



COMUNE DI LAVIANO

Provincia di Salerno

**PROGETTO PER IL PROLUNGAMENTO DI VIA MAZZINI
FINO ALLA CASA ALBERGO PER ANZIANI E
REALIZZAZIONE DEI SOTTOSERVIZI**

- PROGETTO ESECUTIVO -



Elaborato n.

Tipo elaborato

Doc.3

Rete acqua bianca - Relazione Tecnica

Il progettista:

Ing. Maffullo Donato

Il Committente:

Servizi e Sviluppo del Territorio S.r.l.

Amministratore unico

Dott. Pompeo Avallone

Il responsabile del procedimento:

Geom. Alessandro N. Ciottariello

Data: Giugno 2018

INDICE

1.	<i>PREMESSA</i>	2
2.	<i>DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO</i>	2
3.	<i>CALCOLO DELL'AFFLUSSO METEORICO</i>	4
3.1	Dati Pluviometrici	5
3.2	Scelta del periodo di ritorno.....	6
3.3	Curva di Probabilità Pluviometrica	8
3.4	Calcolo della portata di piena.....	12
4.	<i>DIMENSIONAMENTO E VERIFICA</i>	16

1. PREMESSA

Nell'ambito del Piano di Recupero del comune di Laviano "Comparto Castello" è prevista la realizzazione di n° 7 fabbricati a prevalente destinazione residenziale, in gran parte già realizzati, ed è in fase avanzata la ricostruzione del Palazzo D'Antona destinato a casa Albergo Per Anziani.

Al fine di collegare l'abitato di Laviano con la zona "sotto castello" e di rendere il nuovo insediamento ed in particolare la Casa Albergo per Anziani fruibile in senso tecnico, la Servizi e Sviluppo del Territorio Srl ha dato incarico all'Ing. Maffullo Donato nato a Melfi il 10/12/1978 (C.F. MFF DNT 78T10 F104D) di redigere il progetto esecutivo per i lavori di "**Prolungamento di Via Mazzini fino alla casa Albergo per Anziani e Realizzazione Sottoservizi.**"

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La zona d'intervento è ubicata tra la fine di Via Mazzini, sottostante la casa Comunale e la chiesa madre, e la casa albergo per anziani.

Il progetto prevede la realizzazione della viabilità urbana e di tutti i sottoservizi necessari per rendere fruibile il nuovo insediamento del "Comparto Castello"

La piattaforma stradale prevista avrà una larghezza complessiva di 9,50 ml con numero due corsie di larghezza pari a 2,75 ml, numero due banchine da 0,50ml e numero due marciapiedi da 1,50 ml. Trattasi quindi di una strada che secondo la classificazione del D.M. 05/11/2001, può essere assimilata ad una strada locale urbana di tipo F con intervallo di velocità compreso tra 25 e 60 km/h. Il tracciato studiato si è ritenuto il migliore tra quelli possibili, relativamente alle caratteristiche della strada ed all'orografia del sito.

La pendenza trasversale adottata nei tratti in rettilineo è del 2,5 % con una sezione a due falde con pendenza verso l'esterno della strada stessa; ciò per garantire il rapido smaltimento dell'acqua piovana e quindi per evitare danni alla pavimentazione stradale e la possibile formazione di pellicola d'acqua, incompatibile per la sicurezza della circolazione. Poiché il nuovo tratto di strada è la prosecuzione naturale di via Mazzini, si è deciso di utilizzare la stessa tipologia di materiali ed in particolare :

- Pietra Lavica per cordoli e cunette;
- Betonella per i marciapiedi;

- Conglomerato bituminoso per la sede stradale;
- Arredo urbano della Neri.

Al fine di collegare la nuova strada con la piazza antistante la Casa Comunale e la Chiesa Madre verranno realizzati due incroci in prossimità del lotto UNO e del lotto QUATTRO che collegheranno la strada di valle con quella di accesso alle abitazioni dei lotti dall'uno al quattro. L'intervento di realizzazione delle opere di urbanizzazione del piano di recupero – Comparto A Castello – comporta anche la realizzazione delle canalizzazioni per l'allontanamento delle acque meteoriche raccolte lungo le strade di piano e nei lotti. La lottizzazione è stata realizzata su un versante moderatamente acclive e l'andamento delle curve di livello mostra che buona parte della superficie di monte grava sulla zona da urbanizzare mentre la restante parte scarica su due diversi impluvi. L'area che ragionevolmente alimenta la lottizzazione ha un'estensione di circa 17.000 mq.

Il sistema di captazione ed allontanamento delle acque è costituito da un insieme di caditoie stradali (in genere una per lato, in corrispondenza dei pozzetti di linea) ed una rete di tubazioni in polietilene di idoneo diametro. Le acque di ruscellamento delle strade, dei lotti e dei tetti vengono raccolte lungo la viabilità con caditoie stradali ed immesse in una condotta posta nella carreggiata e convogliate al collettore che conduce al recapito finale. La rete principale che segue il percorso stradale avrà un pendenza variabile dal 3,5 % al 6,5 % mentre i tratti di collegamento avranno una pendenza del 5%.

L'intervento progettato è nato dall'esigenza di allontanare velocemente dalla strada le acque ruscellanti sulla stessa e quelle provenienti dalle fasce laterali e di avviarle verso il naturale recapito. I pozzetti di ispezione verranno realizzati ad una distanza l'uno dall'altro di 30 m in c.c.a con sovrastanti tombini a passo d'uomo a norma UNI EN 124 di tipo D400.

