

# REGIONE SICILIANA

## COMUNE DI VALLELUNGA PRATAMENO

PROVINCIA DI CALTANISSETTA

**OGGETTO:** Lavori di rifacimento del manto di gioco del campo di calcio comunale di Vallelunga Pratameno (CL) da realizzarsi in erba artificiale e adeguamento normativo

### PROGETTO ESECUTIVO

D.lgs. 50/2016 e ss.mm.ii.

<b>TAVOLA</b>	<b>ELABORATO</b>	<b>DATA</b>
<b>N. 1.2</b>	<b>RELAZIONE SPECIALISTICA IMPIANTO ACQUA</b>	<b>SETTEMBRE 2020</b>
<b>IL R.U.P.</b>  Ufficio Tecnico Comunale Arch. Antonio Francesco Izzo	<b>IL COMMITTENTE</b>  Comune di Vallelunga Pratameno	
<b>IL PROGETTISTA</b>  Ufficio Tecnico Comunale Arch. Antonio Francesco Izzo		

**RELAZIONE SPECIALISTICA E CALCOLI ESECUTIVI IMPIANTO DI  
SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE  
E IMPIANTO DI IRRIGAZIONE**

---

**INDICE**

1. GENERALITA' .....	2
2. IMPIANTO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE .....	2
2.1 Indagini e studi preliminari .....	4
2.2 Dimensionamento idraulico .....	7
2.3 Caratteristiche generali dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche .....	12
3. IMPIANTO DI IRRIGAZIONE .....	13
3.1 Dimensionamento e calcoli della rete idrica .....	14
ALLEGATO – FASCICOLO DEI CALCOLI IMPIANTO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	

## **1. GENERALITA'**

La presente relazione ha lo scopo d'illustrare le scelte progettuali, le caratteristiche tecniche e i calcoli di dimensionamento relativi alla realizzazione della rete di smaltimento delle acque meteoriche e dell'impianto di irrigazione del campo di calcio nell'ambito dei lavori di *"Rifacimento del manto di gioco del campo di calcio del comune di Vallelunga Pratameno (CL), da realizzarsi in erba artificiale – Adeguamento normativo"*.

## **2. IMPIANTO SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE**

Il territorio di Vallelunga Pratameno è condizionato dalle caratteristiche climatiche medie dell'intero territorio della Sicilia, che secondo la classificazione macroclimatica di Köppen, può essere definita una regione a clima temperato-umido o, meglio, mesotermico umido sub-tropicale, con estate asciutta, cioè il tipico clima mediterraneo, caratterizzato da un regime delle precipitazioni contraddistinto da una concentrazione delle precipitazioni nel periodo freddo.

La distribuzione mensile delle precipitazioni nelle singole stazioni è tipicamente mediterranea, con concentrazione degli eventi piovosi nel periodo autunno invernale e scarsa presenza degli stessi nella stagione primaverile ed estiva. Il territorio di Vallelunga Pratameno è condizionato dalle caratteristiche climatiche medie dell'intero territorio della Sicilia, che secondo la classificazione macroclimatica di Köppen, può essere definita una regione a clima temperato-umido o, meglio, mesotermico umido sub-tropicale, con estate asciutta, cioè il tipico clima mediterraneo, caratterizzato da un regime delle precipitazioni contraddistinto da una concentrazione delle precipitazioni nel periodo freddo.

La distribuzione mensile delle precipitazioni nelle singole stazioni è tipicamente mediterranea, con concentrazione degli eventi piovosi nel periodo autunno invernale e scarsa presenza degli stessi nella stagione primaverile ed estiva.

Il nuovo intervento prevederà, in conformità al regolamento "LND Standard", il rifacimento del sottofondo esistente, insufficiente al corretto deflusso delle acque meteoriche, con nuovo sottofondo del tipo a drenaggio orizzontale e manto in erba artificiale;

La tipologia di sottofondo da realizzare, in conformità al Regolamento, sarà del tipo a drenaggio orizzontale con strato inerte su geodreno e terreno compattato sotto il manto (vedi TAV. n° 3.5.1 sta. del Regolamento L.N.D. Standard), tramite opportune pendenze delle falde del campo e tubazioni poste lungo il perimetro del campo per destinazione con l'aggiunta di canalette di raccolta acqua sui lati lunghi, il tutto seguendo le prescrizioni impartite dalla LND per ottenere l'omologazione.

