolo idraulico indicata dal PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale: le aree di intervento per buona parte sono classificate come aree ad elevata pericolosità idraulica (HPH). Alla luce di ciò, risulta cogente verificare se dette aree risultano essere esposte a un così alto livello di pericolo di esondazione o meno.

La verifica è stata condotta principalmente utilizzando i dati pluviometrici per la stazione pluviometrica "1680 - Crotone" e il DTM 5x5m fornito dal Servizio Cartografico della Regione Calabria.

In una prima fase si è svolta un'analisi statistica degli eventi estremi di precipitazione, identificando le Curve di Probabilità Pluviometrica associate alla stazione di misura selezionata. Individuate le aste a forte pericolo di inondazione, sono state individuate efficacemente delle sezioni di chiusura e sono stati tracciati i bacini idrografici ad esse corrispondenti.

Note le caratteristiche morfometriche dei suddetti bacini, fissato un tempo di ritorno pari a 50 anni (utilizzato dal PGRA per definire le zone HPH), si è dunque utilizzato il metodo razionale per calcolare le singole portate al colmo di piena dei bacini.

Vista la forte regolarità plano-altimetrica dei tratti delle aste studiate, si è potuto assumere il passaggio delle precedenti portate in condizione di moto uniforme. Calcolato per ogni sezione il tirante idraulico mediante l'equazione di Strickler, si è potuto constatare che esso si mantiene interamente all'interno della sezione del canale in tutte le aste esaminate; pertanto, non si verifica alcun fenomeno di esondazione in nessuna delle aste.

Infine, sono state risolte le interferenze tra la rete idrografica naturale e artificiale con le infrastrutture (viabilità, recinzioni) interne all'impianto. Per ottenere questo risultato, sono stati previsti dei tombini utilizzando tubi Armco aventi diametro nominale pari a 1000 millimetri e con ricoprimento in terreno battuto di altezza minima di 1 metro.

Alla luce delle analisi effettuate, si può infine affermare che il sito risulta compatibile per la realizzazione delle opere in progetto.

Catania, 01/08/2023



48