I tubi ed i raccordi in polietilene PE per fognature e scarichi interrati non in pressione dovranno avere i requisiti previsti dalla normativa UNI e CEN vigente:

- UNI 7613 : 1976 “Tubi di polietilene ad alta densità per condotte di scarico interrate”;
- prEN 12666 “Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Polyethylene (PE)”;
- UNI 10968 : 2005 “Sistemi di tubazioni di materia plastica per fognature e scarichi interrati non in pressione – Sistemi di tubazioni a parete strutturata di policloruro di vinile non plastificato (PVC-U), polipropilene (PP) e polietilene (PE)”;

- prEN 13476 “Plastics piping systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Structuredwall piping systems of unplasticized poly(vynil chloride) (PVC-U), polypropylene (PP) and polyethylene (PE)”. I tubi ed i raccordi dovranno essere certificati da I.I.P. - Istituto Italiano dei Plastici con Marchio di conformità IIPUNI o Piip o da altro organismo di certificazione di prodotto equivalente accreditato in conformità alla norma EN 45011. 23

Quando osservate senza ingrandimento, le superfici interne e esterne dei tubi e dei raccordi dovranno essere lisce, pulite e prive di cavità, bolle, impurezze e qualsiasi altra irregolarità superficiale che possa influire sulla conformità alla norma. Le estremità dei tubi dovranno essere tagliate in modo netto e perpendicolarmente all’asse del tubo; gli orli dei tubi spiralati, che possano essere taglienti una volta tagliati, dovranno essere arrotondati. Tutti i tubi ed i raccordi dovranno essere permanentemente marcati in maniera leggibile lungo la loro lunghezza. Il materiale di riempimento per il letto di posa e per la trincea delle installazioni interrate dovrà essere sabbia priva di ciottoli, sassi taglienti, pietre, agglomerati d’argilla, creta, sostanze organiche. Giunzioni ad anello elastomerico I tubi dovranno essere forniti con idonei anelli elastomerici al fine di assicurare la tenuta delle giunzioni. Se gli anelli elastomerici non sono già posizionali nel tubo, al momento dell’installazione della tubazione e prima del loro posizionamento, si dovrà procedere alla pulizia della loro sede ed eventualmente alla lubrificazione in conformità alle istruzioni del fornitore. Nel caso i tubi vengano tagliati in cantiere, il taglio dovrà essere perpendicolare all’asse e si dovrà effettuare lo smusso del codolo. I codoli dovranno essere inseriti nei bicchieri fino alla linea di riferimento (se presente) evitando contaminazioni. Nel caso di utilizzo di giunzioni ad anello elastomerico che non sopportano sforzi assiali, la separazione della giunzione nella applicazioni sotto il suolo dovrà essere prevenuta mediante blocchi di ancoraggio in cemento.

3. CALCOLO DELL’AFFLUSSO METEORICO

Il calcolo delle portate di pioggia passa attraverso tre fondamentali stadi processuali:

- determinazione dell’afflusso meteorico lordo;
- determinazione dell’afflusso meteorico netto;
- trasformazione degli afflussi in deflussi.

La determinazione dell'afflusso meteorico lordo è condotta con elaborazioni statistiche delle precipitazioni intense e di breve durata che portano alle cosiddette curve di probabilità pluviometriche, che esprimono il legame tra altezza, durata e tempo di ritorno. L'espressione più ricorrente è la formula monomia:

$$h = a \cdot t^n$$

dove :

t è la durata dell'evento piovoso espressa in ore;

h è l'altezza massima di pioggia espressa in mm;

a un parametro dipendente dal tempo di ritorno T_R (anni) considerato;

n è un parametro dipendente dai dati sperimentali pluviometrici raccolti.

Pertanto, per $t = 1$ ora risulta infatti $h = a$.

La determinazione dell'afflusso meteorico netto (che tiene conto delle perdite, cioè quella parte d'acqua che evapora, che viene intercettata o trattenuta sul suolo e che penetra per infiltrazione) è rilevante poiché qualsiasi sua piccola variazione produce anche una variazione della portata affluente, di gran lunga maggiore di quelle prodotte dalla diversità dei vari metodi di calcolo, utilizzati per la determinazione della portata stessa. La rete di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche deve essere dimensionata sulla base degli eventi meteorici di breve durata e di elevata intensità caratteristici di ogni zona.

Per la trasformazione degli afflussi in deflussi è stato utilizzato il metodo della corrivazione.

3.1 Dati Pluviometrici

Il procedimento di calcolo utilizzato per determinare la curva di possibilità climatica relativa al bacino idrologico in oggetto, ricadente nel territorio del Comune di Laviano, considera le osservazioni di pioggia disponibili dal 1973 al 1995, massime annue di durata 1h, 3h, 6h, 12h, e 24h, riferite alla stazione pluviometrica di Caposele, ricavate dalle pubblicazioni ufficiali del Servizio Idrografico (Annali idrologici - Parte prima). Tra i dati riportati negli annali, non è stata presa in esame la serie di dati di durata inferiore all'ora, in quanto non presente. Si è così pervenuti ad una serie di campioni, di seguito indicati, che per il loro numero consentono di ottenere una serie statistica rappresentativa:

DATI PLUVIOGRAFICI



(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)

Stazione di :

CAPOSELE

Quota (m s.l.m.) :

Numero di osservazioni : N = 18

Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1973	19,20	26,40	29,40	32,60	43,20
1974	18,80	22,00	33,00	61,40	84,40
1975	21,60	46,00	67,00	84,60	88,20
1976	14,00	33,00	51,00	59,00	114,00
1977	32,00	44,00	50,00	72,00	80,00
1978	70,00	160,00	182,00	184,60	191,00
1979	19,60	37,80	41,00	58,00	70,40
1981	24,00	30,00	39,00	45,00	55,60
1982	27,60	40,00	62,00	86,00	116,00
1983	19,00	34,00	52,00	75,40	104,80
1984	14,00	36,00	42,00	54,00	63,80
1985	20,00	35,00	55,40	86,40	106,80
1986	21,00	31,60	36,00	56,00	72,40
1990	14,00	27,20	37,00	69,00	111,20
1991	31,40	32,20	47,00	60,00	64,40
1992	22,40	36,40	44,80	51,60	60,60
1993	15,60	27,20	31,00	34,40	72,80
1995	13,00	24,00	46,00	70,00	79,60

3.2 Scelta del periodo di ritorno

Il periodo di ritorno “ T_R ”, associato a un dato valore “ x ” di una variabile “ X ”, rappresenta il numero medio di anni che bisogna attendere perché “ x ” sia superato per la prima volta.

La scelta è stata valutata con riferimento alla probabilità d’insufficienza e a considerazioni di ordine economico: infatti, si è tenuto presente che al diminuire della probabilità d’insufficienza, aumenta il valore dei capitali investiti in opere che sempre più raramente risulteranno sfruttate appieno. Si è pertanto preferito far riferimento al cosiddetto rischio R_N d’insufficienza in N anni (Brath e Maione, 1993), legato alla probabilità di non superamento P e al tempo di ritorno “ T_R ” dalla relazione:

$$R_N = 1 - P^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N$$

dove N è il numero di anni previsto per la vita dell'opera. Pertanto, considerando un orizzonte temporale di vita tecnica pari a $N = 50$ anni, adottando un tempo di ritorno $T_R = 2 - 10$, sussiste la certezza che l'opera entrerà in crisi almeno una volta nei suoi 50 anni di vita, essendo R_N prossimo a 1 (100%).

