

COMUNE DI ARZIGNANO
Provincia di Vicenza

Allegato A2.1

LAVORO:

SICIT 2000 S.P.A.

OGGETTO:

VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

COMPATIBILITA' IDRAULICA

IL CONSULENTE DI SETTORE:

ALL. A

STUDIO TECNICO SINICATO
Ingegneria CIVILE
Ingegneria IDRAULICA

VIA PONTEDERA 47/49
36045 LONIGO (VI)

TEL 0444 1808237
FAX 0444 1808490
CELL 347 4441724

REVISIONE:

00

DATA:

28/08/2018



SOMMARIO

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	3
2.1. Zona d'intervento.....	3
2.2. Dati catastali.....	5
2.3.....	5
Descrizione del progetto	6
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO	7
4. ANALISI STUDI IDRAULICI DI QUADRO PROGRAMMATICO.....	9
4.1. Premesse	9
4.2. Determinazione del Tempo di ritorno.....	9
4.3. Equazione della Curva di possibilità pluviometrica.....	9
4.3.1. Scrosci	13
4.3.2. Eventi di durata oraria	16
4.4. Calcoli idraulici.....	18
4.4.1. Correzione dei coefficienti a ed n	18
4.4.2. Altezza ed Intensità di Pioggia.....	19
5. IDRAULICA DI INTERVENTO	21
5.1. Coefficiente di deflusso	21
5.2. Tempo di corrivazione	22
5.3. Calcolo della portata e del coefficiente udometrico	23
5.4. Volume da invasare da calcoli idraulici.....	24
5.5. Volume da invasare da prescrizione	26
5.6. Volume di invaso	26
6. MISURE DI MITIGAZIONE.....	28
6.1. Dimensionamento del tubo di controllo del deflusso	28
6.2. Verifica Delle tubazioni.....	29
6.3. Vasca di Prima Pioggia	30
7. CONCLUSIONI.....	31

COMUNE DI ARZIGNANO

PROVINCIA DI VICENZA

VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

1. PREMESSA

Lo studio è stato redatto in ottemperanza al Regolamento regionale 23 novembre 2017 – n° 7 Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n° 12 (Legge per il governo del territorio).

In particolare lo studio di compatibilità idraulica deve avere la finalità di:

- Verificare l'ammissibilità delle previsioni contenute nello strumento urbanistico considerando le interferenze che queste hanno con i dissesti idraulici presenti o potenziali e le possibili alterazioni del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni d'uso del suolo possono venire a determinare.
- Verificare la variazione di permeabilità e della risposta idrologica dell'area interessata conseguentemente alla mutata caratteristica territoriale.
- Individuare le idonee misure compensative finalizzate a non modificare la modalità di risposta del territorio agli eventi meteorici.
- Definire la variazione dei contributi specifici delle singole aree prodotte dalle trasformazioni dell'uso del suolo e verificata la capacità della rete drenante di sopportare i nuovi apporti.

Una volta effettuato lo studio di compatibilità idraulica elaborando le precipitazioni per dato tempo di ritorno, sarà necessario confrontare i risultati con il "Parere di Compatibilità Idraulica" con numero di protocollo 17395 del "Consorzio di Bonifica Alta Pianura Veneta", che prevede un volume minimo di invaso pari a **680 m³ per ettaro** nel caso di trasformazioni in ambito di aree produttive e/o industriali.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

2.1. Zona d'intervento

Il territorio comunale di Arzignano (VI) sorge nella valle del Chiampo, situata nella zona ovest della Provincia, ed è famosa per il settore conciario e meccanico. Attraversata dal torrente Chiampo (che dà il nome alla valle) è circondata da colline. Proseguendo verso il nord la valle è circondata da una corona di montagne, appartenenti al Parco naturale regionale della Lessinia. Si colloca nella parte occidentale della provincia di Vicenza, da cui dista circa 20 km. Il territorio comunale ha un'estensione di circa 35 km² e confina con Chiampo, Montebelluna, Montebelluna Maggiore, Montebelluna Vicentino, Nogarole Vicentino, Roncà (VR), Trissino.

La superficie allo studio è posta nella zona sud-orientale del territorio comunale, come si evince dall'estratto della carta I.G.M. (Figura 1) e dall'Ortofoto della zona (Figura 2).

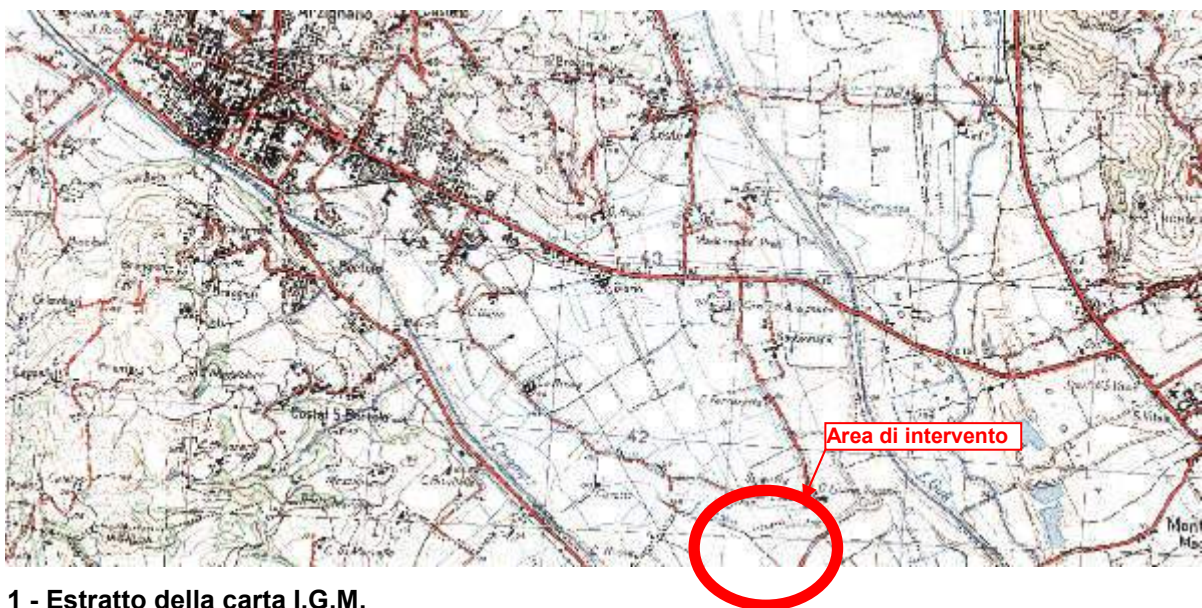


Figura 1 - Estratto della carta I.G.M.



Figura 2 - Ortofoto dell'area di intervento

Le acque meteoriche allo stato attuale defluiscono tramite percolazione diretta nel terreno essendo tutta la superficie permeabile, come si evince nell'immagine sottostante (Figura 3) nella quale viene evidenziata l'area di intervento.

La realizzazione delle aree esterne necessarie alla movimentazione dei carichi e alla sosta dei veicoli, impongono la necessità di collettare le acque di piattaforma mediante tubazioni e di recapitarle, previo trattamento, al vicino Scolo Castellaro ubicato a sud del lotto in oggetto (Figura 3 e Figura 4).



Figura 3 - Area di intervento



Figura 4 - Scolo Castellaro

2.2. Dati catastali

Di seguito si riporta l'estratto di mappa (Figura 5) dei lotti in esame.

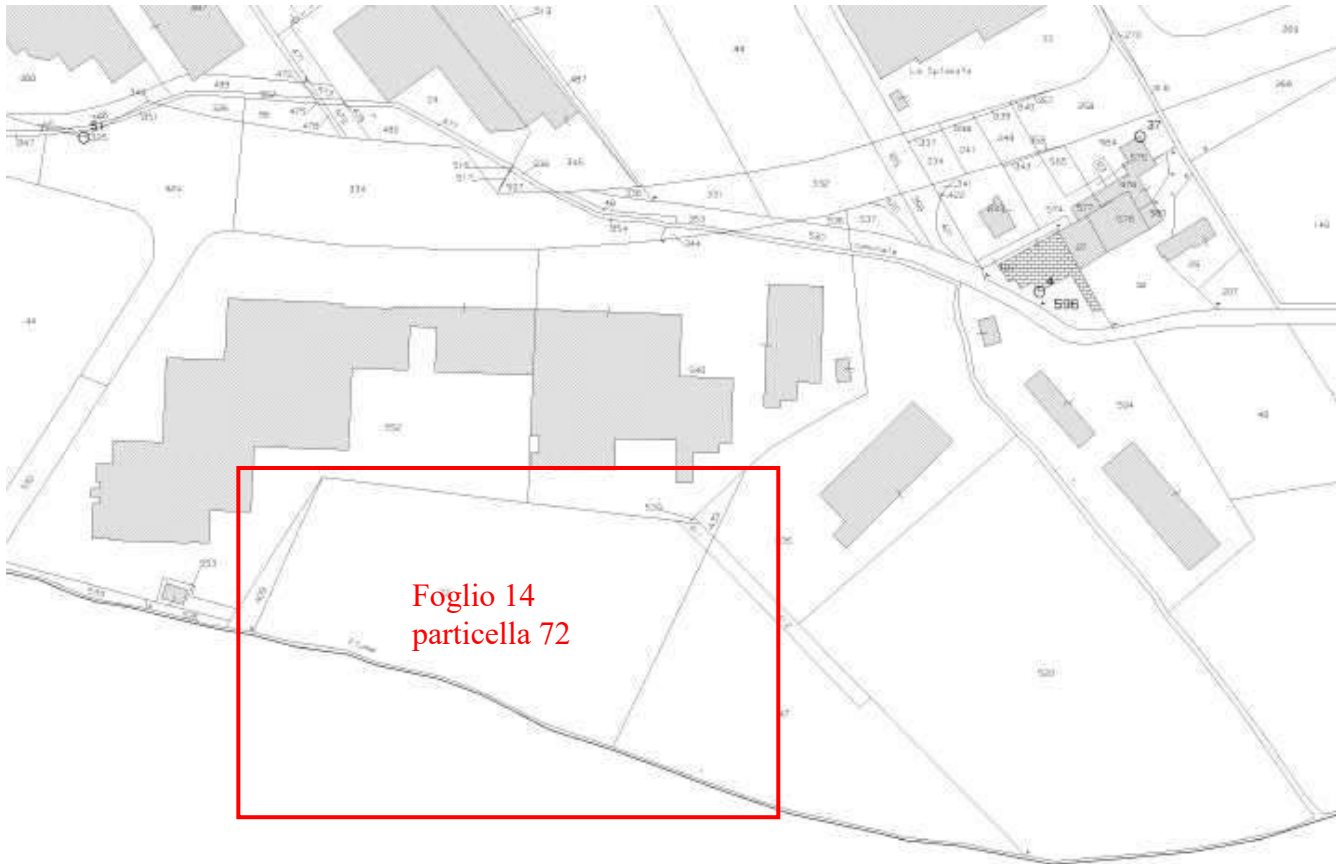


Figura 6 - Estratto mappa catastale

Descrizione del progetto

Il progetto prevede la realizzazione delle aree esterne necessarie alla movimentazione dei carichi e alla sosta dei veicoli. Tali interventi richiedono la demolizione di un edificio (Figura 7) attualmente adibito a deposito e la trasformazione di una superficie attualmente permeabile ad un'area completamente impermeabile.