Sarà mantenuto il sottofondo del terreno di gioco esistente, costituito dalla seguente stratificazione: strato portante di massicciata dello spessore di cm 30; strato filtrante intermedio dello spessore di cm 10; strato di terra semistabilizzata dello spessore di cm 10.

Per avere una maggiore sicurezza sugli assestamenti e la portanza del sottofondo esistente, presumibilmente non idoneo a questo utilizzo, lo strato superiore della superficie del campo, tramite opportuni sbancamenti e riporti sarà risagomata, riconfigurata, compattata e consolidata con terreno stabilizzato con l'apporto di leganti chimici (agente stabilizzante in polvere di calce e cemento) per uno spessore finito di 15 cm. Sul terreno così stabilizzato sarà posto in opera un sistema geodrenante a canali longitudinali per il drenaggio orizzontale (costituito da struttura interna di polipropilene a canali longitudinali e geotessile filtrante termosaldato sulle facce inferiore e superiore), che trasporterà l'acqua lateralmente fino alle tubazioni, e sarà accoppiato sulla parte inferiore ad una membrana impermeabile, posata parallelamente al lato corto del campo, per evitare il passaggio dell'acqua nel terreno sottostante e trasportarla, con le pendenze già impostate, lateralmente direttamente nella canaletta o nelle tubazioni.

Sul sistema geodrenante e impermeabile sarà posato uno strato di riempimento costituito da inerti di cava dello spessore finito di 15 cm. Lo strato finito del sottofondo sarà realizzato a due falde verso i lati lunghi, fino alla fine del campo per destinazione o fino alle canalette. Le falde devono avranno un'unica pendenza, dichiarata negli elaborati del progetto, di 0,6 %.

Il manto finale in erba artificiale drenante sarà composta da fibre in polietilene antiabrasivo, resistente all'usura e con speciali trattamenti anti U.V., con altezza di 50 mm.

Le tubazioni drenanti primarie perimetrali, per ricevere le acque meteoriche infiltrate e trasportate lateralmente dal sistema membrana-geodreno, saranno realizzate con tubazioni flessibili del diametro 250 mm. Gli scavi saranno riempiti con pietrisco di pezzatura variabile di inerte di cava.

Saranno posti in opera pozzetti d'ispezione in cls di sezione interna di 40x40 cm, posti fuori del campo per destinazione, in numero di dieci, cinque per ogni lato lungo, due agli estremi, due intermedi ed uno centrale, e quello di collegamento al collettore fognario, della dimensione interna di 100x100 cm diaframmato e sifonato, per recuperare il materiale accumulato proveniente da tutto l'impianto drenante.

La canaletta sarà posizionata sui due lati lunghi, e posta fuori del campo per destinazione, per la raccolta delle acque di drenaggio superficiale, allineata ai pozzetti d'ispezione del drenaggio principale e collegata con tubazione agli stessi, per lo smaltimento delle acque meteoriche superficiali.

Queste caratteristiche consentiranno la praticabilità della superficie con ogni condizione meteorologica.

Il sottofondo, elemento fondamentale, che sosterrà i teli di erba sintetica, in opera sarà livellato alla perfezione, esclusivamente a mano, dando le giuste pendenze per il defluvio dell'acqua.

Al fine dello smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalle superfici impermeabilizzate, si prevedrà la realizzazione di una rete di raccolta e convogliamento mediante caditoie lineari e collettori distribuite lungo i margini del campo, secondo i disegni di progetto, corredato di opportuni pozzetti di ispezione, che si collegherà alla rete esistente.

## ***2.1 Indagini e studi preliminari***

Si riportano di seguito i risultati delle indagini eseguite per l'acquisizione dei dati idrologici necessari per la corretta progettazione dei collettori di raccolta e smaltimento delle acque bianche e per eseguire i relativi calcoli di dimensionamento idraulico.

Per la stima delle portate meteoriche di piena, necessarie per il dimensionamento idraulico della rete di smaltimento delle acque meteoriche e dei pozzi disperdenti, data la limitata estensione dei bacini scolanti, le piogge che maggiormente interessano la presente indagine sono quelle di notevole intensità che hanno durata inferiore ad un'ora. Poiché non risulta disponibile un sufficiente numero di eventi con durata minori ad un'ora, l'indagine è stata estesa alle altezze massime di pioggia registrate per intervalli temporali di 1, 3, 6, 12, 24 ore, appartenenti allo stesso giorno. Per queste piogge è stata ricavata la legge di correlazione altezza-durata per una assegnata probabilità stabilità da 2 a 100 anni. I dati relativi a tali piogge sono stati raccolti dalle pubblicazioni del Servizio Idrografico Italiano, per le stazioni pluviometriche di Vallelunga, Valledolmo e Marianopoli tutte ricadenti nel bacino del Platani. Sono state considerate stazioni diverse da quella del comune di Vallelunga per gli anni in cui non erano disponibili informazioni sullo stesso; i dati sono relativi al periodo 1970-2013, esclusi alcuni anni per i quali non sono stati pervenuti dati.