R_N	DURATA N (anni)			
	10	20	50	100
0,05	195	390	975	1950
0,10	95	190	475	950
0,20	45	90	225	450
0,50	15	30	75	145

Tabella 2 - Valori di T_R da assumere in progetto in funzione della durata N e del rischio R_N (Becciu, Paoletti, 2005)

Tuttavia, in molti casi, le opere, tra cui i sistemi fognari, sono dimensionate per bassi valori del tempo di ritorno ($T_R = 2 - 10$) e quindi con un T_R ben minore rispetto all'effettiva durata ($T_R \ll N$): per queste sussiste in pratica la certezza che, in qualche occasione, risultino insufficienti. D'altra parte, per evitare ciò, occorrerebbe incrementare in misura praticamente inaccettabile, il tempo di ritorno T_R di progetto e quindi le dimensioni e il costo delle opere. In casi come questo, non è opportuno scegliere valori di T_R elevati per ridurre il rischio di insufficienza, quanto piuttosto, pur accettando il rischio, prevedere altri interventi che consentano di tenere sotto controllo tale evento, minimizzando le conseguenze dannose. Il periodo di ritorno T_R scelto per il dimensionamento di queste opere di collettamento è pari a 5 anni, valore più che accettabile in considerazione della durata media dell'opera (50 anni circa), e del danno provocato dall'esondazione delle acque meteoriche, che risulterebbe comunque ridotto. La scelta viene fatta con criteri empirici, basati sulle caratteristiche della zona considerata e sui possibili danni delle esondazioni.

Strade all'esterno di zone edificate	$T_r = 1$ anno
Zone edificate in genere	$T_r = 1-2$ anni
Centri urbani, zone commerciali ed industriali importanti	$T_r = 2-5$ anni
Zone molto ripide	$T_r = 10$ anni
Sottopassaggi stradali, metropolitane	$T_r = 5-20$ anni

Tabella 3 - Valori del T_R consigliati dalla letteratura tecnica [Manuale dell'Ingegnere Colombo Hoepli]

Al fine dei calcoli che seguono, in ragione dell'assenza di dati pluviometrici su piogge di forte intensità e breve durata (inferiori all'ora) e visto che il campione di dati è costituito da un numero di 18 osservazioni, si utilizzerà un tempo di ritorno $T_R = 100 \text{ anni}$.

3.3 Curva di Probabilità Pluviometrica

La determinazione dell'afflusso meteorico lordo è condotta con elaborazioni statistiche delle precipitazioni, che portano alle cosiddette curve di probabilità pluviometriche, indicate con l'acronimo *CPP*, le quali consistono essenzialmente in relazioni matematiche che legano le caratteristiche integrali delle precipitazioni massime (valori massimi annuali), cioè l'altezza complessiva della pioggia h , la sua intensità media i e la sua durata τ , alla probabilità di accadimento $P[h(\tau)]$. Difatti, l'equazione di possibilità pluviometrica esprime l'altezza di pioggia h crescente con la durata τ nel seguente modo:

$$h = a(T_R) \cdot \tau^n$$

dove, l'esponente n è inferiore all'unità ed a è un parametro che dipende dal tempo di ritorno T_R . Tale equazione esprime un legame lineare tra le trasformate logaritmiche di h e τ mentre il corrispondente legame tra i e τ dato dalla relazione:

$$i = \frac{h}{\tau} = a \cdot \tau^{n-1}$$

Da un punto di vista probabilistico l'altezza di pioggia di una precipitazione di assegnata durata, può essere interpretata come una variabile casuale e quindi analizzata con metodi di elaborazione statistici. Note le osservazioni dell'altezza di pioggia per una certa durata, è possibile determinare la funzione di distribuzione di probabilità dei valori massimi annuali e dunque stimare l'altezza di pioggia corrispondente ad una certa probabilità di non superamento (o ad un certo tempo di ritorno T_R).

L'ipotesi di calcolo è stata quella di definire come curva pluviometrica più rappresentativa per tutti i campioni di pioggia, quella di *Gumbel*, la quale considera la distribuzione dei valori estremi del I tipo. La *funzione di distribuzione di probabilità* è espressa dalla relazione:

$$P(h) = e^{-e^{-\alpha(h-u)}}$$

dove i parametri α e u sono legati allo scarto quadratico medio σ e alla media μ della variabile h dalle relazioni:

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

$$u = \mu - 0,45 \cdot \sigma$$

In generale, $P(x)$ esprime la probabilità che un valore x della variabile casuale, in questo caso l'altezza di pioggia h , non venga superato.

Pertanto, dopo aver ordinato in senso crescente la serie di dati ed averne calcolato la media al variare delle durate τ considerate, si è proceduto alla stima dei suddetti parametri applicando il metodo dei momenti che prevede il calcolo dei momenti del primo e del secondo ordine (ovvero le varianze) per i diversi campioni di pioggia, e dei relativi scarti quadratici medi.

CALCOLO DEI PARAMETRI DELLA DISTRIBUZIONE DI GUMBEL					
Durate τ	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
$\mu(h_t)$	23,18	40,16	52,53	68,89	87,73
$\sigma(h_t)$	12,96	30,60	33,90	32,90	33,54
$V_i = \sigma/\mu$	0,56	0,76	0,65	0,48	0,38
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$	0,10	0,04	0,04	0,04	0,04
$U_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$	17,35	26,39	37,28	54,08	72,64
COEFF. DI VARIAZIONE MEDIO: $V = \sqrt{(\sum V_i^2/k)}$ con $k =$ numero di τ disponibili ($k=5$)					0,58

Tabella 5 - Valori delle medie e scarti quadratici medi dei vari campioni di pioggia considerati

Come si può notare dalla precedente tabella, si definisce coefficiente di variazione V il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media stessa, il quale normalmente risulta poco variabile con la durata e può essere stimato come media dei coefficienti di variazione V_i corrispondenti alle diverse durate mediante la seguente relazione:

$$V = \sqrt{\frac{1}{k} \sum_{i=1}^N V_i^2}$$

dove k è il numero di durate disponibili e $V_i = \sigma_i/\mu_i$.