Figura 7 - Edificio da demolire

Le opere si svilupperanno su un'area totale pari a 38'000 m².

La presente relazione di compatibilità idraulica valuterà gli effetti derivanti dall'impermeabilizzazione dell'area relativa.

Nella configurazione di progetto, la suddivisione tra aree impermeabili e permeabili sarà la seguente:

- Aree Impermeabili: 30'000 m²
- Aree Permeabili: 8'000 m²

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO

L'area in oggetto si presenta piana, stabile, posta a sud-est dal centro abitato di Arzignano, all'incrocio tra via Quinta Strada e via del Lavoro.

Per quanto riguarda l'inquadramento dell'assetto geologico e idrogeologico, vengono riportate le informazioni contenute all'interno della relazione geologica del P.A.T.

In tale relazione, vengono indagate idrologia, litologia e geomorfologia del territorio comunale.

In primis si riporta un estratto della carta litologica, la quale mostra come l'area oggetto della relazione sia una zona caratterizzata da materiale alluvionale granulare.

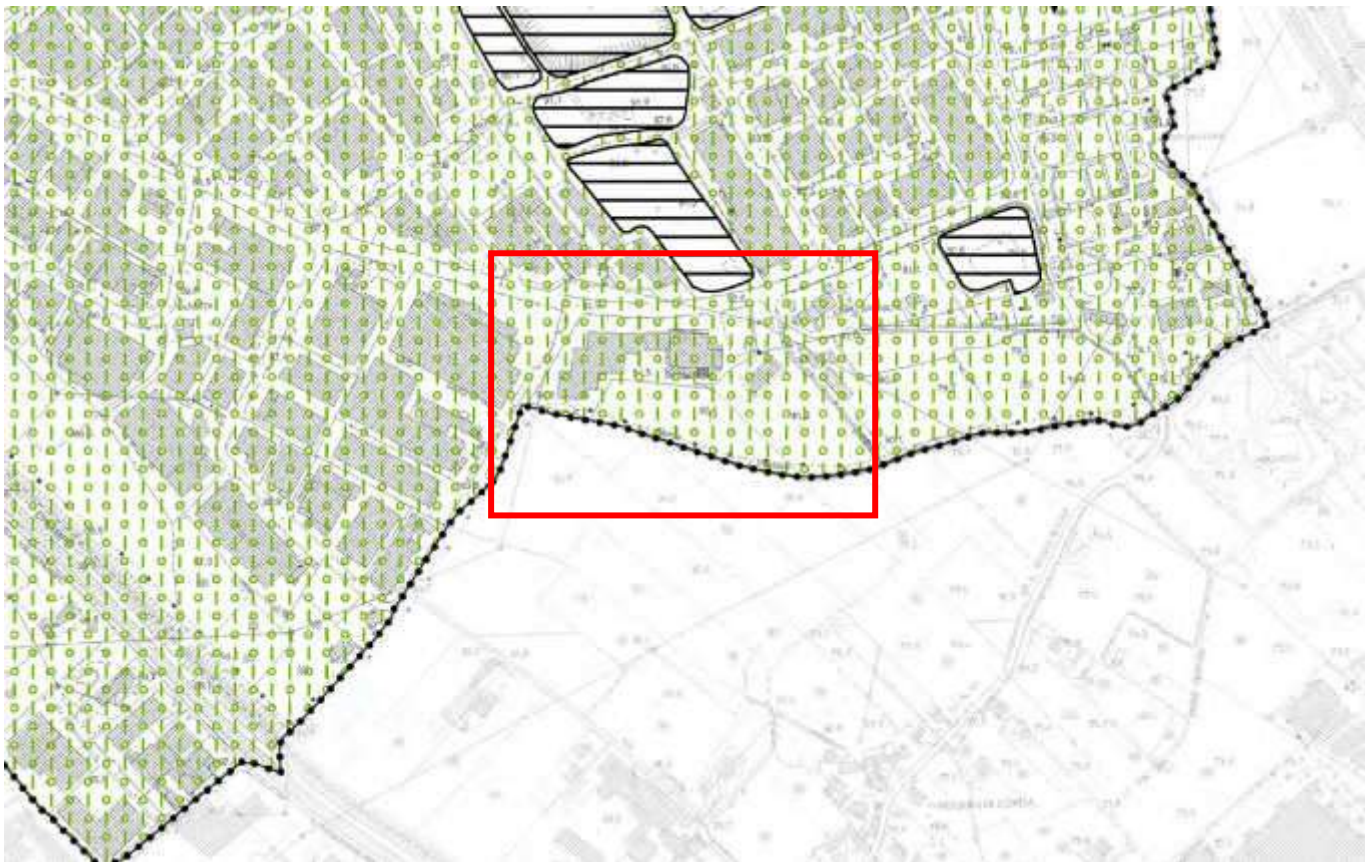


Figura 8 – Carta Geolitologica – PAT Arzignano

Allo stesso modo si riporta uno stralcio della carta delle fragilità, dove l'area in oggetto rientra in una zona idonea a condizione per quanto riguarda la compatibilità geologica a fini urbanistici. La falda risulta prossima al piano campagna in corrispondenza dello Scolo Castellaro.

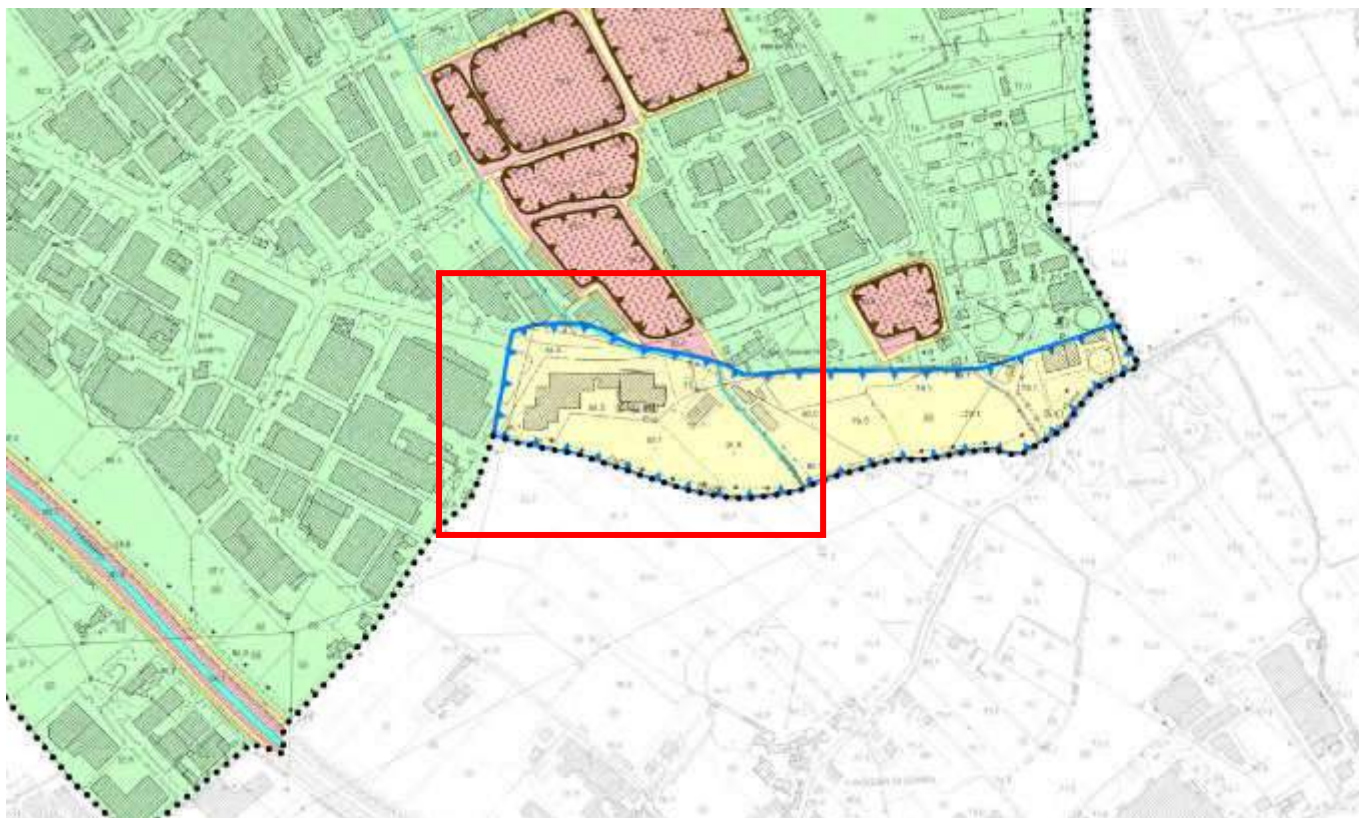


Figura 9 – Carta delle Fragilità – PAT Arzignano

Dall'analisi della carta idrogeologica, la zona in esame ricade in un'area definita a deflusso difficoltoso con una falda freatica compresa tra i 5 e i 10 m dal p.c..

