



COMUNE DI PIGNOLA

PROVINCIA DI POTENZA

"INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA DELLE STRADE DEL CENTRO ABITATO"

PNRR: MISS. 2 - COMP. 4 - INV. 2.2



Sindaco

Dott. Antonio De Luca

R.U.P.

Responsabile dell'Area 3
Ambiente - Urbanistica - Edilizia

Ing. Donato Rosa

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Cod. elaborato:

ID01

RELAZIONE SPECIALISTICA IDROLOGICA
E IDRAULICA

Scala: -

Rev. 01

Data: Gennaio 2025

Progettista:

Ing. Michele VERDEROSA
Ordine Ingegneri Prov. di Potenza n°3000
mail: michele.verderosa@outlook.it
tel. 3400082924

Collaboratori:

Ing. Gaetano BERLINGERIO
Ing. Elisabetta BRANDONISIO
Ing. Regina LIBERIO
Ing. Vincenzo ORANGER



Sommario

1	PREMESSA	2
2	STUDIO IDROLOGICO.....	3
2.1	Recupero ed analisi preliminare delle serie storiche di precipitazione	3
2.2	Determinazione della CPP	4
3	VERIFICHE DIMENSIONAMENTO IDRAULICO	8
3.1	Collettori di progetto	8

1 PREMESSA

La presente relazione illustra le metodologie di calcolo per la determinazione degli eventi critici a base della progettazione per il dimensionamento delle opere per il convogliamento delle acque di pioggia di una porzione del centro abitato di Pignola (Pz).

La progettazione esecutiva è tesa a dimensionare la rete di drenaggio urbano al fine di rilasciare le acque collettate lungo la via Dante nel collettore della esistente rete di convogliamento e scarico delle acque meteoriche di cui al progetto dei *“lavori di costruzione per il completamento e la sistemazione della rete idrica e fognante”* realizzato nel corso degli anni 1986-1987.

2 STUDIO IDROLOGICO

2.1 Recupero ed analisi preliminare delle serie storiche di precipitazione

La definizione della Curva di Possibilità Pluviometrica (nel seguito CPP) è stata condotta seguendo le procedure di letteratura a partire dall'analisi dei dati degli eventi pluviometrici riportati sui registri degli Annali Idrologici relativamente al periodo 1954 – 2020 con riferimento alla stazione di Potenza. Tali dati sono reperibili all'indirizzo <https://centrofunzionale.regione.basilicata.it/it/annali.php>.

Considerata l'estensione dei bacini scolanti, sarebbe stato più opportuno utilizzare i dati delle piogge massime di durata inferiore all'ora, tuttavia i dati disponibili, presentano numerosi buchi e soprattutto si riferiscono a durate differenti. A tal fine, si è proceduto all'analisi dei valori registrati per eventi di durata pari a 1, 3, 6, 12 e 24 ore. In

durata (min)	1h	3h	6h	12h	24h	durata (min)	1h	3h	6h	12h	24h
1981	17.8	20.6	21.8	25.8	25.8	2003	15.8	15.8	21	30.8	39
1982	9.8	16.6	25.6	38.8	39.6	2004	28	29.6	29.6	29.6	40.6
1983	18.2	25	27.4	31.4	40.2	2005	20	21.6	21.8	24.4	29.4
1984						2006	13.2	13.4	18.4	23.8	31
1985						2007	16	17	20	25.8	27.2
1986						2008	33.6	34.2	34.6	34.6	42.6
1987						2009	37.2	42.8	52.4	54.2	54.4
1988	25.8	26.4	31.2	48.6	60	2010	39.4	43.2	45.8	59.8	65
1989						2011	16.2	28.8	36	38.2	41.2
1990						2012	25.8	32.2	33.4	34	46.8
1991	12.4	14.4	27.4	45.6	69	2013	26	28.2	28.2	46	64
1992	17.6	23.6	31	31.8	31.8	2014	29	32.4	32.6	38.4	46.64
1993	15.2	18.6	18.8	19.8	21.2	2015					
1994	16.6	28.2	29.8	43.8	48.2	2016					
1995	13.8	16.4	18.8	27	38.8	2017					
1996						2018	36	47.4	51.8	56	72.6
1997						2019	60.4	63	63.4	63.4	63.4
1998	28.8	47	49.6	52	55.8	2020	46.8	52	52	52	52
1999	22.4	23.4	23.6	23.6	27.2	2021					
2000						2022	24.2	25.6	27.8	44.6	60.6
2001	22.2	30.2	32.4	32.4	42	2023	11	15.2	23.2	35.8	42.6
2002	12	17.8	23.2	30	37.2						