Tenendo presente che il tempo di ritorno T_R è legato alla $P(h)$ dalla relazione:

$$P(h) = 1 - \frac{1}{T_R}$$

ipotizzando che la distribuzione di probabilità delle altezze di pioggia sia, per tutte le durate, quella di Gumbel, è possibile scrivere una relazione diretta che esprime h in funzione della durata e del tempo di ritorno, ottenuta invertendo e svolgendo la funzione di distribuzione di Gumbel:

$$h(\tau) = \mu(\tau) \cdot \left\{ 1 - V \cdot \left[0,45 + \frac{1}{1.283} \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right] \right\} = \mu(\tau) \cdot (1 + V \cdot K_T)$$

dove K_T è il *fattore di frequenza*, funzione del tempo di ritorno, che può essere calcolato come segue:

$$K_T = - \left[0,45 + 0,7797 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right]$$

Quindi, per un tempi di ritorno di T_R di 10 – 30 – 50 e 100 anni è stata ottenuta la seguente tabella:

CALCOLO DELLE ALTEZZE DI PIOGGIA PER DIVERSE DURATE E TEMPI DI RITORNO						
T_R	K_T	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
10 anni	1,305	40,08	80,06	96,73	111,79	131,47
30 anni	2,189	51,53	107,10	126,69	140,87	161,11
50 anni	2,592	56,76	119,45	140,37	154,15	174,64
100 anni	3,137	63,81	136,10	158,82	172,05	192,90

Tabella 6 - Altezze di pioggia per diverse durate e tempi di ritorno

Con i valori h così ottenuti è stato possibile costruire le curve di possibilità pluviometrica per i diversi T_R in anni.

Le *CPP* sono state trasformate sul piano logaritmico, in modo da individuare le rette interpolanti di equazione:

$$\ln(h) = \ln(a) + n \cdot \ln(\tau)$$

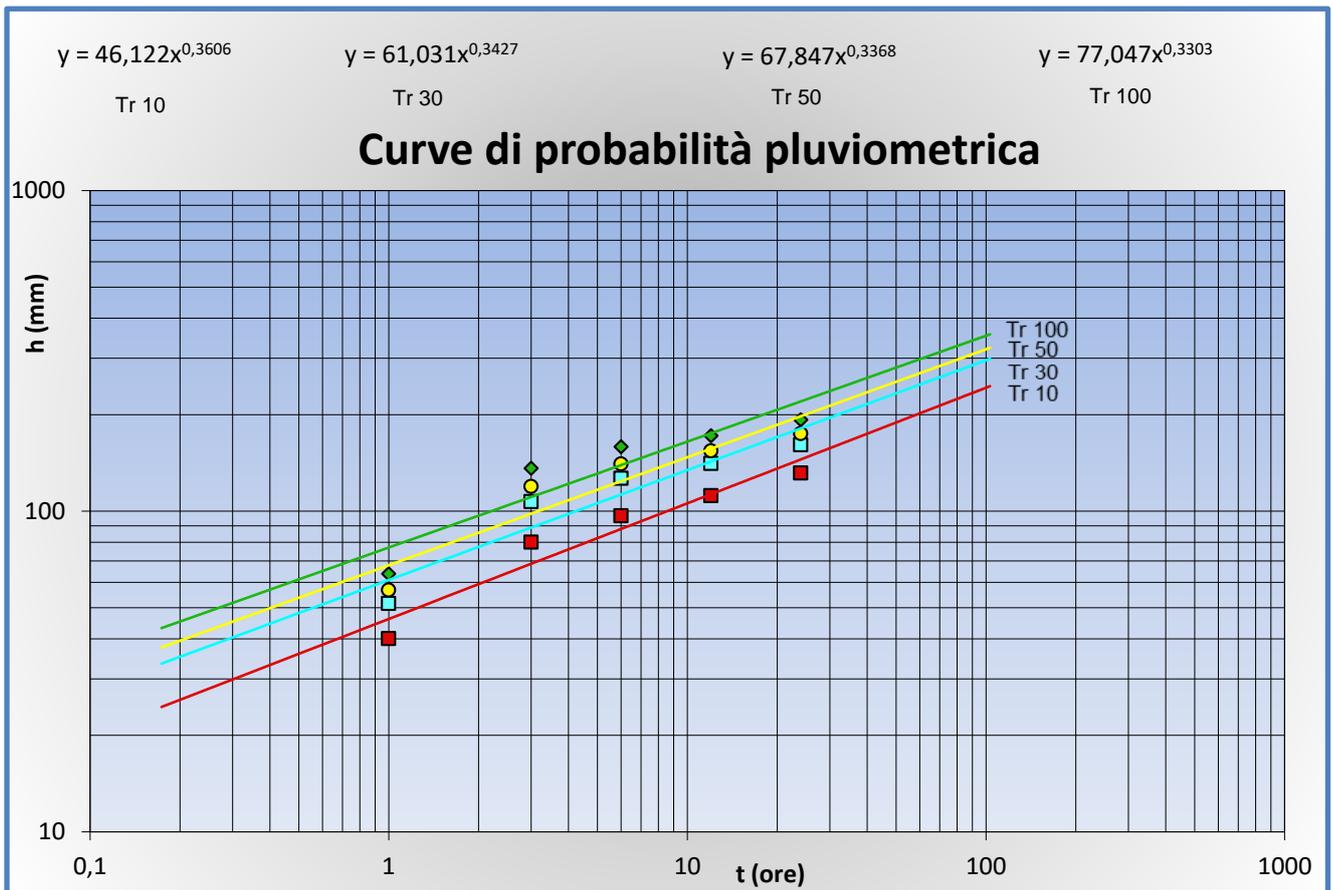


Figura 1- Curve di probabilità pluviometrica su piano logaritmico

avente coefficiente angolare pari a n ed intercetta all'origine pari ad a .

In questo modo, è stato possibile determinare i parametri a ed n attraverso l'applicazione del metodo dei minimi quadrati, secondo il quale è possibile esprimere la retta di regressione con la seguente espressione:

$$\ln(a) = \frac{1}{N} \sum \ln(h_i) + n \cdot \frac{1}{N} \sum \ln(\tau_i)$$

e quindi determinare:

$$a = e^{\left[\frac{1}{N} \sum \ln(h_i) + n \cdot \frac{1}{N} \sum \ln(\tau_i) \right]}$$

$$n = \frac{N \sum \ln(\tau_i) \ln(h_i) - \sum \ln(\tau_i) \sum \ln(h_i)}{N \sum [\ln(\tau_i)]^2 - [\sum \ln(\tau_i)]^2}$$

Pertanto, l'analisi statistica secondo Gumbel dei dati di precipitazione ha consentito di ottenere i valori di a ed n per i vari tempi di ritorno.