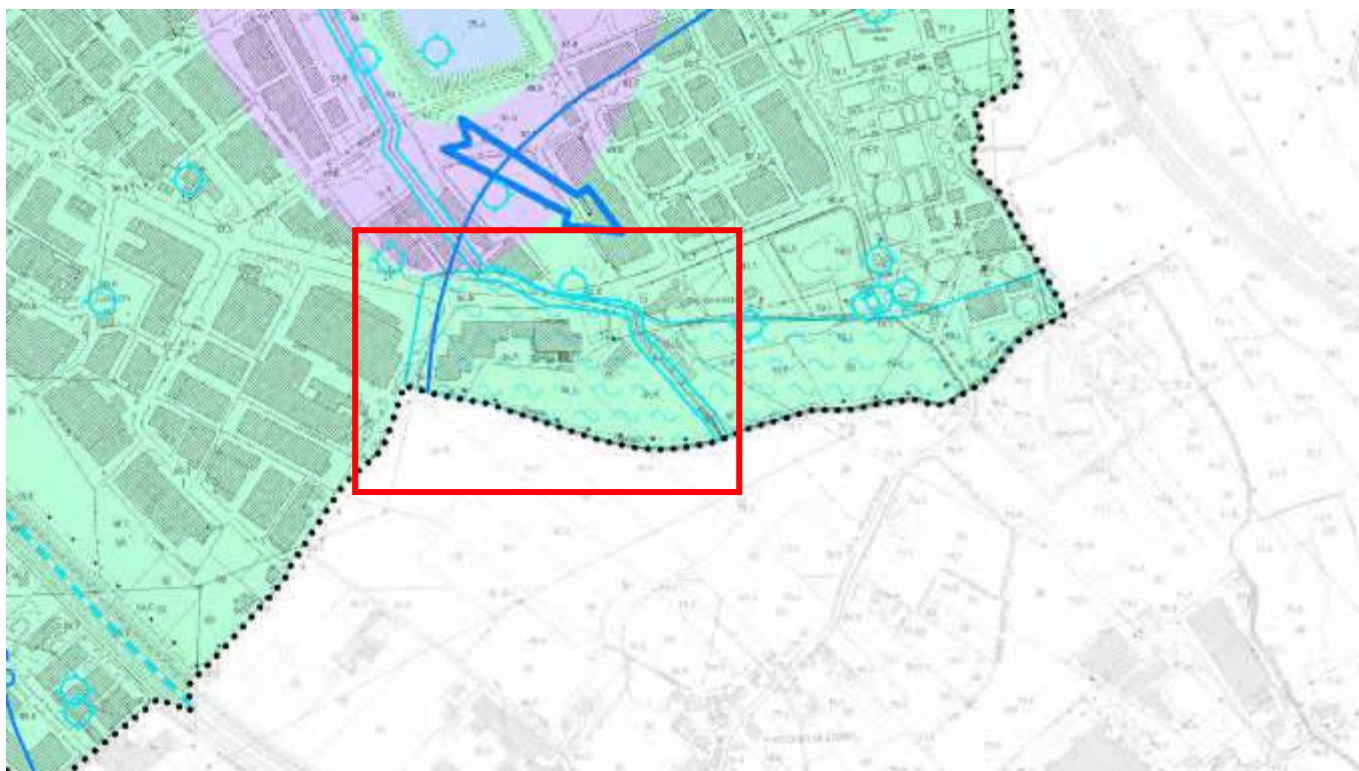


Figura 10 – Carta Idrogeologica – PAT Arzignano

4. ANALISI STUDI IDRAULICI DI QUADRO PROGRAMMATICO

4.1. Premesse

La valutazione di compatibilità idraulica, redatta a supporto di ogni strumento urbanistico, studia le possibili alterazioni che la trasformazione del suolo, causata da nuove pavimentazioni, possono causare. A tal fine si analizzano le problematiche di carattere idraulico per eventualmente individuare le possibili soluzioni da adottare per diminuirne l'impatto rispetto alla situazione esistente.

Si procede pertanto con la determinazione della variazione della permeabilità che la situazione di progetto andrà a determinare rispetto alla situazione attuale, per calcolare poi la variazione della portata in arrivo al corpo ricettore. Il calcolo della variazione di portata passa attraverso lo studio statistico delle precipitazioni possibili con un assegnato tempo di ritorno, così da poter definire l'altezza di pioggia in mm/h utile alla determinazione della portata lorda affluente in un determinato sito.

4.2. Determinazione del Tempo di ritorno

La scelta del tempo di ritorno (T_r) più adeguato allo scopo deve essere compatibile con la tipologia realizzativa dell'opera in progetto.

Ancorché il D.P.C.M. 04/06/1996 prescrive che *“ai fini del drenaggio delle acque meteoriche le reti di fognatura bianca o mista debbano essere dimensionate e gestite in modo da garantire che fenomeni di rigurgito non interessino il piano stradale o le immissioni di scarichi neri con frequenza superiore ad una volta ogni cinque anni per ogni singola rete”*, in questa sede si considererà ai fini del calcolo un tempo di ritorno pari a **50 anni**.

4.3. Equazione della Curva di possibilità pluviometrica

Viene di seguito rappresentata la metodologia seguita per la determinazione delle equazioni delle Curve di possibilità pluviometrica (CPP) associate ai diversi tempi di ritorno. Tali curve sono state costruite attraverso l'elaborazione dei dati raccolti secondo la metodologia statistico – probabilistica doppio – esponenziale di Gumbel. La rappresentazione di un evento pluviometrico di una certa durata (τ), viene effettuata mediante una curva regolarizzatrice, caratterizzata dalla seguente espressione:

$$\begin{cases} h = a \tau^n \\ a = a(T_r) \end{cases}$$

Dove:

- h : altezza di pioggia caduta nell'intervallo di tempo τ .
- a, n : coefficienti di Gumbel determinati statisticamente.

L'equazione può anche essere riscritta in forma logaritmica:

$$\log(h) = \log(a) + n \log(\tau)$$

Alle precipitazioni massime di data durata, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di eventi fra loro indipendenti, può applicarsi la seguente descrizione statistica, comune, com'è noto, a molte serie idrologiche:

$$X(T_r) = \bar{X} + F \cdot S_x$$

Essendo:

- $X(T_r)$: valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno T_r , ossia il periodo di tempo mediamente necessario affinché la realizzazione della variabile aleatoria (variabile idrologica) superi un determinato valore.
- \bar{X} : il valore medio degli eventi considerati.
- F : fattore di frequenza.
- S_x : scarto quadratico medio della variabile in esame.

La distribuzione di Gumbel assegna al fattore di frequenza F la seguente espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

Dove:

- $Y(T_r)$: variabile ridotta, funzione del tempo di ritorno T_r .
- \bar{Y}_N : il valore medio della variabile ridotta.
- S_N : scarto quadratico medio della variabile ridotta.

Tali fattori sono calcolabili con le seguenti formule:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{Y}_N = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Y_i \\ S_N = \left[\frac{1}{N-1} \sum (Y_i - \bar{Y}_N)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \end{array} \right.$$

Operando la sostituzione di F si ha:

$$X(T_r) = \bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \bar{Y}_N + \frac{S_x}{S_N} Y(T_r)$$

Dove:

- moda : valore con massima frequenza probabile:

$$u = \bar{X} - \frac{S_x}{S_N} \bar{Y}_N$$

- fattore α :

$$\alpha = \frac{S_x}{S_N}$$

La variabile ridotta è legata al tempo di ritorno secondo l'espressione:

$$Y(T_r) = -\ln\left(-\ln\frac{T_r - 1}{T_r}\right)$$

L'equazione della Curva di possibilità pluviometrica permette di legare in un piano cartesiano le altezze di pioggia con la durata della precipitazione. Tale curva non presenta incertezza lungo l'asse delle ascisse (asse dei tempi), bensì presenta incertezze soltanto dal punto di vista delle altezze di pioggia; quindi la determinazione dei valori da assegnare ai due parametri della curva (a, n) non può essere fatta attraverso l'uso di una retta interpolatrice ai minimi quadrati (retta facilmente determinabile con il programma "Excel") in quanto tale retta considera delle incertezze sia per la variabile dipendente che per la variabile indipendente, ma attraverso la soluzione del sistema lineare a due equazioni e due incognite che adesso sarà affrontato.

Si considera l'espressione della CPP in forma logaritmica:

$$\log(h) = \log(a) + n \log(\tau)$$

Tale espressione rappresenta una retta nel piano bi – logaritmico e può essere riscritta in questo modo:

$$y = a_0 + a_1 x$$

Dove:

- $y = \log(h)$.
- $a_0 = \log(a)$.
- $a_1 = n$.
- $x = \log(\tau)$.

Scrivendo poi in forma compatta la sommatoria degli scarti verticali (scarti nelle altezze):

$$S = \sum_i (a_1 x_i + a_0 - y_i)^2$$

Da cui la condizione di minimizzazione, che da vita al sistema:

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial a_1} = 2x_i \sum_i (a_1 x_i + a_0 - y_i) = 0 \\ \frac{\partial S}{\partial a_0} = 2 \sum_i (a_1 x_i + a_0 - y_i) = 0 \end{cases}$$

I parametri della curva si possono così determinare dalla soluzione del sistema equivalente:

$$\begin{bmatrix} \sum_i x_i^2 & \sum_i x_i \\ \sum_i x_i & N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_1 \\ a_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_i x_i y_i \\ \sum_i y_i \end{bmatrix}$$

da cui infine si determinano i parametri (a, n) al variare del tempo di ritorno.