Tabella 2.1 – Serie storiche di precipitazione utilizzate per la valutazione della CPP (N.D. indica che il dato non è disponibile)

si riportano le serie storiche impiegate nell'analisi, mentre in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è definito il loro andamento temporale in forma grafica.

durata (min)	1h	3h	6h	12h	24h	durata (min)	1h	3h	6h	12h	24h
1981	17.8	20.6	21.8	25.8	25.8	2003	15.8	15.8	21	30.8	39
1982	9.8	16.6	25.6	38.8	39.6	2004	28	29.6	29.6	29.6	40.6
1983	18.2	25	27.4	31.4	40.2	2005	20	21.6	21.8	24.4	29.4
1984						2006	13.2	13.4	18.4	23.8	31
1985						2007	16	17	20	25.8	27.2
1986						2008	33.6	34.2	34.6	34.6	42.6
1987						2009	37.2	42.8	52.4	54.2	54.4
1988	25.8	26.4	31.2	48.6	60	2010	39.4	43.2	45.8	59.8	65
1989						2011	16.2	28.8	36	38.2	41.2
1990						2012	25.8	32.2	33.4	34	46.8
1991	12.4	14.4	27.4	45.6	69	2013	26	28.2	28.2	46	64
1992	17.6	23.6	31	31.8	31.8	2014	29	32.4	32.6	38.4	46.64
1993	15.2	18.6	18.8	19.8	21.2	2015					
1994	16.6	28.2	29.8	43.8	48.2	2016					
1995	13.8	16.4	18.8	27	38.8	2017					
1996						2018	36	47.4	51.8	56	72.6
1997						2019	60.4	63	63.4	63.4	63.4
1998	28.8	47	49.6	52	55.8	2020	46.8	52	52	52	52
1999	22.4	23.4	23.6	23.6	27.2	2021					
2000						2022	24.2	25.6	27.8	44.6	60.6
2001	22.2	30.2	32.4	32.4	42	2023	11	15.2	23.2	35.8	42.6
2002	12	17.8	23.2	30	37.2						

Tabella 2.1 – Serie storiche di precipitazione utilizzate per la valutazione della CPP (N.D. indica che il dato non è disponibile)

Dall’analisi di questa figura emerge chiaramente come per le serie storiche di durata si abbia una numerosità campionaria modesta, ma tuttavia significativa ai fini della loro applicazione all’interno della procedura di calcolo. Inoltre, è possibile visualizzare l’assenza di tendenze, cambiamenti o ciclicità all’interno delle serie storiche, corroborando l’utilizzo di distribuzioni di probabilità di natura stazionaria per la valutazione della CPP.

2.2 Determinazione della CPP

La determinazione della CPP consiste nell’individuazione di una funzione che relazioni le altezze massime e le durate di pioggia del tipo

$$h = f(t) \quad (1)$$

funzione del tempo di ritorno.

Il primo step nella determinazione delle CPP consiste nell’individuazione dei quantili corrispondenti ad una assegnata probabilità di non superamento per ciascuna delle durate analizzate. Ciò richiede l’individuazione della legge di probabilità più idonea a rappresentare il fenomeno per ciascuna serie storica, confrontando una serie di distribuzioni disponibili nella

letteratura tecnica, che nel caso in esame sono la log-normale e la Gamma a 2 e 3 parametri, quella di Gumbel e quella di Frechet. Successivamente, vengono stimati i parametri di queste distribuzioni attraverso il metodo della massima verosimiglianza e, infine, la scelta della legge che meglio si adatta al campione è condotta attraverso la valutazione congiunta di una serie di test statistici (Pearson, Kolmogorov-Smirnov, Cramer-von Mises) e di misure di dispersione (l'errore standard relativo alla media).