Attraverso tali dati, riportati in nella tabella seguente, si è proceduto alle elaborazioni statistiche illustrate nel prosieguo, al fine di determinare le portate defluenti dalle sezioni di calcolo dei collettori fognari di progetto ed effettuarne il dimensionamento.

Anno	Intervallo ore															Stazione
	1			3			6			12			24			
	mm	Giorno	Mese	mm	Giorno	Mese	mm	Giorno	Mese	mm	Giorno	Mese	mm	Giorno	Mese	
1970	36,8	16	10	42,2	16	10	49,8	16	10	60,4	16	10	61,4	16	10	Marianopoli
1971	15,4	9	4	24,4	27	9	33,2	15	1	53,4	15	1	53,4	15	1	Marianopoli
1972	16,2	31	12	26,4	31	12	53,8	31	12	93,2	31	12	120,4	31	12	Marianopoli
1973	16,2	5	12	36,4	5	12	49,0	5	12	55,0	5	12	59,0	5	12	Marianopoli
1974	47,6	25	9	56,6	25	9	56,6	25	9	56,6	25	9	56,6	25	9	Marianopoli
1975	16,8	11	12	27,8	16	10	33,6	27	8	44,2	27	8	53,8	27	8	Marianopoli
1976	33,8	25	6	42,6	7	7	42,6	7	7	63,0	25	10	79,4	25	10	Marianopoli
1977	18,8	6	9	18,8	6	9	27,2	5	1	36,8	5	1	53,2	5	1	Marianopoli
1978	10,0	3	10	15,8	20	10	26,6	20	10	32,2	13	2	35,0	12	2	Marianopoli
1979	18,0	2	3	30,8	2	3	40,2	1	3	40,8	1	3	57,6	1	3	Marianopoli
1980	15,8	6	3	22,0	6	3	30,0	6	3	36,8	6	3	44,8	5	3	Marianopoli
1981	16,0	21	10	20,6	5	4	25,0	21	10	36,6	20	1	55,4	20	1	Valledolmo
1982	22,2	6	10	24,4	7	6	24,4	7	6	25,6	20	4	35,8	7	6	Marianopoli
1983	16,6	27	9	27,8	22	11	37,4	27	9	40,8	22	11	68,0	22	11	Marianopoli
1984	15,2	12	11	18,4	12	11	23,6	12	11	44,0	12	11	49,2	12	11	Marianopoli
1985	20,8	18	9	31,2	28	10	42,8	16	1	49,6	16	1	56,2	15	3	Valledolmo
1986	39,0	6	9	44,2	6	9	44,2	6	9	44,2	6	9	44,4	6	9	Marianopoli
1987	20,0	26	11	29,6	14	5	46,4	14	5	48,2	14	5	49,0	14	5	Valledolmo
1988	13,2	15	9	16,6	1	12	23,6	5	3	27,0	5	3	39,0	5	3	Valledolmo
1989	10,2	27	9	18,6	13	10	30,0	13	10	47,0	13	10	64,2	13	10	Marianopoli
1990	15,0	24	11	19,4	24	11	19,8	22	12	27,2	22	12	29,6	22	12	Marianopoli