4.3.1. Scrosci

I dati utilizzati nella presente relazione, ordinati in ordine cronologico in Tabella 1, si riferiscono alla stazione pluviometrica di Vicenza, significativi anche per il territorio comunale di Arzignano.

Tabella 1 - Scrosci

Anno	Durata [minuti]		
	15	30	60
1938		15.3	21.0
1939		15	16.0
1940		23	29.0
1941		29.1	43.6
1942		30	39.8
1943		23.4	24.4
1946		45	63.6
1947		27	30.8
1948		25	33.0
1949		12	16.6
1950		18.2	21.0
1951		20.2	27.4
1952		17.6	29.6
1953	15.8	22.8	27.8
1954	20	29	58.0
1955	15	25	29.8
1956	12	20	31.6
1957	15	19	23.0
1958	11.5	15.4	22.0
1959	26		31.6
1960	36	36	36.0
1961	18		25.6
1962	10		17.0
1963	17.8		31.0
1964	18.2	28.8	34.2
1965	10.6	11.8	20.4
1966	14.4	17.2	23.0
1967	30	50	80.0
1968	25.4	37	51.0
1969	11.2	20	30.0
1970	14.0	20.8	22.2
1971	21.6	21.6	21.6
1972	19.0	29.2	30.6
1975	17.6	22.0	32.6
1976	27.6	35.6	37.2
1977	14.6	14.6	14.6
1978	13.0	22.0	29.0
1981	16.6	19.6	22.6
1982	24.0	31.4	32.0
1983	15.8	30.0	36.2
1984	16.8	24.2	29.4
1986	27.0	28.0	28.0
1987	14.4	19.2	26.0
1988	14.0	26.0	32.8
1989	18.0	28.6	31.8
1990	6.2	9.0	12.0

Per ogni durata considerata, i dati sono stati regolarizzati con il metodo di Gumbel. I valori assunti dalle diverse variabili del calcolo e le altezze di pioggia in funzione delle equazioni delle Curve di possibilità pluviometrica al variare della durata e del periodo di ritorno sono riassunti in Tabella 2. Nella Tabella 3 si riassumono invece i parametri della curva di possibilità pluviometrica dei dati raccolti.

Tabella 2 - Risultati dell'elaborazione per gli scrosci

τ [minuti]	15	30	60
	MEDIA E SCARTO QUADRATICO MEDIO DEI VALORI OSSERVATI		
media [mm]	17.79	24.16	31.60
Scarto quadratico medio [mm]	6.42	8.47	12.92
	MEDIA E SCARTO QUADRATICO MEDIO DELLA VARIABILE RIDOTTA		
Y_N	0.5388	0.5448	0.5468
S_N	1.1399	1.1597	1.1665
	VALORE DEI PARAMETRI DI GUMBEL		
MODA	14.738	19.846	22.567
α	4.945	7.632	9.252
T_r	VALORE ESTREMI PER I PERIODI DI RITORNO CONSIDERATI [mm]		
5	23.2	31.2	42.1
10	27.3	37.0	50.2
20	31.5	42.7	58.0
50	36.4	49.7	68.0
100	40.2	55.1	75.6

I valori estremi al variare del tempo di ritorno considerato dipendono dai coefficienti a , n esposti nella tabella seguente:

Tabella 3 - Parametri CPP per gli scrosci

T_r [anni]	a [mm/minuti ⁻ⁿ]	a [mm/ore ⁻ⁿ]	n
5	7.222	42.087	0.4305
10	8.300	50.192	0.4395
20	9.340	57.965	0.4395
50	10.692	68.023	0.4519
100	11.708	75.560	0.4554

Questi valori permettono di costruire la Curva di possibilità pluviometrica in funzione dei minuti e delle frazioni di ora (Figura 4 e Figura 5).

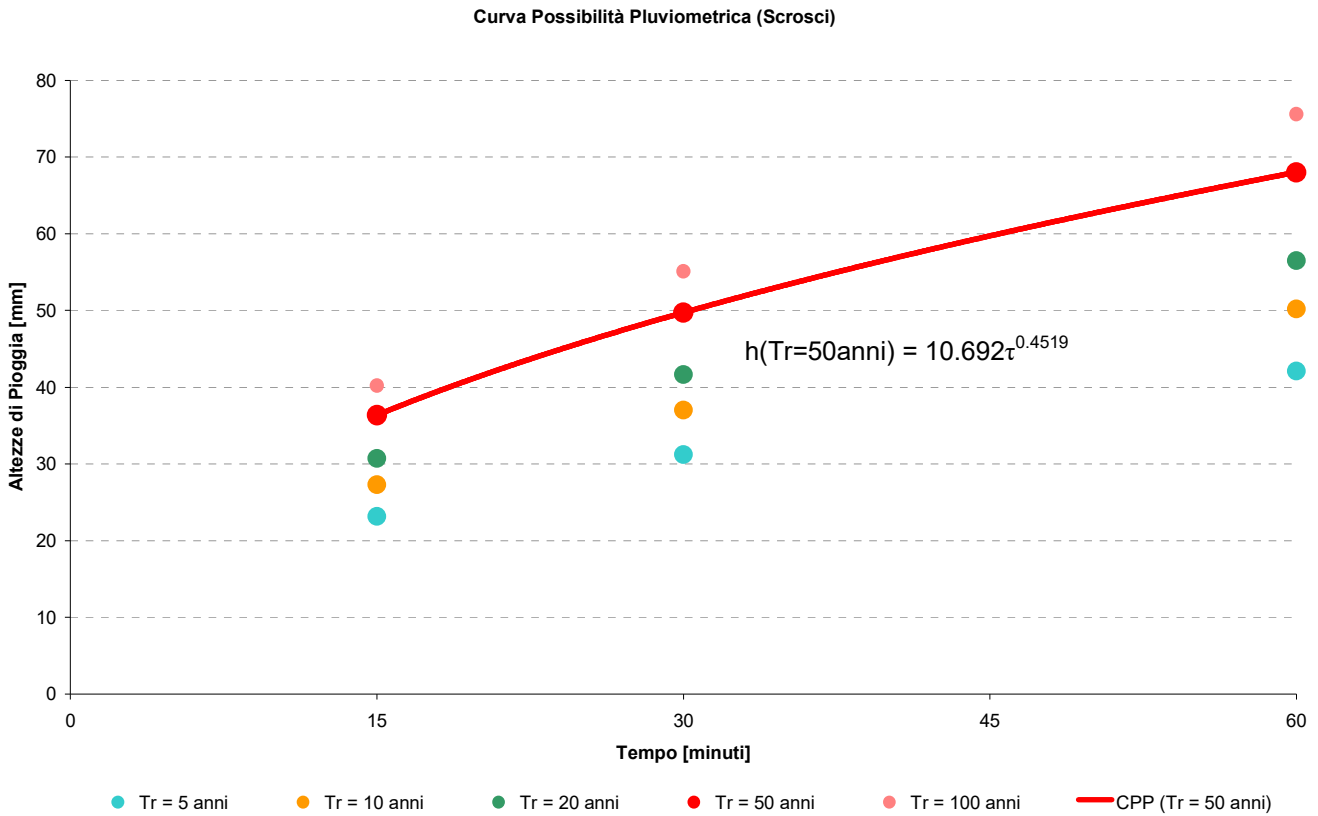


Figura 11 - Curva possibilità pluviometrica (tempo in minuti)

Figura 5

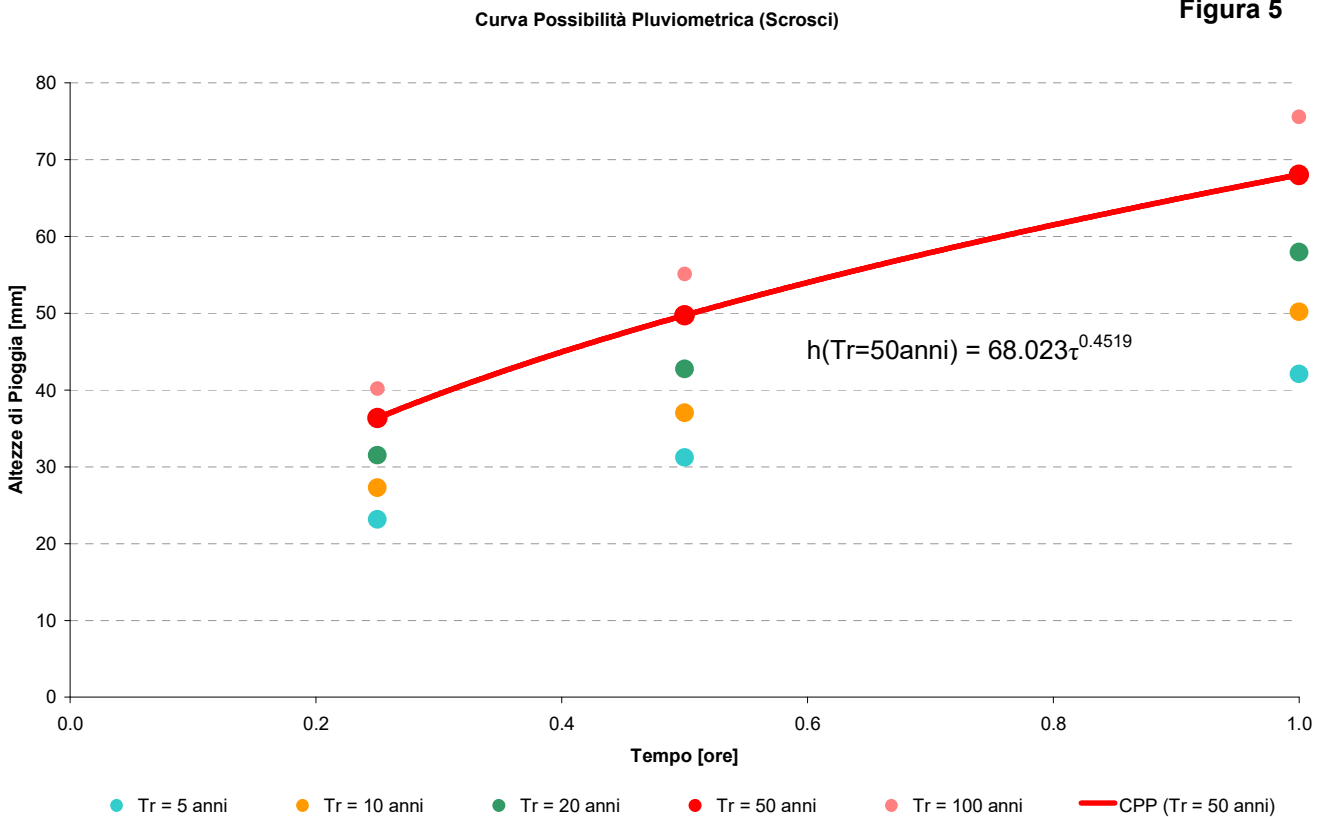


Figura 12 - Curva possibilità pluviometrica (tempo in ore)

4.3.2. Eventi di durata oraria

In Tabella 4 si riportano i dati di precipitazione oraria, disposti in ordine cronologico, della stazione pluviometrica di Vicenza, a partire dal 1938 al 1987.