La probabilità di non superamento, F , associata ad un evento avente tempo di ritorno T (che rappresenta l'intervallo espresso in anni in cui l'evento si verifica mediamente una sola volta) può essere espresso tramite la relazione:

$$F = 1 - \frac{1}{T} \quad (2)$$

La procedura complessiva di calcolo risulta piuttosto laboriosa e pertanto è invalso l'uso di adoperare appositi programmi di calcolo che alleviano la fatica del tecnico. I dati acquisiti sono stati elaborati mediante un programma di analisi statistica degli eventi massimi in idrologia appositamente preparato¹. Esso utilizza le sei leggi di distribuzione di probabilità sopra definite tra le quali, attraverso le citate procedure statistiche, è possibile individuare quella che meglio rappresenta il fenomeno.

In Tabella 2.2 vengono sinteticamente riportati i valori parametrici dei test per ogni durata ed ogni legge.

	LEGGE	PAR1	PAR2	PAR3	GR. LIB	CHI-SQRT	KOLM	C.V.M.	ERR VET
1 ora	LN2	3.06	0.44	0.00	3.00	1.60	0.02	0.04	0.11
	LN3	2.61	0.68	6.79	2.00	1.60	0.01	0.03	0.07
	GUMBEL	0.13	18.77	0.00	3.00	3.20	0.02	0.06	0.14
	FRECHET	2.59	2.85	0.00	3.00	1.60	0.01	0.04	0.07
	GAMMA 2	4.76	4.98	0.00	3.00	4.00	0.02	0.05	0.12
	GAMMA 3	3.00	6.47	4.30	2.00	0.80	0.02	0.03	0.11
	LEGGE	PAR1	PAR2	PAR3	GR. LIB	CHI-SQRT	KOLM	C.V.M.	ERR VET
3 ore	LN2	3.26	0.41	0.00	3.00	2.40	0.02	0.04	0.09
	LN3	2.64	0.73	10.39	2.00	3.60	0.01	0.05	0.07
	GUMBEL	0.11	22.89	0.00	3.00	2.40	0.02	0.05	0.11
	FRECHET	2.84	3.06	0.00	3.00	2.80	0.02	0.06	0.09
	GAMMA 2	5.67	5.00	0.00	3.00	2.00	0.02	0.06	0.10
	GAMMA 3	2.99	7.17	6.90	2.00	1.60	0.01	0.04	0.08

¹ PICCINNI, A.F., "Analisi regionale degli eventi massimi in idrologia" - Atti dell'Accademia Pugliese delle Scienze, 1983

	LEGGE	PAR1	PAR2	PAR3	GR. LIB	CHI-SQRT	KOLM	C.V.M	ERR VET
6 ore	LN2	3.40	0.34	0.00	3.00	2.40	0.02	0.08	0.11
	LN3	2.51	0.76	15.64	2.00	2.00	0.01	0.04	0.08
	GUMBEL	0.12	26.64	0.00	3.00	3.20	0.02	0.07	0.12
	FRECHET	3.65	3.24	0.00	3.00	1.20	0.01	0.04	0.09
	GAMMA 2	8.22	3.86	0.00	3.00	4.00	0.02	0.12	0.11
	GAMMA 3	2.95	6.73	11.90	2.00	5.20	0.02	0.06	0.09

	LEGGE	PAR1	PAR2	PAR3	GR. LIB	CHI-SQRT	KOLM	C.V.M	ERR VET
12 ore	LN2	3.59	0.31	0.00	3.00	2.00	0.01	0.05	0.05
	LN3	3.25	0.43	9.79	2.00	0.80	0.01	0.04	0.05
	GUMBEL	0.11	32.30	0.00	3.00	2.40	0.02	0.06	0.07
	FRECHET	3.54	3.44	0.00	3.00	1.20	0.01	0.05	0.11
	GAMMA 2	10.52	3.62	0.00	3.00	1.60	0.02	0.05	0.05
	GAMMA 3	2.99	7.45	15.80	2.00	0.80	0.01	0.03	0.04