1991	21,6	3	9	30,4	3	9	30,6	3	9	30,6	3	9	30,6	3	9	Marianopoli
1992	12,6	25	1	22,8	25	1	31,8	25	1	53,4	25	1	66,8	25	1	Marianopoli
1993	30,4	24	10	40,0	24	10	40,0	24	10	40,0	24	10	66,8	28	9	Valledolmo
1994	24,4	15	10	33,8	8	1	36,4	8	1	44,4	26	4	45,6	26	4	Marianopoli
1995	30,6	2	11	37,0	2	11	38,8	2	11	39,0	2	11	57,4	24	11	Marianopoli
1996	25,6	18	8	35,4	4	10	43,6	4	10	49,4	9	12	57,2	9	12	Marianopoli
1998	20,6	27	9	21,8	27	9	29,2	27	9	47,2	1	10	58,4	1	10	Valledolmo
1999	4,6	30	8	8,0	1	1	11,8	1	1	15,8	29	11	26,8	29	11	Valledolmo
2000	53,0	17	11	57,8	17	11	57,8	17	11	57,8	17	11	58,0	17	11	Vallelunga
2002	20,6	18	11	22,6	18	11	27,4	18	11	27,6	18	11	27,6	18	11	Vallelunga
2003	14,2	19	9	22,8	21	11	27,6	4	4	36,6	25	11	45,0	25	11	Marianopoli
2004	15,2	3	11	22,00	3	11	31,8	16	12	45,8	16	12	60,8	16	12	Marianopoli
2005	15,6	1	9	18,2	1	9	19,2	13	12	36,6	13	12	47,8	13	12	Pietraperzia
2006	39,4	9	9	39,4	9	9	39,4	9	9	39,4	9	9	41,0	30	1	Vallelunga
2007	23,6	3	6	33,4	25	9	40,6	25	9	40,6	25	9	48,6	8	3	Vallelunga
2008	20,6	28	10	31,2	11	12	45,0	11	12	65,2	11	12	81,4	10	12	Vallelunga
2010	16,2	15	10	27,8	10	10	35,2	9	3	49,8	9	3	53,2	9	3	Vallelunga
2011	9,6	23	11	18,0	1	2	29,8	1	2	42,6	18	2	50,8	18	2	Vallelunga
2012	17,8	31	10	18,0	31	10	25,6	7	3	38,0	7	3	50,2	7	3	Vallelunga
2013	14,8	6	3	27,4	18	11	36,4	18	11	36,4	18	11	36,4	18	11	Vallelunga

## 2.2 Dimensionamento idraulico

Nei successivi paragrafi si illustrano i criteri adottati per il calcolo delle portate meteoriche e si riportano i risultati del calcolo per il dimensionamento idraulico.

### *Calcolo delle portate meteoriche di piena*

Si è proceduto ad una elaborazione statistica delle altezze di pioggia massime impiegando la legge di Gumbel, applicata alla variabile assoluta, secondo cui i valori delle altezze di pioggia di massima intensità  $h_{\max}(t,T)$ , di assegnata durata  $t$  e di assegnato tempo di ritorno  $T$ , si calcolano secondo la seguente espressione:

$$h_{\max}(t,T) = \beta - \frac{\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]}{\alpha}$$

in cui:

$$\beta = M - \frac{0,5772}{\alpha}$$

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

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i)^2}{N-1}}$$

$$M = \frac{\sum_{i=1}^N h_i}{N}$$

$$X_i = h_i - M$$

e dove:

$h_i$  è l'altezza massima di pioggia registrata nell'anno  $i$  per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

$N$  è il numero di eventi piovosi massimi registrati per ciascun intervallo di durata;

ln è il logaritmo naturale.

In *Tabella 2* sono riportati i valori risultanti dalle elaborazioni statistiche eseguite con il metodo di Gumbel per le osservazioni effettuate.

I valori di  $h_{\max}(t, T)$  sono stati calcolati per tempi di ritorno  $T$  pari a 10, 20, 30, 50, 100 anni e per ciascuna durata  $t$  di pioggia pari a 1, 3, 6, 12, 24 ore. Essi sono riportati in *Tabella 3*.

In un diagramma bilogarithmico ( $\log t$ ,  $\log h_{\max}$ ), riportato in *Fig.1*, sono state riportate in corrispondenza ai valori di  $t$  le rispettive altezze massime di pioggia  $h_{\max}$  di assegnato tempo di ritorno  $T$  e sono stati interpolati i punti così ottenuti con il metodo dei minimi quadrati, secondo rette che rappresentano per dati tempi di ritorno le leggi di probabilità pluviometrica della stazione considerata.

Tali leggi di probabilità si esprimono secondo la seguente relazione generale:

$$H_{\text{crit}}(t, T) = a \cdot t^n$$

dove  $a$  ed  $n$  sono ricavati secondo le seguenti relazioni:

$$a = 10^{(\overline{\log H_{\max}(t, T)} - n \cdot \overline{\log t})}$$

$$n = \frac{\sum (\log t - \overline{\log t}) \cdot \log H_{\max}(t, T)}{\sum (\log t - \overline{\log t})^2}$$

Le leggi di probabilità pluviometriche sono state estrapolate anche nel campo di durata inferiore a 1 ora, nel quale ricadono le piogge critiche necessarie per il calcolo della rete fognaria che sottende limitate estensioni di bacini.