Tabella 4 - Precipitazione di durata oraria

Anno	Durata [ore]				
	1	3	6	12	24
1938	21.0	24.4	38.8	39.4	44.8
1939	16.0	23.2	32.0	46.4	51.5
1940	29.0	36.4	40.0	55.6	55.9
1941	43.6	46.0	59.0	70.0	70.0
1942	39.8	42.4	48.6	48.6	77.4
1943	24.4	27.5	40.0	43.2	58.6
1946	63.6	74.0	75.2	89.0	94.8
1947	30.8	38.0	38.4	42.0	44.4
1948	33.0	35.6	36.8	48.0	66.4
1949	16.6	37.6	40.6	43.0	70.8
1950	21.0	25.6	39.0	46.8	55.6
1951	27.4	35.0	36.0	48.0	81.6
1952	29.6	46.2	57.6	85.4	95.8
1953	27.8	36.0	39.8	45.2	64.6
1954	58.0	75.4	79.6	80.6	80.6
1955	29.8	31.0	38.8	50.4	66.0
1956	31.6	32.2	32.2	42.0	74.2
1957	23.0	27.0	43.0	45.6	59.4
1958	22.0	37.6	39.4	46.0	56.0
1959	31.6	39.0	43.6	64.6	82.6
1960	36.0	36.0	46.4	54.8	63.8
1961	25.6	27.4	27.4	36.6	53.2
1962	17.0	29.6	47.0	60.2	62.8
1963	31.0	38.0	39.0	51.2	55.2
1964	34.2	40.0	50.4	55.8	79.4
1965	20.4	31.8	36.2	47.2	53.4
1966	23.0	38.6	38.6	43.2	78.8
1967	80.0	120.0	137.0	138.4	143.8
1968	51.0	71.2	90.8	91.4	95.2
1969	30.0	39.8	46.2	48.2	60.0
1970	22.2	26.6	26.6	36.6	48.0
1971	21.6	21.6	30.6	38.8	56.0
1972	30.6	35.4	41.2	44.2	63.4
1975	32.6	33.2	33.2	57.0	81.0
1976	37.2	42.0	42.4		60.0
1977	14.6	23.8	37.2	41.2	55.2
1978	29.0	33.0	35.8	48.0	73.4
1981	22.6	25.0	35.8	71.4	104.0
1982	32.0	44.0		71.4	104.0
1983	36.2	37.8	39.0	52.0	98.0
1984	29.4		52.6	52.6	55.6
1986	28.0	30.2	40.2	63.0	86.0
1987	26.0	39.0	64.8	97.4	107.8
1988	32.8	33.8	42.8	76.8	83.8
1989	31.8	49.6	55.0	72.6	102.6
1990	12.0	20.0	31.2	46.2	69.6

Come nel caso degli scrosci, anche ora per ogni durata considerata i dati sono stati regolarizzati con il metodo di Gumbel. I valori assunti dalle diverse variabili del calcolo e le altezze di pioggia in funzione delle equazioni delle Curve di possibilità pluviometrica al variare della durata e del periodo di ritorno sono riassunti in Tabella 5. Nella Tabella 6 si riassumono invece i parametri della curva di possibilità pluviometrica dei dati raccolti.

Tabella 5 - Risultati dell'elaborazione per eventi di durata oraria

τ [ore]	1	3	6	12	24
MEDIA E SCARTO QUADRATICO MEDIO DEI VALORI OSSERVATI					
media [mm]	30.57	38.61	45.91	57.24	72.72
Scarto quadratico medio [mm]	12.56	17.32	19.08	19.89	19.99
MEDIA E SCARTO QUADRATICO MEDIO DELLA VARIABILE RIDOTTA					
Y_N	0.5468	0.5463	0.5463	0.5463	0.5468
S_N	1.1665	1.1649	1.1649	1.1649	1.1665
VALORE DEI PARAMETRI DI GUMBEL					
MODA	24.69	30.49	36.96	47.92	63.35
α	0.093	0.067	0.061	0.061	0.059
T_r	VALORE ESTREMI PER I PERIODI DI RITORNO CONSIDERATI [mm]				
5	40.4	52.8	62.6	74.1	87.7
10	49.2	63.2	74.1	86.8	101.7
20	57.5	74.0	86.7	101.6	119.0
50	68.4	86.0	99.3	114.7	132.5
100	76.6	95.6	110.0	126.5	145.5

I valori estremi al variare del tempo di ritorno considerato dipendono dai coefficienti a , n esposti nella tabella seguente:

Tabella 6 - Parametri CPP per eventi di durata oraria

T_r [anni]	a [mm*ore ⁻ⁿ]	n
5	40.417	0.244
10	49.107	0.2299
20	57.462	0.2299
50	68.297	0.2099
100	76.425	0.2041

Questi valori permettono di costruire la Curva di possibilità pluviometrica (Figura 6).

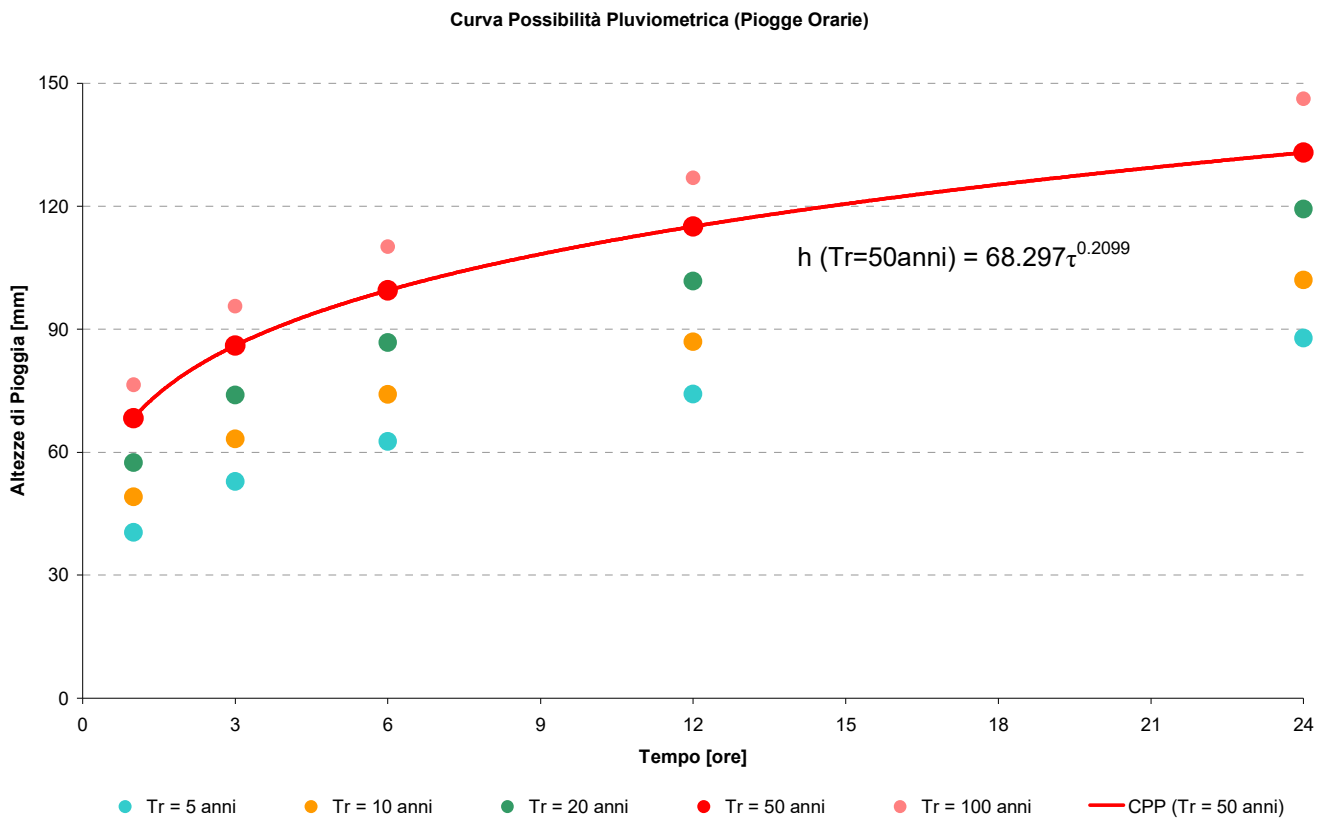


Figura 13 - Curva di possibilità pluviometrica

4.4. Calcoli idraulici

4.4.1. Correzione dei coefficienti a ed n

La determinazione del volume di invaso sarà fatta confrontando l'altezza di pioggia ottenuta con le due curve regolarizzatrici per i primi 60 minuti di pioggia considerati, e scegliendo in ciascun intervallo quella che genera la situazione più gravosa; utilizzando l'equazione della CPP ottenuta per piogge orarie per i minuti (o le ore), successivi.