Tabella 7 - Stima dei parametri a ed n al per un dato tempo di ritorno T_R .

T_R	a	n
10	46,1219	0,3606
30	61,0306	0,3427
50	67,8466	0,3368
100	77,0469	0,3303
200	86,2196	0,3251

Avendo scelto un tempo di ritorno $T_R = 100$ anni.

Avremo i seguenti valori di

$$a = e^{\left[\frac{1}{N}\sum \ln(h_i) + n \cdot \frac{1}{N}\sum \ln(\tau_i)\right]} = 77,0469$$

$$n = \frac{N \sum \ln(\tau_i) \ln(h_i) - \sum \ln(\tau_i) \sum \ln(h_i)}{N \sum [\ln(\tau_i)]^2 - [\sum \ln(\tau_i)]^2} = 0,3303$$

e l'equazione della curva di possibilità pluviometrica sarà:

$$h = 77,0469 \cdot \tau^{0.3303}$$

3.4 Calcolo della portata di piena

Nella valutazione della portata pluviale che il sistema di canali deve smaltire, concorrono un elevato numero di variabili, alcune insite nella morfologia dell'area drenante, come ad esempio la forma, l'estensione, la rugosità e la permeabilità; altre dipendenti dall'evento piovoso quali la durata, l'intensità e le variazioni della stessa durante l'intervallo di tempo considerato.

In generale, la portata di pioggia da dover smaltire è data da:

$$Q_p = S \cdot i \cdot \varphi$$

dove:

- S è l'estensione della superficie scolante o bacino di drenaggio in ha;
- i è l'intensità di pioggia in l/s ha;
- φ è il coefficiente di deflusso, parametro adimensionale che esprime il grado di impermeabilità del terreno, ovvero quanta acqua ci viene restituita una volta caduta al suolo.

Pertanto, una volta assegnato il tempo di ritorno T_R e determinata la curva di possibilità pluviometrica va definita *l'intensità critica di precipitazione* ovvero, l'intensità costante di quella pioggia, supposta uniformemente distribuita sul bacino.

L'intensità critica si determina considerando una durata t pari al tempo di corrivazione t_c , ovvero il tempo necessario alla goccia di pioggia che cade nel punto idraulicamente più lontano per raggiungere la sezione di chiusura del bacino.

Nel nostro caso il dimensionamento delle condotte principali è avvenuto utilizzando il **metodo dell'invaso semplificato** secondo la trattazione dell'ing. Guido De Martino che consente di calcolare la portata massima affluente nei singoli tratti senza effettuare alcuna iterazione. La semplificazione consiste nell' assunto che la portata pluviale critica si sviluppi per una durata di pioggia pari a 15 minuti. Unica limitazione del metodo è che la massima area servita non superi i 30 ha (come nel nostro caso).

La portata al colmo viene calcolata con la seguente espressione

$$Q_{max} = \frac{\varphi \cdot i_{15} \cdot A \cdot \Psi}{360}$$

dove:

Q_{max} = portata massima affluente nel tratto in mc/s.

φ = coefficiente di afflusso, variabile in relazione alla natura, all'utilizzazione e alla tipologia residenziale che caratterizza "l'area scolante", e che esprime il rapporto tra afflusso meteorico, durante la pioggia considerata, e il deflusso integrale prodotto da tale pioggia.

Tra le numerose indicazioni esistenti nella letteratura tecnico-scientifica per la valutazione del coefficiente di afflusso, riportiamo la tabella del Manuale di Ingegneria Civile:

Tipo di terreno	Coltivato	Pascolo	Bosco
Molto permeabile: sabbia o ghiaia	0,2	0,15	0,3
Permeabile: limo	0,4	0,35	0,3
Poco permeabile: argilla o substrato roccioso	0,5	0,45	0,4

Esistono inoltre dei valori consigliati nella letteratura tecnica tedesca:

Tipologia urbanistica	φ
Costruzioni dense	0,8
Costruzioni Spaziate	0,6
Aree con ampi cortili e giardini	0,5
Zone a villini sparsi	0,30-0,40
Giardini, prati e zone non edificabili né destinate a strade	0,2
Parchi e boschi	0,05-0,10

Per il caso in esame si assumono i seguenti valori:

$$\varphi_1 = 0,6 \quad \text{coefficiente di afflusso relativo al bacino n.1}$$

$$\varphi_2 = 0,8 \quad \text{coefficiente di afflusso relativo al bacino n.2}$$

Ψ = coefficiente di ritardo, che è funzione dell' estensione del bacino, del coefficiente di afflusso, di i_{15} , della pendenza media del bacino, congloba tutti i fattori morfologici del bacino che intervengono nel deflusso.

Nel caso specifico, trattandosi di piccole aree con pendenze abbastanza elevate, è stato assunto cautelativamente pari a :

$$\Psi_1 = 0,8 \quad \text{coefficiente di afflusso relativo al bacino n.1}$$

$$\Psi_2 = 1,0 \quad \text{coefficiente di afflusso relativo al bacino n.2}$$

i_{15} = intensità critica della pioggia, ovvero intensità di pioggia per una durata pari a 15 min

$$i_{15} = 77,0469 \cdot \tau^{0.3303-1}$$

$$\tau = \tau_c = 15 \text{ min} = 0,25 \text{ ore}$$

Nel caso in esame $i_{15} = 194,96 \cong 195 \text{ mm/h}$

$A =$ Superficie del bacino in ha

Per il calcolo delle portate di piena l'area oggetto di studio è stata suddivisa in bacini ciascuno gravante su di un tratto di condotta, la suddivisione è riportata in Fig. 2