Lo studio idrologico sopra descritto permette di valutare le altezze di pioggia critiche corrispondenti al tempo di corrivazione scelto per vari tempi di ritorno.

Le portate meteoriche assunte per il dimensionamento dei collettori fognari in esame sono state calcolate con il metodo della corrivazione, applicando la seguente formula:

$$Q_{B, \max} = \frac{C \cdot A \cdot i_c(t = T_c, T)}{3,6} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

con:

C, coefficiente di deflusso (adimensionale);

A, superficie dell'area di raccolta sottesa dalla sezione di misura (Km<sup>2</sup>).

$$i_c = \frac{H_{crit}(t = T_c, T)}{T_c}, \text{ intensità critica di pioggia ricavata dalla curva di probabilità}$$

pluviometrica per tempo di ritorno T e tempo di corrivazione T<sub>c</sub>  
(mm/ora);

T<sub>c</sub>, tempo di corrivazione determinato con la formula proposta da Giandotti e modificata da Aronica e Paltrinieri per consentirne l'applicazione nel caso di bacini piccoli:

$$T_c = \frac{1}{0,80 \cdot \sqrt{\Delta H}} \cdot \sqrt{A + 1,5 \cdot L} \quad (\text{ore})$$

con:

L, lunghezza del percorso idraulico più lungo (Km)

z<sub>max</sub>, quota massima dell'area di raccolta (m)

z<sub>min</sub>, quota della sezione di chiusura (m)

$$\Delta H = z_{max} - z_{min} \quad (m)$$

M e d sono due costanti numeriche i cui valori sono in funzione, rispettivamente, del tipo di utilizzazione del suolo e della permeabilità dei terreni; nel caso specifico, trattandosi di terreni coperti prevalentemente da prato permanente, M = 0,167, ed essendo gli stessi mediamente permeabili, d = 1,270.

Il coefficiente di deflusso C è definito come coefficiente di assorbimento dei terreni, o delle superfici scolanti, seppure dipenda da altri fattori, esso rappresenta il rapporto tra il volume di acqua defluita attraverso la sezione considerata nel tempo T ed il volume meteorico affluito al bacino nello stesso tempo. Questo coefficiente dipende da numerosi fattori come l'intensità di pioggia e la sua durata, il grado di umidità atmosferica, la natura dei terreni, ecc. Nel caso in esame, però, poiché si tratta di piccoli bacini, interessati da eventi di notevole intensità e breve durata, molti di questi fattori influiscono in misura poco rilevante. In progetti di fognature e per piogge di durata di un'ora, i valori di C comunemente adottati, vanno da 0,1 per bacini interessati da giardini, boschi e parchi, a 0,7-0,8 per bacini interessati da costruzioni civili e urbanizzazione con notevole intensità edilizia.

Per il presente progetto si è adottato un coefficiente di deflusso pari a 0,70.

La valutazione del tempo di corrivazione è indispensabile per la stima delle portate di piena perché le piogge critiche sono quelle, di durata uguale o alquanto superiore al tempo di corrivazione del bacino. La valutazione del tempo di corrivazione può eseguirsi in maniera molto semplice come rapporto tra la lunghezza del collettore in esame ed una velocità fittizia che tiene conto delle caratteristiche geometriche e topografiche del bacino (per esse si possono adottare valori compresi tra 1,00 e 1,50 m/sec) (Viparelli) o applicando formule del tipo sperimentale come quella del Giandotti. Nel caso specifico si fa riferimento al metodo del Giandotti.

L'intensità di pioggia letta sulla curva è stata fissata in relazione al tempo di corrivazione, valutato per ogni singola area di raccolta, ed al tempo di ritorno fissato per opere di questo tipo pari a 20 anni.

Sulla base degli elementi precedenti si è potuto procedere ad un calcolo delle portate meteoriche, operando come segue.