	LEGGE	PAR1	PAR2	PAR3	GR. LIB	CHI-SQRT	KOLM	C.V.M	ERR VET
24 ore	LN2	3.76	0.31	0.00	3.00	7.60	0.01	0.05	0.05
	LN3								
	GUMBEL	0.10	37.87	0.00	3.00	6.80	0.02	0.11	0.08
	FRECHET	3.16	3.60	0.00	3.00	2.80	0.02	0.12	0.18
	GAMMA 2	10.28	4.40	0.00	3.00	7.60	0.02	0.05	0.05
	GAMMA 3	2.95	9.32	17.70	2.00	5.20	0.02	0.07	0.06

Tabella 2.2– Risultati dei test statistici relativi alle piogge analizzate

L'analisi delle misure di adattamento impiegate, ed in particolar modo l'errore standard relativo alla media, ha permesso di concludere come la distribuzione Log normale a due parametri presenti le migliori prestazioni in termini di adattabilità alle serie osservate.

In tabella sono riportati i valori dell'altezza di pioggia calcolati, per ogni durata, per un tempo di ritorno assunto pari a 5 anni.

<i>t</i> <i>[min]</i>	<i>t</i> <i>[h]</i>	<i>h</i> <i>[mm]</i>
5	1.00	31.08
15	3.00	36.7
30	6.00	39.71
60	12.00	47.02
180	24.00	56.15

Tabella 2.3 – Altezze di pioggia in funzione della durata per $T = 5$ anni

In merito alla definizione della CPP, si fa riferimento alla classica espressione:

$$h = a \cdot t^n \quad (3)$$

Dove a ed n rappresentano i parametri caratteristici della CPP. In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si riporta la rappresentazione analitica della CPP calcolata per la stazione di Galatina. I parametri a ed n stimati risultano rispettivamente pari a 30.19 e 0.182.