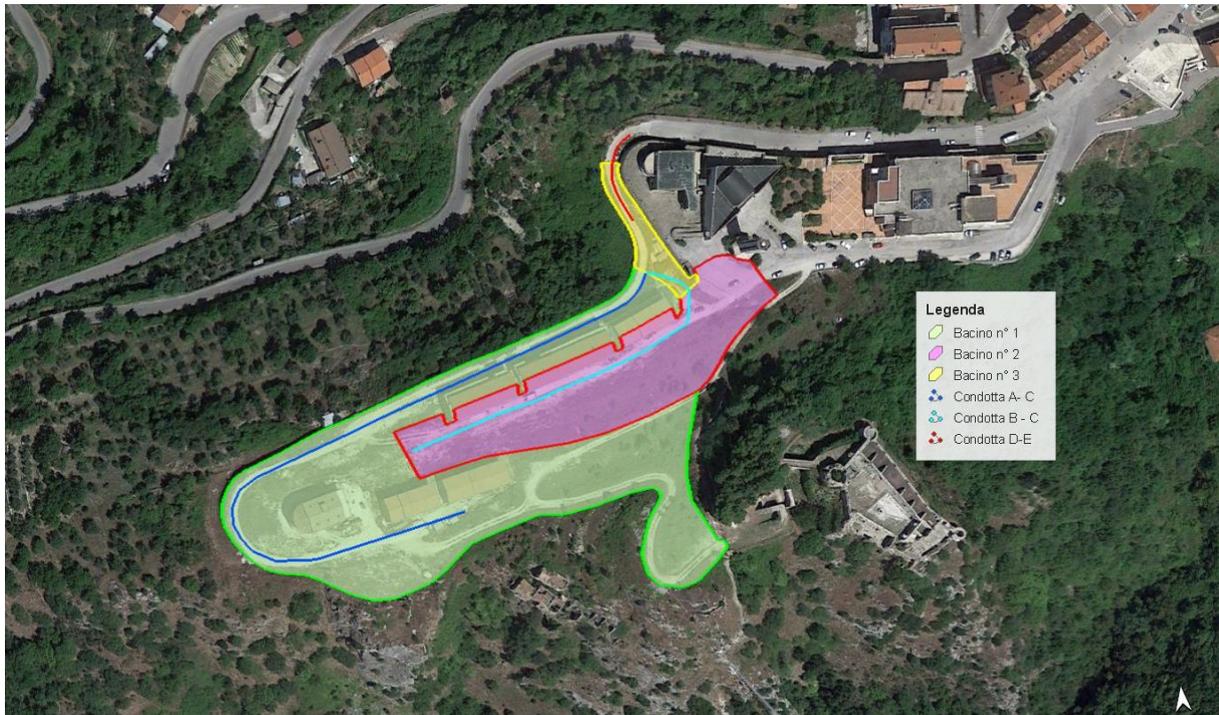


Figura 1 – Bacini scolanti

Come già detto in precedenza i calcoli sono condotti per un $T_R = 100 \text{ anni}$.

I risultati delle portate di pieno sui singoli tratti sono riportate in tabella 8

Tratto	N° Bacino	Confluenze	L (m)	A [ha]	Pendenza %	φ	ψ	i_{15} [mm/h]	Q [m ³ /s]	Q [l/s]
A - C	1	no	330	1,17	5%	0,6	0,8	195	0,304	304,2
B - C	2	no	156	0,49	5%	0,8	0,8	195	0,170	169,9
D - E	3	no	42	0,06	3%	0,8	0,8	195	0,021	20,8

Tabella 8 – Calcolo portate di Piena

4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

Per quanto riguarda i calcoli le dimensioni delle tubazioni, la portata e la velocità in base al grado di riempimento ed alla pendenza della condotta, si calcolano con il classico metodo di Bazin. Le equazioni che vengono utilizzate nel calcolo della condotta sono l'equazione di Chezy e la relazione di Bazin. Le variabili utilizzate sono così definite:

$Q [m^3/s]$	portata
$V [m/s]$	velocità
$S [m^2]$	sezione bagnata del tubo
$P [m]$	perimetro della sezione bagnata del tubo
$R_h [m]$	raggio idraulico, dato da S/P
i	pendenza della condotta
c	coefficiente di scabrezza della condotta

$$V = K\sqrt{R_h i} \quad (1)$$

$$K = \frac{87}{1 + \frac{c}{\sqrt{R_h}}} = \frac{87 \cdot \sqrt{R_h}}{\sqrt{R_h + c}} \quad (2)$$

Poiché la portata è data da:

$$Q = S \cdot V$$

sostituendo nell'ultima equazione i valori delle precedenti, abbiamo che il valore di portata Q è dato dalla formula:

$$Q = \frac{87 \cdot S \cdot R_h \cdot \sqrt{i}}{\sqrt{R_h + c}} \quad (3)$$

Che per pendenze unitarie diventa

$$Q = \frac{87 \cdot S \cdot R_h}{\sqrt{R_h + c}} \quad (4)$$

Nel caso del PEAD si utilizza un coefficiente di scabrezza pari a 0,06. Nei calcoli di esempio si è preferito utilizzare un coefficiente di 0,1 per avere risultati conservativi.

Per pendenze diverse dal 1% i valori della portata Q' e della velocità V' risultano:

$$Q' = Q \cdot 10 \cdot \sqrt{i} \quad V' = V \cdot 10 \cdot \sqrt{i}$$

Il valore del fattore di conversione $10\sqrt{i}$ è riportato nelle tabelle allegate (Tab.9).

Valori di $10\sqrt{i}$ per pendenze da 0,1‰ a 100‰

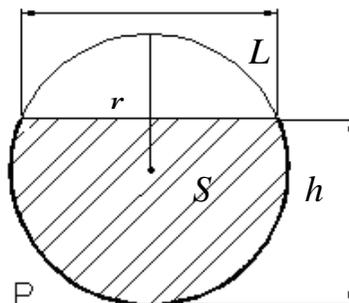
$i\text{‰}$	$10\sqrt{i}$	$i\text{‰}$	$10\sqrt{i}$	$i\text{‰}$	$10\sqrt{i}$
0,1	0,100	5,2	0,721	16	1,265
0,2	0,141	5,4	0,735	17	1,304
0,3	0,173	5,6	0,748	18	1,342
0,4	0,200	5,8	0,762	19	1,376
0,5	0,224	6,0	0,775	20	1,414
0,6	0,245	6,2	0,787	22	1,483
0,7	0,265	6,4	0,800	24	1,549
0,8	0,283	6,6	0,812	26	1,612
0,9	0,300	6,8	0,825	28	1,673
1,0	0,316	7,0	0,837	30	1,732
1,2	0,346	7,2	0,849	32	1,782
1,4	0,374	7,4	0,860	34	1,844
1,6	0,400	7,6	0,872	36	1,897
1,8	0,424	7,8	0,883	38	1,949
2,0	0,447	8,0	0,894	40	2,000
2,2	0,469	8,2	0,906	42	2,049
2,4	0,485	8,4	0,917	44	2,098
2,6	0,510	8,6	0,927	46	2,145
2,8	0,529	8,8	0,938	48	2,191
3,0	0,548	9,0	0,949	50	2,236
3,2	0,566	9,2	0,959	55	2,345
3,4	0,583	9,4	0,970	60	2,449
3,6	0,600	9,6	0,980	65	2,550
3,8	0,616	9,8	0,990	70	2,646
4,0	0,632	10	1,000	75	2,739
4,2	0,648	11	1,049	80	2,828
4,4	0,663	12	1,095	85	2,915
4,6	0,678	13	1,140	90	3,000
4,8	0,693	14	1,183	95	3,082
5,0	0,707	15	1,225	100	3,162