Per la rete di smaltimento delle acque meteoriche mediante caditoie e collettori di convogliamento, sono stati individuati i tratti del collettore a pendenza costante e quindi le relative sezioni di calcolo. In particolare, è stata fissata una sezione costante per l'intero sviluppo del collettore, determinando in tal modo le sezioni di calcolo, corrispondenti alla sezioni più a valle di ciascun tratto a diversa pendenza. Per il collettore di progetto è stato individuato il bacino di deflusso ad esso relativo, sotteso dalle sezioni di calcolo di cui sopra e sono stati misurati i valori dell'area di superficie sottesa da queste ultime e la lunghezza del relativo percorso idraulico più lungo.

Attraverso le curve di probabilità è stato determinato il valore delle altezze critiche di pioggia e quindi delle relative intensità di pioggia per un tempo di ritorno di 20 anni e in relazione al tempo di corrivazione calcolato con la formula di Giandotti per il bacino in esame.

Per ciascuna sezione si è quindi applicata la relazione per il calcolo della portata meteorica.

I risultati dei calcoli sono riportati nella *Tabella 4, 5 e 6*, dove il significato dei simboli usati è stato specificato in precedenza.

#### ***Dimensionamento dei collettori e della tubazioni di raccolta***

Per tutti i tronchi del collettore delle acque meteoriche, si è scelto di adottare tubazione in P.E.A.D. strutturato a doppia parete, interna liscia ed esterna corrugata, con classe di rigidità anulare SN 8 KN/m<sup>2</sup>.

Per il dimensionamento idraulico del collettore previsto in progetto, si è fatto ricorso alle scale delle portate di moto uniforme relative alle sezioni fognarie da adottare, applicando la seguente formula di Chezy:

$$Q^* = A \cdot \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove risulta noto il significato dei vari termini e dove  $\chi$  è fornito dalla formula di Bazin:

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

in cui si è posto per  $\gamma$  il valore di 0,10 valido per tubazioni in P.E.A.D.

Al fine di trovare la sezione della tubazione, sono state predisposte preliminarmente le scale di deflusso contenenti i valori della portata e della velocità specifica per il tipo di sezione da impiegare e in funzione del grado di riempimento (le stesse sono riportate nelle *Tabella 6*).

Si sono riportati i valori delle portate meteoriche specifiche sulle scale di deflusso e sono state scelte le sezioni sufficienti allo smaltimento delle portate meteoriche con un grado di riempimento massimo pari all'80%.

Poiché non risulta utile nel caso specifico variare con continuità le dimensioni o la geometria dei collettori, si è fissato una sezione tipo di dimensioni uniformi lungo il percorso dei collettori stessi.

La sezione è stata scelta rispettando anche il vincolo progettuale di contenere la velocità massima al di sotto di 5 m/sec, per evitare un rapido deterioramento della superficie del collettore specie a causa delle particelle sabbiose trasportate dall'acqua.

I risultati dei calcoli di verifica della tubazione si riferiscono alla portata effettivamente transitante in condizioni di massima piena. Essi sono stati ricavati dalle scale di deflusso per la sezione prescelta, nota la portata meteorica specifica relativa ad ogni tratto, attraverso una interpolazione lineare fra i valori immediatamente inferiore e immediatamente superiore del tirante d'acqua  $Y$ . Noto  $Y$  è stato possibile determinare la sezione liquida  $A$ , il grado di riempimento e la velocità del liquido transitante. Con  $Q_{80\%}$  si è indicata la portata che la tubazione è in grado di smaltire per un grado di riempimento dell'80% in corrispondenza ad ogni sezione di calcolo.

Per calcolare il valore della velocità del liquido convogliato, occorre determinare la superficie bagnata  $A$  della sezione del tubo considerato. Per tale scopo si utilizzano la nota formula per il calcolo dell'area di un segmento circolare.

Essendo nota la portata Q e calcolata la superficie bagnata A della sezione del tubo, si calcola la velocità V del liquido convogliato con la seguente relazione:

$$V = \frac{Q}{A}$$

I calcoli esecutivi di tale impianto sono allegati alla relazione, il disegno esecutivo è allegato al progetto esecutivo.

### ***2.3 Caratteristiche generali dei sistemi di smaltimento delle acque meteoriche***

Dai risultati dei calcoli effettuati si è deciso di impiegare un diametro commerciale per i collettori di ciascuna strada pari a DN 250 mm.

La condotta sarà collocata ad una profondità media di circa 2,00 m dal piano finito delle pavimentazioni, a seguito della realizzazione degli scavi a sezione obbligata e della formazione di un letto di posa con materiale arido.