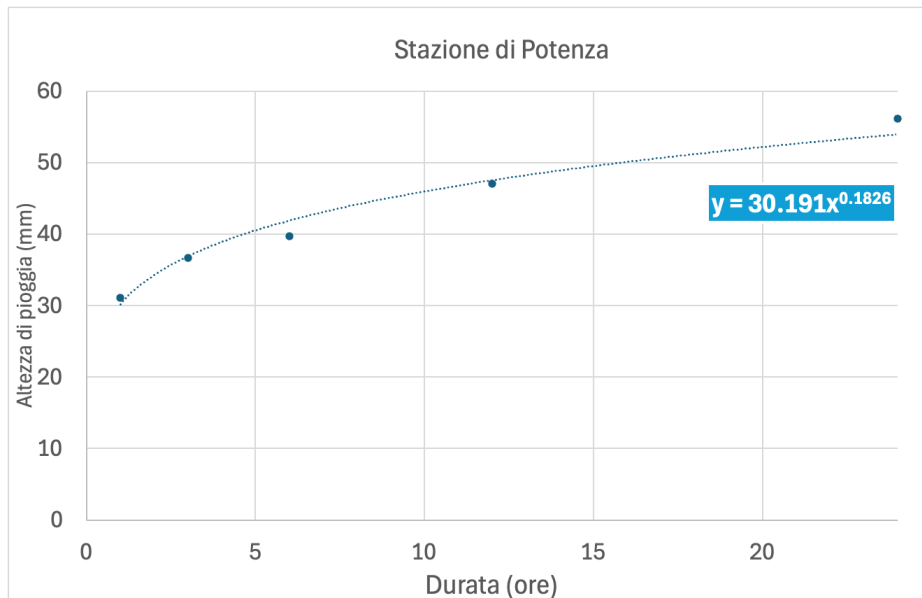


Figura 2.1 – Confronto tra le CPP analizzate per la stazione di Potenza

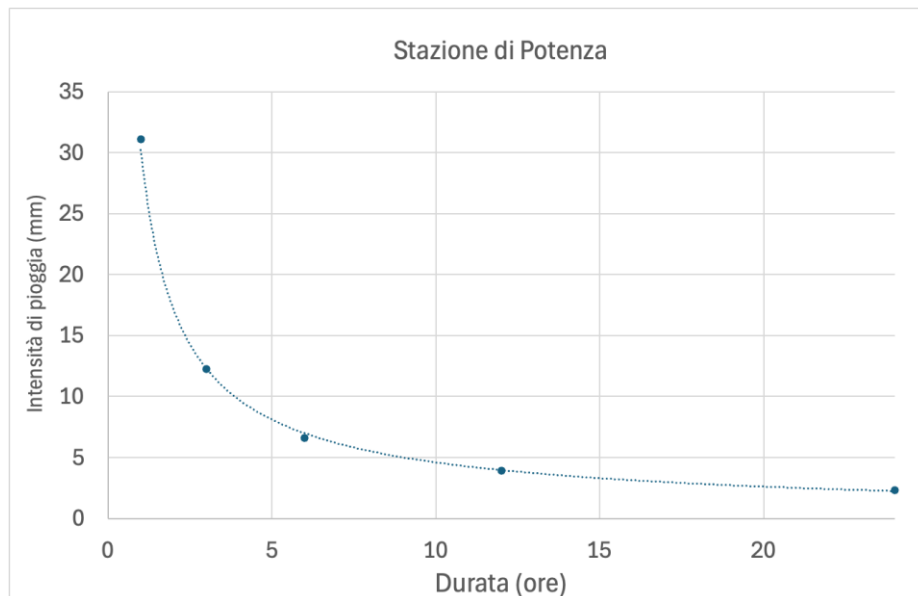


Figura 2.2 – Relazioni durata-intensità per le CPP analizzate per la stazione di Potenza

3 VERIFICHE DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

3.1 Collettori di progetto

Per il calcolo delle portate, relative a ciascun tronco della rete, si è proceduto con il metodo cinematico o metodo della corrivazione, al quale corrisponde la seguente espressione.

$$Q_M = \frac{\phi i S}{360}$$

in cui:

Q_M = portata al colmo di piena (m^3/s);

ϕ = valore del coefficiente d'afflusso medio del bacino;

i = intensità di pioggia pari al tempo di concentrazione t_c (mm/h);

S = superficie del bacino (ha).

Il tempo di corrivazione è stato calcolato utilizzando una delle formule empiriche proposte nel testo pubblicato dal Centro Studi Deflussi Urbani "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione" edizione Hoepli.

Il tempo di corrivazione può essere determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fino alla sezione di chiusura. In particolare, individuata la rete e i sottobacini relativi a ciascun tronco, il tempo t_c è dato dalla somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

in cui t_a è il tempo di accesso alla rete e relativo al sottobacino servito dal condotto posto all'estremità di monte del percorso idraulico più lungo e t_r è il tempo di rete, ovvero il tempo che impiega la massima portata a percorrere la canalizzazione, nelle condizioni di moto uniforme, per giungere alle sezioni di interesse.

Il tempo di accesso t_a della rete è sempre stato di incerta determinazione, variando con la pendenza media del bacino, della natura dello stesso e il livello di realizzazione dei drenaggi minori, nonché dell'altezza della pioggia precedente l'evento critico di progetto. Il valore normalmente assunto nella progettazione è compreso nell'intervallo di 5 – 15 minuti; i valori più bassi corrispondono ai bacini di minore estensione, più attrezzati e di maggiore pendenza e i valori più alti nei casi opposti. Nel caso specifico oggetto di studio stante la specificità del bacino di competenza e della ramificazione della rete di progetto si è assunto per t_a = 15 minuti

Il tempo di rete t_r è stato calcolato utilizzando la seguente espressione:

$$t_r = \sum_i \frac{L_i}{V_{ui}}$$

dove:

L_i = è la lunghezza del tratto di rete preso in considerazione ed è espresso in metri;

V_{ui} = è la velocità di moto uniforme che assume la portata di piena in ogni singola canalizzazione, espressa in m/s.

I valori di intensità di pioggia sono stati determinati in funzione del tempo di concentrazione.