Applicando le formule (1) e (4) si ottengono, per i vari diametri i seguenti risultati:

TUBI CORRUGATI IN PE AD PER FOGNATURE

Calcolo delle portate a tirante idraulico

Diametro esterno (mm)	160
Diametro interno (mm)	137
Pendenza i ‰	10
Scabrezza	0,1



CALCOLI EFFETTUATI CON IL METODO DI BAZIN

$$V = K \sqrt{R_h \cdot i}$$

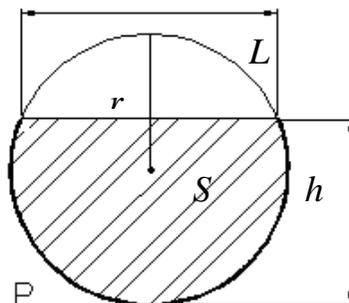
Per effettuare i calcoli inserire il Diametro esterno della condotta e la pendenza

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q _{Gs}) "l/s"	Velocità (V _{Gs}) "m/s"
5%	6,85	2,8	0,4	34,84	0,06	0,23
10%	13,70	7,7	0,9	41,99	0,30	0,39
15%	20,55	13,9	1,3	46,12	0,72	0,52
20%	27,40	21,0	1,7	48,93	1,32	0,63
25%	34,25	28,8	2,0	51,01	2,08	0,72
30%	41,10	37,2	2,3	52,62	2,99	0,81
35%	47,95	46,0	2,7	53,90	4,03	0,88
40%	54,80	55,1	2,9	54,93	5,18	0,94
45%	61,65	64,3	3,2	55,78	6,41	1,00
50%	68,50	73,7	3,4	56,48	7,70	1,05
55%	75,35	83,1	3,6	57,05	9,03	1,09
60%	82,20	92,3	3,8	57,51	10,36	1,12
65%	89,05	101,4	3,9	57,87	11,66	1,15
70%	95,90	110,2	4,1	58,14	12,91	1,17
75%	102,75	118,6	4,1	58,32	14,06	1,19
80%	109,60	126,4	4,2	58,40	15,07	1,19
85%	116,45	133,5	4,2	58,37	15,89	1,19
90%	123,30	139,7	4,1	58,20	16,43	1,18
95%	130,15	144,7	3,9	57,82	16,57	1,15

TUBI CORRUGATI IN PE AD PER FOGNATURE

Calcolo delle portate a tirante idraulico

Diametro esterno (mm)	200
Diametro interno (mm)	172
Pendenza i ‰	10
Scabrezza	0,1



CALCOLI EFFETTUATI CON IL METODO DI BAZIN

$$V = K \sqrt{R_h \cdot i}$$

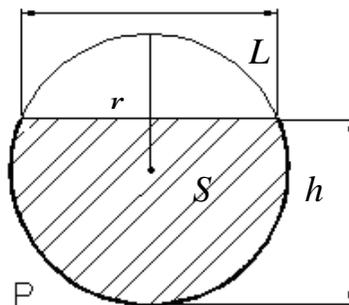
Per effettuare i calcoli inserire il Diametro esterno della condotta e la pendenza

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q _{Gs}) "l/s"	Velocità (V _{Gs}) "m/s"
5%	8,60	4,3	0,6	37,24	0,12	0,28
10%	17,20	12,1	1,1	44,46	0,56	0,46
15%	25,80	21,9	1,6	48,57	1,34	0,61
20%	34,40	33,1	2,1	51,35	2,45	0,74
25%	43,00	45,4	2,5	53,38	3,85	0,85
30%	51,60	58,6	2,9	54,95	5,52	0,94
35%	60,20	72,5	3,3	56,20	7,43	1,03
40%	68,80	86,8	3,7	57,20	9,53	1,10
45%	77,40	101,4	4,0	58,02	11,78	1,16
50%	86,00	116,2	4,3	58,69	14,14	1,22
55%	94,60	130,9	4,6	59,24	16,56	1,26
60%	103,20	145,6	4,8	59,69	18,99	1,30
65%	111,80	159,9	5,0	60,03	21,37	1,34
70%	120,40	173,7	5,1	60,29	23,64	1,36
75%	129,00	186,9	5,2	60,46	25,74	1,38
80%	137,60	199,3	5,2	60,54	27,59	1,38
85%	146,20	210,5	5,2	60,51	29,09	1,38
90%	154,80	220,3	5,1	60,35	30,09	1,37
95%	163,40	228,0	4,9	59,98	30,36	1,33

TUBI CORRUGATI IN PE AD PER FOGNATURE

Calcolo delle portate a tirante idraulico

Diametro esterno (mm)	250
Diametro interno (mm)	218
Pendenza i ‰	10
Scabrezza	0,1



CALCOLI EFFETTUATI CON IL METODO DI BAZIN

$$V = K \sqrt{R_h \cdot i}$$

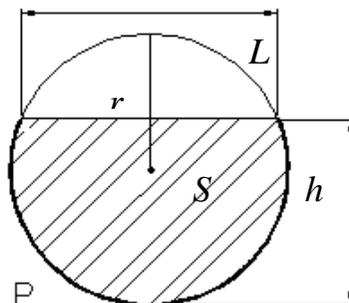
Per effettuare i calcoli inserire il Diametro esterno della condotta e la pendenza