La raccolta delle acque meteoriche sarà assicurata da un sistema di pendenze della pavimentazione a schiena d'asino atta a formare impluvi che convoglieranno le acque in caditoie lineari distribuite lungo i lati lunghi del campo in modo da agevolare il deflusso e nel contempo di evitare il ristagno delle acque; lo scarico delle stesse caditoie sarà realizzato attraverso condutture in P.E.A.D. del diametro di 250 mm direttamente collegate alla condotta principale per mezzo dei relativi pozzetti di ispezione o di braghe e ai pozzi disperdenti.

I pozzetti di ispezione saranno del tipo in calcestruzzo vibrato realizzato secondo norme UNI EN 1917:2004 e provvisto di marcatura CE, con dimensioni 40x40 cm, con classe di resistenza 50 kN, rivestito nel fondo con vasca in PRFV, o PE, PP, o in poliuretano rinforzato, provvisto di canale di scorrimento atto a garantire la continuità idraulica e l'assenza di fenomeni di accumulo, compreso di manicotti di innesto per tubi in PE, predisposti alle angolazioni necessarie e dotati di guarnizione di tenuta a norma UNI EN 681, in grado di garantire una tenuta idraulica di 0,5 bar, con sopralzi di diversa altezza, in grado di garantire una tenuta idraulica di 0,3 bar, con inseriti pioli antiscivolo a norma UNI EN 13101, elemento di copertura idoneo al transito di mezzi pesanti con classe di resistenza verticale 150 kN.

I pozzetti saranno provvisti di chiusino in ghisa sferoidale UNI EN 1563, costruita secondo le norme UNI EN124.

### 3. IMPIANTO DI IRRIGAZIONE

L'impianto d'irrigazione, adeguato alle esigenze del campo, sarà costituito da sei irrigatori dinamici a scomparsa con meccanismo di rotazione a turbina idraulica e demoltiplicatore lubrificato ad acqua, completi di statori autoregolanti e di torretta telescopica, per gittate di oltre 40 m, adeguate alla totale copertura del campo, posizionati al di fuori del campo per destinazione insieme ai relativi pozzetti (tre per ogni lato lungo). L'impianto sarà automatizzato con centralina di programmazione a settori, con relative elettrovalvole automatiche con comando elettrico di apertura e chiusura. L'irrigazione del campo serve principalmente per diminuire la temperatura al suolo che si genererebbe nei mesi caldi, per stabilizzare l'intasamento dopo le manutenzioni, per rendere la superficie veloce per lo scorrimento del pallone e quindi del giuoco, ed in ultima analisi per ovviare nei mesi caldi alla scarsa piovosità. Gli irrigatori, posizionati all'interno dei pozzetti insieme alle elettrovalvole, sono collegati tra loro con una struttura ad anello.

Le gittate di un irrigatore 1½" sono da 24 a 40 m per una pressione del flusso di circa 5,5 bar e una portata maggiore di 8 m<sup>3</sup>/h.

La tubazione dell'anello di irrigazione sarà in polietilene, di diametro variabile come da calcolo, posta interrata ad una profondità non minore di m. 0.50 dal piano esterno.

Sul tronco di tubazione che congiungerà la rete di irrigazione con la condotta di derivazione, partente dalla rete di distribuzione idrica generale e già predisposta, si inserirà una saracinesca di chiusura, alloggiata in apposito pozzetto, avente un chiusino in ghisa, per l'esclusione della rete d'irrigazione dal resto del complesso.

L'impianto di irrigazione costituito da:

- Elettroprogrammatore a 6 settori espandibile;
- Sensore per l'interruzione del ciclo di irrigazione in caso di pioggia;
- N.6 elettrovalvole automatiche a membrana, normalmente chiusa, per comando elettrico in 24V, per pressioni fino a 15 bar, resistente alle alte temperature e agli sbalzi di pressione, configurabili per montaggio ad angolo o in linea;
- N.6 irrigatori dinamici a scomparsa con meccanismo di rotazione a turbina idraulica e demoltiplicatore lubrificato ad acqua, completi di statori autoregolanti e di torretta telescopica, per gittate di oltre 40 m;
- Cavi elettrici isolati in polietilene per diretto interrimento, a norme UL con tensione nominale di 600V; - Connettori per cavi elettrici riempiti di gel isolante per connessioni in ambienti umidi o interrati;
- N.6 pozzetti in resina sintetica, dim. cm.48x65x31;
- Raccorderia a compressione PN16 per tubi in Polietilene.