I coefficienti a ed n precedentemente calcolati con tempo di ritorno pari a $T_r = 50$ anni, vengono corretti secondo le relazioni di Massari (valide con τ espresso in ore, "S" in ettari e con $S < 1300$ ha):

$$a' = a [1 - 0.052(S/100) + 0.002(S/100)^2]$$

$$n' = n + 0.0175(S/100)$$

Quando si utilizza l'equazione ottenuta per piogge orarie nello studio delle piogge di durata inferiore all'ora, è necessario correggere una seconda volta il coefficiente "n":

$$\text{se: } \tau < 60 \text{ minuti; allora: } n'' = \frac{4}{3} n'$$

L'equazione di possibilità pluviometrica diviene (per tempi di ritorno pari a 50 anni):

$$\begin{cases} h = \max(68.267\tau^{0.2800}; 67.994\tau^{0.4521}), \text{ se } : \tau \leq 1 \text{ ora} \\ h = 68.267\tau^{0.2099}, \text{ se } : \tau \geq 1 \text{ ora} \end{cases}$$

4.4.2. Altezza ed Intensità di Pioggia

In Tab. 7 – Altezze e intensità di pioggia – sono riportati i valori in mm delle altezze di pioggia (h) e le relative intensità (j) riferite a diverse durate dell'evento meteorologico comprese tra il minuto e le 6 ore.

Il tempo di ritorno considerato, come detto in precedenza, è $T_r = 50$ anni.

L'andamento temporale delle altezze e intensità sono riportate nel diagramma in Figura 7.

Tabella 7 - Altezze e intensità di pioggia

τ [minuti]	τ [ore]	h [mm]	j [mm/h]
1	0.017	21.69	1301.63
2	0.033	26.34	790.22
3	0.050	29.51	590.15
4	0.067	31.98	479.74
5	0.083	34.04	408.53
6	0.100	35.83	358.27
7	0.117	37.41	320.64
8	0.133	38.83	291.25
9	0.150	40.13	267.57
10	0.167	41.34	248.02
11	0.183	42.45	231.57
12	0.200	43.50	217.51
13	0.217	44.49	205.33
14	0.233	45.42	194.66
15	0.250	46.31	185.22
20	0.333	50.19	150.57
25	0.417	53.43	128.22
30	0.500	56.22	112.45
35	0.583	58.70	100.64
40	0.667	60.94	91.41
45	0.750	62.98	83.98
50	0.833	64.87	77.84
55	0.917	66.62	72.68
60	1.000	68.27	68.27
75	1.250	71.54	57.23
90	1.500	74.33	49.56
105	1.750	76.78	43.87
120	2.000	78.96	39.48
150	2.500	82.75	33.10
180	3.000	85.98	28.66
210	3.500	88.81	25.37
240	4.000	91.34	22.83
270	4.500	93.62	20.81
300	5.000	95.72	19.14
330	5.500	97.65	17.76
360	6.000	99.45	16.58

Dove l'altezza di pioggia affluita è calcolata come previsto al paragrafo precedente, mentre l'intensità di pioggia (j) è calcolata come media nel tempo dell'altezza di pioggia (h).

Altezza e Intensità di Pioggia

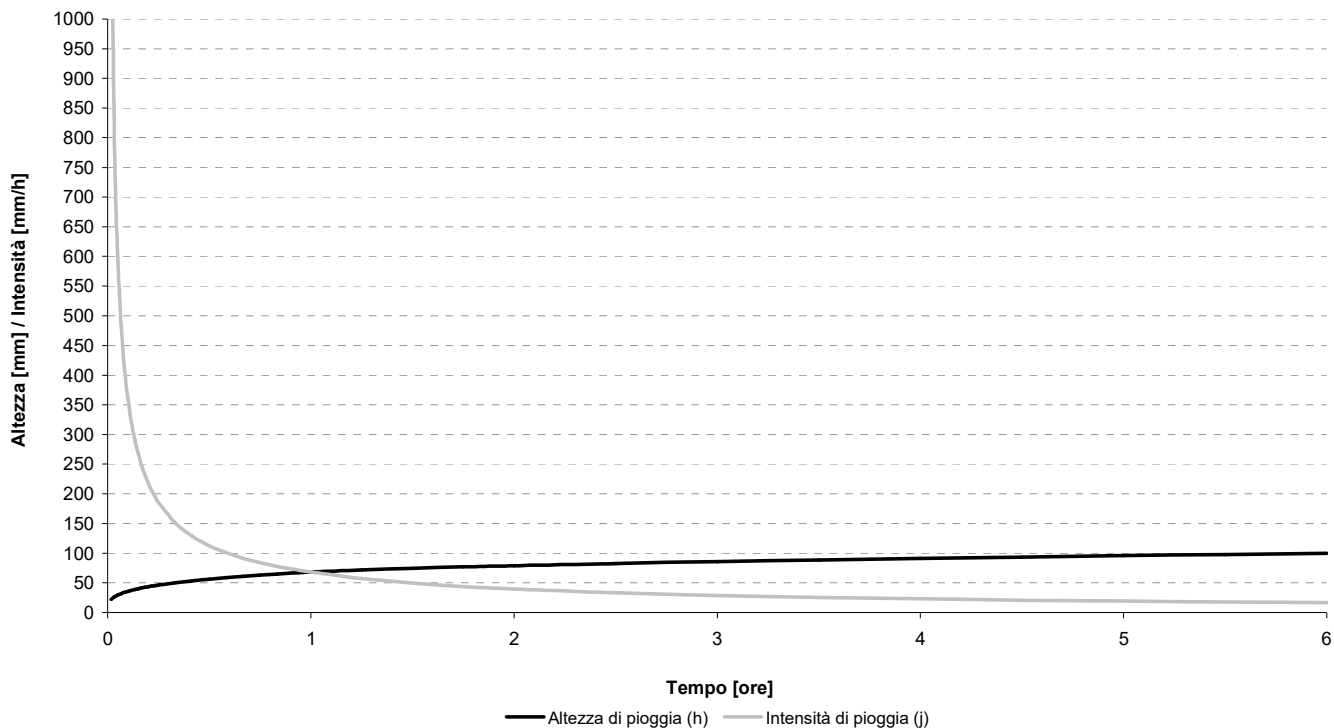


Figura 14 - Altezze e intensità di pioggia

5. IDRAULICA DI INTERVENTO

5.1. Coefficiente di deflusso

Individuata l'equazione di possibilità pluviometrica e calcolata l'altezza di precipitazione per un evento con un tempo di ritorno pari a 50 anni di data durata, viene stimata la frazione di pioggia effettivamente raccolta dalla rete di collettori; a tal scopo si definisce il coefficiente di deflusso come il rapporto tra volume defluito attraverso una determinata sezione in un definito intervallo di tempo e volume meteorico affluito nello stesso intervallo. Per le reti destinate alla raccolta delle acque meteoriche si prendono in considerazione i coefficienti di deflusso fissati dalla DGR 2948/2009 con riferimento alla piovosità dello scroscio sull'ora, riassunti in Tabella 8.

Tabella 8 - Coefficienti di deflusso

TIPI DI SUPERFICIE	φ
Aree Agricole	0.10
Superfici permeabili (aree Verdi)	0.20
Superfici semi permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato,...)	0.60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,...)	0.90

Nel caso (come quello allo studio), in cui la superficie sia composta da componenti diverse, il coefficiente di deflusso è dato dalla media ponderata sulle aree:

$$\varphi = (\sum \varphi_i S_i) / (\sum S_i)$$

I coefficienti di deflusso per l'area in oggetto son riportati in Tabella 9 - Coefficienti di deflusso Stato Attuale e in Tabella 10 - Coefficienti di deflusso Stato di Progetto

Tabella 9 - Coefficienti di deflusso Stato Attuale

TIPI DI SUPERFICIE	AREA [m ²]	φ
Aree agricole	0	0.10
Aree verdi (superfici permeabili)	38'000	0.20
Superfici semi permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato,...)	0	0.60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,...)	0	0.90
COEFFICIENTE DI DEFLUSSO TOTALE – STATO ATTUALE	38'000	0.20

Tabella 10 - Coefficienti di deflusso Stato di Progetto

TIPI DI SUPERFICIE	AREA [m ²]	φ
Aree agricole	0	0.10
Aree verdi (superfici permeabili)	8'000	0.20
Superfici semi permeabili (grigliati drenanti con sottostante materasso ghiaioso, strade in terra battuta o stabilizzato,...)	0	0.60
Superfici impermeabili (tetti, terrazze, strade, piazzali,...)	30'000	0.90
COEFFICIENTE DI DEFLUSSO TOTALE – STATO DI PROGETTO	38'000	0.75

5.2. Tempo di corrivazione

Causa la limitata estensione del lotto, il tempo di corrivazione, definito come il tempo impiegato da una particella d'acqua a percorrere la distanza massima propria del bacino, sarà nell'ordine dei minuti; nel calcolo tale valore è stato suddiviso in tre componenti, per considerare separatamente il tempo impiegato dalla particella caduta sulla sede stradale (in questo caso si considera il tetto) per raggiungere la cunetta (τ_{C1}), il tempo impiegato dal momento dell'ingresso nella cunetta a raggiungere la caditoia (τ_{C2}), che si considererà nullo, ed infine il tempo impiegato dalla caditoia al pozzetto finale (τ_{C3}). I tempi di corrivazione sono stati valutati utilizzando la formula suggerita nel 1971 dal *Civil Engineering Department dell'Università del Maryland*, espressa mediante la seguente formula:

$$\tau_C = \left[26.3 \frac{(L/K_S)^{0.6}}{3'600^{0.4(1-n)} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{0.6+0.4n}}$$

Dove:

- τ_C [secondi]: tempo di corrivazione
- L [m]: lunghezza del percorso della particella (pari a 37 metri per le coperture e la pavimentazione e a 477 metri per la condotta principale)
- K_S [$m^{1/3}/s$]: coefficiente di Strickler (pari a 20 $m^{1/3}/s$ per le coperture e la pavimentazione e a 100 $m^{1/3}/s$ per la condotta principale)
- a [mm x ore⁻ⁿ], n: coefficienti della curva di possibilità pluviometrica valutati con tempo di ritorno di 50 anni e in relazione alla curva degli scrosci, essendo i tempi di corrivazione per la sede stradale e per la condotta principale molto bassi
- i: pendenza (pari al 1.00 % per il tetto e allo 0.30 % per la condotta fognaria principale)
- nel calcolo non si considera la cunetta in quanto non presente nel progetto

Di conseguenza i tempi di corrivazione sono pari a:

$$\tau_{C1} = \left[26.3 \frac{(37 / 20)^{0.6}}{3'600^{0.4(1-0.4526)} 67.889^{0.4} 0.001^{0.3}} \right]^{\frac{1}{0.6+0.4 \times 0.4519}} = 159 \text{ s}$$

$$\tau_{C2} = \left[26.3 \frac{(477 / 20)^{0.6}}{3'600^{0.4(1-0.4526)} 67.889^{0.4} 0.001^{0.3}} \right]^{\frac{1}{0.6+0.4 \times 0.4519}} = 812 \text{ s}$$

Il tempo di corrivazione totale è quindi dato dalla somma di questi due contributi:

$$\tau_C = \tau_{C1} + \tau_{C3} = 159 + 812 = 972 \text{ s} = 16.19 \text{ minuti} = 0.27 \text{ ore}$$

5.3. Calcolo della portata e del coefficiente udometrico

La portata è data da:

$$Q = (hxSx\varphi) / T_c = jxSx\varphi$$

Considerando il tempo di corrivazione precedentemente calcolato, l'intensità di pioggia da tenere in considerazione è:

$$j = 174.866 \text{ mm/h}$$

Di conseguenza la portata risulta pari a:

$$Q = (174.866/1'000) \times 38'000 \times \varphi = 6'644.90 \times \varphi \text{ [m}^3/\text{h]} = 1845.81 \times \varphi \text{ [l/s]}$$

Tabella 11 – Portata stato attuale e Portata stato di progetto

Q “attuale” [l/s]	Q “progetto” [l/s]
369.16	1389.21

In Tabella 12 sono riportati i coefficienti udometrici, calcolati come rapporto tra la portata e la superficie dell'area allo studio espressa in ettari.

Tabella 12 – Coefficiente udometrico stato attuale e coefficiente udometrico stato di progetto

U “attuale” [l/s*ha]	U “progetto” [l/s*ha]
97.15	365.58

E' dunque dimostrato che le opere in progetto apportano un'alterazione del regime idraulico in essere allo stato attuale.

5.4. Volume da invasare da calcoli idraulici

L'aumento di portata dello stato di progetto rispetto allo stato attuale, dovuto all'impermeabilizzazione del suolo, porta alla necessità di predisporre un adeguato volume di accumulo delle acque di pioggia. Tale volume dovrà trattenere la differenza tra la portata di progetto e la portata dello stato attuale.

L'acqua raccolta nell'invaso temporaneo sarà fatta defluire nella rete idraulica esistente in maniera controllata.

Per lo studio in oggetto si è calcolato, per il tempo di precipitazione considerato, il volume d'acqua affluito alla sezione di chiusura nella configurazione attuale (V_{SdF}) e successivamente nella configurazione di progetto (V_{SdP}); la differenza tra le due quantità rappresenta il volume che risulta necessario invasare temporaneamente (V_i).

In Tabella 13 si riassumono i risultati del calcolo; in Figura 8 – Andamento Portate – e in Figura 9 – Andamento Volumi – sono diagrammati i risultati del calcolo.

Tabella 13 – Calcolo volume da invasare –

τ [minuti]	τ [ore]	h [mm]	j [mm/h]	Q_{SdP} [l/s]	Q_{SdF} [l/s]	V_{SdP} [mc]	V_{SdF} [mc]	V_i [mc]
1	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,017	21,60	1295,95	10295,58	369,16	617,73	22,15	595,59
3	0,033	26,24	787,14	6253,40	369,16	750,41	44,30	706,11
4	0,067	31,87	478,10	3798,24	369,16	911,58	88,60	822,98
5	0,100	35,72	357,15	2837,38	369,16	1021,46	132,90	888,56
6	0,133	38,72	290,39	2307,00	369,16	1107,36	177,20	930,16
7	0,167	41,22	247,33	1964,89	369,16	1178,94	221,50	957,44
8	0,200	43,39	216,93	1723,39	369,16	1240,84	265,80	975,04
9	0,233	45,30	194,16	1542,51	369,16	1295,71	310,10	985,61
10	0,267	47,03	176,38	1401,24	369,16	1345,19	354,40	990,80
11	0,300	48,62	162,05	1287,41	369,16	1390,41	398,69	991,71
12	0,333	50,07	150,22	1193,45	369,16	1432,14	442,99	989,15
13	0,367	51,43	14,27	1114,37	369,16	1470,97	487,29	983,68
14	0,400	52,70	131,76	1046,76	369,16	1507,34	531,59	975,75
15	0,417	53,31	127,95	1016,47	369,16	1524,71	553,74	970,97
20	0,433	53,90	124,39	988,20	369,16	1541,59	575,89	965,69
25	0,450	54,48	121,06	961,73	369,16	1558,00	598,04	959,96
30	0,467	55,03	117,93	936,90	369,16	1573,99	620,19	953,80
35	0,483	55,58	114,99	913,55	369,16	1589,57	642,34	947,23
40	0,500	56,11	112,22	891,54	369,16	1604,77	664,49	940,28
45	0,517	56,63	109,61	870,76	369,16	1619,61	686,64	932,97
50	0,533	57,14	107,13	851,10	369,16	1634,10	708,79	925,31
55	0,550	57,63	104,79	832,46	369,16	1648,28	730,94	917,34
60	0,567	58,12	102,56	814,78	369,16	1662,15	753,09	909,06
75	0,667	60,83	91,24	724,89	369,16	1739,73	885,99	853,74
90	0,750	62,87	83,83	666,00	369,16	1798,20	996,74	801,47
105	0,833	64,76	77,71	617,39	369,16	1852,18	1107,49	744,69
120	0,917	66,52	72,56	576,48	369,16	1902,40	1218,23	684,16
150	1,000	68,16	68,16	541,51	369,16	1949,43	1328,98	620,45
180	1,500	74,24	49,49	393,17	369,16	2123,14	1993,47	129,66
210	2,000	78,87	39,44	313,29	369,16	2255,69	2657,96	-402,27
240	2,500	82,66	33,07	262,69	369,16	2364,18	3322,46	-958,28
270	3,000	85,90	28,63	227,47	369,16	2456,68	3986,95	-1530,26
300	4,000	91,26	22,82	181,25	369,16	2610,06	5315,93	-2705,87
330	5,000	95,65	19,13	151,98	369,16	2735,60	6644,91	-3909,31
360	5,500	97,59	17,74	140,96	369,16	2791,04	7309,40	-4518,36