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (Rh) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q _{Gs}) "l/s"	Velocità (V _{Gs}) "m/s"
5%	10,90	7,0	0,7	39,78	0,23	0,34
10%	21,80	19,4	1,4	47,03	1,08	0,55
15%	32,70	35,1	2,0	51,09	2,55	0,73
20%	43,60	53,1	2,6	53,81	4,64	0,87
25%	54,50	73,0	3,2	55,79	7,28	1,00
30%	65,40	94,2	3,7	57,31	10,42	1,11
35%	76,30	116,4	4,2	58,51	13,99	1,20
40%	87,20	139,4	4,7	59,48	17,92	1,29
45%	98,10	162,9	5,1	60,27	22,13	1,36
50%	109,00	186,6	5,5	60,91	26,54	1,42
55%	119,90	210,3	5,8	61,43	31,05	1,48
60%	130,80	233,8	6,1	61,86	35,58	1,52
65%	141,70	256,8	6,3	62,19	40,03	1,56
70%	152,60	279,1	6,5	62,43	44,28	1,59
75%	163,50	300,3	6,6	62,59	48,20	1,61
80%	174,40	320,1	6,6	62,67	51,66	1,61
85%	185,30	338,1	6,6	62,64	54,46	1,61
90%	196,20	353,8	6,5	62,49	56,36	1,59
95%	207,10	366,3	6,2	62,14	56,87	1,55

TUBI CORRUGATI IN PE AD PER FOGNATURE

Calcolo delle portate a tirante idraulico

Diametro esterno (mm)	315
Diametro interno (mm)	272
Pendenza i ‰	10
Scabrezza	0,1



CALCOLI EFFETTUATI CON IL METODO DI BAZIN

$$V = K \sqrt{R_h \cdot i}$$

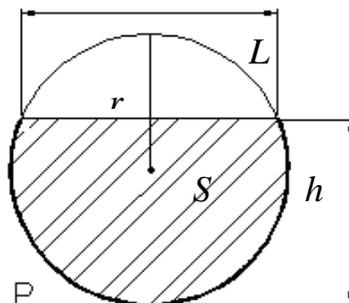
Per effettuare i calcoli inserire il Diametro esterno della condotta e la pendenza

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (R _h) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q _{Gs}) "l/s"	Velocità (V _{Gs}) "m/s"
5%	13,60	10,9	0,9	42,18	0,43	0,40
10%	27,20	30,2	1,7	49,41	1,96	0,65
15%	40,80	54,7	2,5	53,40	4,64	0,85
20%	54,40	82,7	3,3	56,05	8,40	1,02
25%	68,00	113,6	4,0	57,97	13,15	1,16
30%	81,60	146,6	4,6	59,44	18,79	1,28
35%	95,20	181,2	5,3	60,59	25,19	1,39
40%	108,80	217,0	5,8	61,52	32,23	1,48
45%	122,40	253,6	6,3	62,27	39,76	1,57
50%	136,00	290,5	6,8	62,88	47,64	1,64
55%	149,60	327,5	7,2	63,39	55,71	1,70
60%	163,20	364,0	7,6	63,79	63,81	1,75
65%	176,80	399,8	7,8	64,10	71,75	1,79
70%	190,40	434,5	8,1	64,34	79,34	1,83
75%	204,00	467,5	8,2	64,49	86,36	1,85
80%	217,60	498,3	8,3	64,56	92,54	1,86
85%	231,20	526,4	8,2	64,53	97,57	1,85
90%	244,80	550,8	8,1	64,39	100,98	1,83
95%	258,40	570,2	7,8	64,05	101,95	1,79

TUBI CORRUGATI IN PE AD PER FOGNATURE

Calcolo delle portate a tirante idraulico

Diametro esterno (mm)	400
Diametro interno (mm)	347
Pendenza i ‰	10
Scabrezza	0,1



CALCOLI EFFETTUATI CON IL METODO DI BAZIN

$$V = K \sqrt{R_h \cdot i}$$

Per effettuare i calcoli inserire il Diametro esterno della condotta e la pendenza

Percentuale di riempimento (h/D)	Altezza di riempimento (h) "mm"	Superficie della sezione bagnata (S) "cm ² "	Raggio idraulico pari al rapporto S/P (Rh) "cm"	Coefficiente di Conduttanza K	Quantità (Q _{Gs}) "l/s"	Velocità (V _{Gs}) "m/s"
5%	17,35	17,7	1,1	44,82	0,84	0,48
10%	34,70	49,2	2,2	51,98	3,80	0,77
15%	52,05	89,0	3,2	55,88	8,92	1,00
20%	69,40	134,6	4,2	58,43	16,09	1,20
25%	86,75	184,9	5,1	60,28	25,14	1,36
30%	104,10	238,6	5,9	61,68	35,84	1,50
35%	121,45	295,0	6,7	62,77	47,98	1,63
40%	138,80	353,2	7,4	63,65	61,31	1,74
45%	156,15	412,7	8,1	64,37	75,56	1,83
50%	173,50	472,8	8,7	64,95	90,45	1,91
55%	190,85	532,9	9,2	65,42	105,71	1,98
60%	208,20	592,4	9,6	65,80	121,00	2,04
65%	225,55	650,7	10,0	66,10	136,00	2,09
70%	242,90	707,1	10,3	66,32	150,34	2,13
75%	260,25	760,8	10,5	66,46	163,60	2,15
80%	277,60	811,0	10,6	66,52	175,29	2,16
85%	294,95	856,7	10,5	66,50	184,82	2,16
90%	312,30	896,5	10,3	66,36	191,32	2,13
95%	329,65	928,0	9,9	66,05	193,25	2,08

Considerando il fattore di conversione in Tab. 9 per pendenze del 5% ed una percentuale di riempimento del 70% abbiamo

Tratto	N° Bacino	Pendenza %	L (m)	D (mm)	Q _i [l/s]	Q _t [l/s]	Q _u [l/s]	Q _{max} [l/s] 70%	V _{max} [m/s] 70%	h/D [%]	V [m/s]
A - C	1	5%	330	400	0	304,2	304,2	336,17	4,75	65%	4,67
B - C	2	5%	156	315	0	169,9	169,9	177,41	4,08	68%	4,05
C -D	3	3%	42	315	0	20,8	20,8	137,42	3,16	24%	1,95

Per il tratto C – D vista la lunghezza ridotta del tratto si è scelto di adottare comunque un diametro di 315 mm così da poter eventualmente essere garantiti in prospettiva futura.