I valori dei coefficienti di deflusso ϕ sono ottenuti attraverso una media pesata, rispetto all'area, dei coefficienti di deflusso ϕ relativi alle diverse zone. In particolare, la scelta dei diversi valori da assegnare è stata effettuata alla luce delle reali caratteristiche del territorio, dell'effetto antropico su di esso e delle pendenze che lo caratterizzano.

Per i valori caratteristici del coefficiente si è fatto riferimento a quanto proposto da Marchetti (1963) e che appresso si riporta (si veda Tab. 8.2 "Sistemi di Fognatura Manuale di Progettazione" edizione Hoepli):

TIPOLIGIA URBANA	ϕ
Parti centrali delle antiche città, con densa fabbricazione, con strade strette e lastricate	0,70,0,90
Zone urbane destinate a restare con scarse aree scoperte	0,50,0,70
Zone urbane destinate al tipo di città giardino	0,25,0,50
Zone urbane destinate a restare non fabbricate e non pavimentate	0,10,0,30
Prati e parchi	0,00,0,25

Tabella 3.1 – Valori del coefficiente di deflusso

Pertanto, con riferimento alla rete pluviale oggetto del presente progetto, si è proceduto alla individuazione delle aree servite dalla stessa. In particolare, si sono individuate due aree scolanti e definiti i tempi di corrivazione per ogni singola tratta pervenendo quindi alla determinazione della portata in transito.

Per quanto riguarda i valori di pendenza di cui tener conto in fase progettuale, per le tratte caratterizzate da diversa pendenza si è proceduto ad effettuare il dimensionamento considerando il valore minimo della stessa; quindi, si è validata l'adeguatezza della scelta verificando il grado di riempimento e i valori di velocità. Si precisa che, come pendenza minima, si è assunto il valore dello 0,5% mentre per quanto riguarda i valori della velocità massima, questi non dovranno di norma superare i 5 m/s.

Per il dimensionamento degli spechi prescelti, con le diverse pendenze assunte, si è fatto riferimento alla formula di Chèzy, utilizzando per il coefficiente di attrito l'espressione di Gauckler Strickler. Pertanto, la formula ha assunto l'espressione:

$$Q = w c R^{2/3} i^{1/2}$$

ove

- w è la sezione liquida in m²;
- c è il coefficiente di resistenza al moto, m^{1/3}/s⁻¹;
- R il raggio idraulico in m;
- i è la pendenza del fondo.

Il coefficiente di resistenza al moto di Gauckler Strickler è stato assunto pari a 80 m^{1/3}/s in considerazione più di una eventuale cattiva manutenzione delle fogne che non della scabrezza delle condotte che, per il tipo prescelto, avrebbe potuto assumere valore ben più elevato.

		Caratteristiche del Bacino						Caratteristiche dimensionali ed Idrauliche									
		Area Bacino	Area Edificata	$\phi_{\text{area edificata}}$	Area non edificata	$\phi_{\text{area non edificata}}$	ϕ_{medio}	Tc	I	Q	De	DN	Lung. Tronco	Pend. Tronco	Tirante Idrico	Vel.	Riemp.
Strada	Pozzetti	ha	ha		ha			sec	mm/h	m ³ /s	m	m	m	%	cm	m/s	%
Corso Umberto	1-3	0.2644	0.26	0.8	0.0010	0.2	0.80	912.15	93.06	0.055	0.31	0.273	52.86	14	8.19	4.350	30
	3-7										0.31	0.273	69.39	9.65	9.01	2.520	33
	7-9										0.31	0.273	50	5.83	10.10	3.570	37
	9-10										0.31	0.273	18.82	0.7	19.11	1.310	70

Tabella 3.2 – Verifica tronco di fogna bianca

Complessivamente il tronco di fognatura bianca oggetto di dimensionamento sarà sotteso ad un bacino scolante per una superficie di 0.264 ha.

Il tronco di fognatura sarà realizzato in PEAD, questo garantirà di poter raggiungere anche velocità maggiori, condizione necessarie per poter superare le pendenze a volte molto elevate. Il diametro utilizzato per tutti e tre i tronchi è un DN310.

Bari, gennaio 2025

il progettista