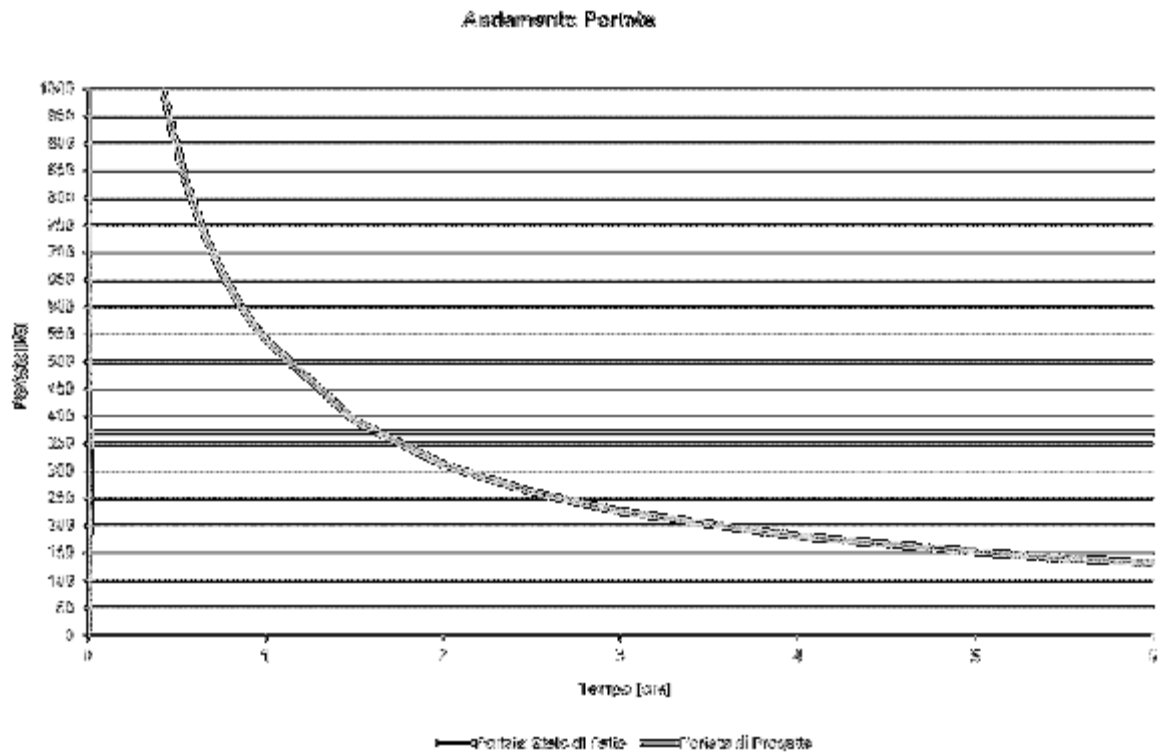


Figura 15 – Andamento delle Portate

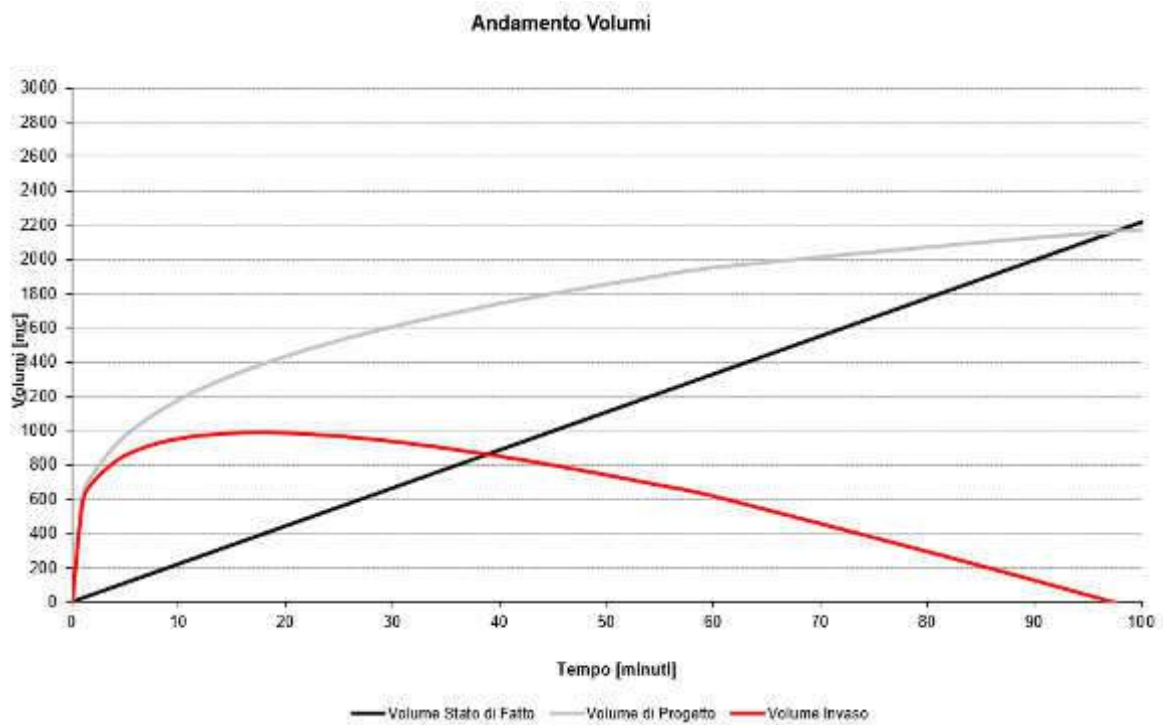


Figura 16 – Andamento dei Volumi

Rispetto alla configurazione attuale, lo stato di progetto apporta un aumento dell'impatto idraulico e le maggiori portate di acqua meteorica che ne derivano dovranno quindi essere temporaneamente invase in appositi volumi nella misura minima di **991.71 m³**.

5.5. Volume da invasare da prescrizione

Si riprende quanto visto al *Paragrafo 1 – Premesse*, in cui si afferma che bisogna confrontare gli invasi di calcolo con le prescrizioni del Consorzio di bonifica, che prevede l'invaso di **680 m³/ha** per le trasformazioni urbanistiche in ambito produttivo e/o industriale.

Il calcolo del volume da invasare in questo caso si realizza semplicemente moltiplicando l'estensione della superficie interessata dal cambio di permeabilità per l'invaso specifico previsto:

$$V = 680 \times S = 680 \times 3.8 = 2584 \text{ m}^3 \cong 2600 \text{ m}^3$$

Il confronto tra il volume di invaso ottenuto con l'elaborazione delle piogge e quello derivante dalle prescrizioni del Consorzio di Bonifica ha portato a scegliere il secondo:

$$V_{\text{invaso TOT}} = \max(V_{\text{piogge}}, V_{\text{consorzio}}) = V_{\text{consorzio}} = 2600 \text{ m}^3$$

5.6. Volume di invaso

Il volume di invaso necessario da calcolo sarà assicurato:

- tramite l'invaso superficiale (avvallamenti, cunette, pozzetti d'ispezione, grondaie, velo idrico, ecc..) stimato in circa 45 m³/ha e pertanto complessivamente pari a:

$$V_1 = 45 \times 3.8 = 171 \text{ m}^3$$

- tramite l'invaso nelle tubazioni sovradimensionate in CLS ø1000, di diametro esterno ø 1150 mm (diametro interno ø 1000 mm) ed estensione di circa 365 metri:

$$V_2 = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 L = \pi \left(\frac{1.00}{2}\right)^2 \cdot 365 = 286 \text{ m}^3$$

- tramite la realizzazione di un bacino di invaso a cielo aperto avente un volume pari a 2312 m³ (tirante idraulico medio 1.6 metri e area 1445 m²):

$$V_3 = A_3 h_3 = 1445 \cdot 1.6 = 2312 \text{ m}^3$$

Si nota che la somma di questi tre contributi è superiore al volume di invaso necessario per la zona considerata:

$$V_1 + V_2 + V_3 = 171 + 286 + 2312 = 2769 \text{ m}^3 > 2600 \text{ m}^3 = V_{\text{invaso}}$$

6. MISURE DI MITIGAZIONE

6.1. Dimensionamento del tubo di controllo del deflusso

L'intervento sarà realizzato su una superficie di 3.8 ha; un intervento di tale estensione è classificato a "Marcata impermeabilizzazione potenziale" dal Dgr 2948 del 06/10/2009 che, per questo tipo di intervento, prevede la conservazione della portata defluente dall'area in trasformazione ai valori precedenti all'impermeabilizzazione.

Si impone che allo stato futuro confluisca al recapito una portata pari a 5.00 l/s per ettaro di superficie; essendo la superficie totale pari a 3.8 ha, si ottiene che la portata che deve affluire al recapito risulta pari a :

$$Q_{\max} = 3.8 \times 5.00 = 19 \text{ l/s}$$

Si dimensiona quindi la bocca tarata da porre nel pozzetto finale per garantire che la portata massima defluibile non sia superiore al limite imposto da normativa. Per semplicità, la formula utilizzata effettua il calcolo ipotizzando il volume di laminazione pieno e ad evento meteorologico concluso.

Pertanto si avrà:

$$A_{\text{sez, bocca}} = \frac{Q_{\max}}{0.60x\sqrt{(2x9.81xy)}}$$

Dove:

- $A_{\text{sez, bocca}}$: area della sezione della bocca di scarico
- y : tirante idraulico nel pozzetto finale (fissato pari a 1.60 m)

Pertanto:

$$A_{\text{sez, bocca}} = \frac{19 \times 10^{-3}}{0.60x\sqrt{(2x9.81x1.6)}} = 5.7x10^{-3} \text{ m}^2 = 57 \text{ cm}^2$$

Da cui:

$$\varphi_{\text{bocca}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_{\text{sez, tubo}}}{\pi}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{57}{\pi}} = 8.48 \text{ cm}$$

Operativamente si realizzerà una bocca tarata con diametro di **16 cm** al fine di evitarne l'intasamento.

6.2. Verifica Delle tubazioni

Si ipotizza l'utilizzo di condotte CLS $\varnothing 1000$, di diametro esterno $\varnothing 1150$ mm (diametro interno $\varnothing 1000$ mm); al fine di garantire le idonee condizioni di stabilità statica si prevede di ricoprirle con uno spessore minimo pari a 50 cm, comprensivo di:

- tappeto d'usura: 3 cm
- bynder: 7 cm
- stabilizzato: 10 cm
- sottofondazione: 30 cm

Utilizzando la formula di Gauchler-Strickler del moto uniforme, per regimi a pelo libero si ha:

$$V = K i^{1/2} R^{2/3}$$

Dove:

- V: velocità reale di scorrimento nella tubazione
- k: coefficiente di scabrezza ($100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$)
- i: pendenza della tubazione (3.00 ‰)
- R: raggio idraulico (D/4)

Da cui si determinano la velocità di scorrimento e la portata:

$$v = 100 \times (3.00/1'000)^{1/2} \times (1.00/4)^{2/3} = 2.17 \text{ m/s}$$

$$Q_2 = vA = 2.17 \times \pi \times (1.00/2)^2 = 1.70 \text{ m}^3/\text{s} = 170.7 \text{ l/s}$$

$$\text{Dal rapporto: } Q_1/Q_2 = 58.70/170.7 = 0.9250$$

Dove:

- Q_1 : portata di progetto
- Q_2 : portata di riferimento

risulta un grado di riempimento della tubazione pari a circa il 76 % al quale corrisponde un coefficiente di amplificazione della velocità pari a 1.1353; pertanto:

$$V_{\max} = 1.1353 \times 0.92 = 1.04 \text{ m/s} > 0.60 \text{ m/s} = V_{\min}$$

E' verificato, dunque, il buon funzionamento della condotta.

6.3. Vasca di Prima Pioggia

Si realizzerà a monte del bacino di laminazione un manufatto con funzione di sedimentazione e disoleazione (vasca di prima pioggia), dimensionato al fine di garantire la depurazione dei primi 5 millimetri di pioggia caduti sull'area ad essa afferente.

Il dimensionamento si basa semplicemente sul prodotto tra la superficie di studio e l'altezza di pioggia considerata (5 mm), quindi:

$$V_{pp} = hS_1 = 0.005 \times 30'000 = 150 \text{ m}^3$$

Si porrà quindi una vasca di prima pioggia con volume minimo pari a 160 m³, superiore al valore di calcolo.

7. CONCLUSIONI

L'intervento in progetto, alla luce di quanto esposto, apporta un'alterazione della situazione attuale dal punto di vista dell'impatto idraulico nella misura sopra descritta; si prevede pertanto la realizzazione di idonei volumi di laminazione.

Alla luce delle opere di mitigazione previste in progetto, si può affermare che il progetto risulta **idraulicamente compatibile**.

Arzignano, Luglio 2018

Il Consulente di Settore