Il completo controllo delle funzioni irrigue sarà affidato ad un programmatore in grado di gestire l'intervento sequenziale di un massimo di 12 settori, ognuno dei quali potrà essere attivato per un tempo impostabile a piacere fra 1 e 90 minuti.

La pianificazione della frequenza di attivazione dei cicli irrigui contemplerà la possibilità di 6 avviamenti giornalieri su un calendario ripetitivo di 14 giorni attivi specificata ad intervalli.

Il sistema di comando sarà del tipo elettrico in 24 V.; incorporata nei sei irrigatori (posti nel alto lungo del campo ed esterni al campo di destinazione) è servoassistita da un solenoide collegato al programmatore tramite un cavetto comune e un cavetto di segnale: disattivato mantiene la valvola chiusa.

### **3.1 Dimensionamento e calcoli della rete idrica**

Di seguito si descrive la procedura di calcolo, con riferimento alla norma UNI 9182, adottata per il dimensionamento e la verifica della rete di irrigazione.

Il dimensionamento delle tubazioni viene condotto allo scopo di garantire le condizioni affinché l'apparecchio posto nelle condizioni più sfavorevoli di utilizzazione sia alimentato con il prescritto valore di portata durante i periodi nei quali nella rete si verificano le richieste di punta. A tal fine il metodo applicato tiene conto dei seguenti dati di partenza:

- portata massima contemporanea per ogni tronco e per l'intera rete;
- pressione utilizzabile o di progetto;
- massime velocità ammissibili.

Il calcolo della portata massima contemporanea è eseguito con il metodo delle unità di carico, dove con tale termine si indica il valore, assunto convenzionalmente, che tiene conto della portata di un punto di erogazione, delle sue caratteristiche dimensionali e funzionali e della sua frequenza d'uso. Ad ogni punto di erogazione corrisponde un determinato valore di unità di carico.

La norma fornisce le curve che rappresentano graficamente la funzione matematica determinata sperimentalmente fra unità di carico (UC) e portata d'acqua (q) per il tipo di distribuzione impiegato per gli impianti progettati, ossia con vasi igienici dotati di cassette di scarico, oltre che le tabelle delle unità di carico per punto di erogazione (tabella D.3.1) e quelle che forniscono il valore della portata contemporanea in corrispondenza delle unità di carico (tabella D.4.2.1).

Il calcolo della pressione utilizzabile (o di progetto)  $P_{pr}$  va eseguito mediante la sommatoria di:

- pressione dinamica da garantire all'utenza posta nella condizione più sfavorevole che la norma prescrive non inferiore a 50 kPa (Norma UNI 9182 punto 8.6.3) per la tipologia di impianto in esame;

- differenza di quota fra il punto di alimentazione e detta utenza;
- perdite di pressione nelle tubazioni in corrispondenza della portata massima contemporanea, ottenuta come somma delle perdite lineari e delle perdite accidentali anche in funzione della temperatura dell'acqua distribuita, determinate secondo la procedura di seguito illustrata.

Pertanto si ha:

$$P_{pr} = \Delta z_{\max} + P_d + \sum i \cdot L_i + \sum P_{c,i} = \Delta z_{\max} + P_d + \Delta h_{tot}$$

in cui:

- $P_{pr}$  è la pressione di progetto;
- $\Delta z_{\max}$  è il dislivello geometrico fra l'origine della rete e il punto di erogazione più sfavorito;
- $P_d$  è la pressione minima richiesta a monte del punto di erogazione più sfavorito;
- $i$  è la perdita di carico lineare unitaria;
- $L_i$  è la lunghezza dell' $i$ -simo tratto di rete che collega l'origine al punto di erogazione più sfavorito;
- $P_{c,i}$  sono le perdite di carico concentrate o accidentali del singolo tratto di rete che collega l'origine al punto di erogazione più sfavorito;
- $\Delta h_{tot}$  è la somma delle perdite di carico lineari e concentrate complessive del percorso più sfavorito.

Pertanto si ha:

$$P_{pr} = \Delta h + P_d + J \cdot L + P_a \quad (1)$$

in cui:

- $P_{pr}$  è la pressione di progetto (m c.a.);
- $\Delta h$  è il dislivello geometrico fra l'origine della rete e il punto di erogazione più sfavorito, (m c.a.);
- $P_{min}$  è la pressione minima richiesta a monte del punto di erogazione più sfavorito (m c.a.);
- $J$  è la perdita di carico lineare (m c.a./m);
- $L$  è la lunghezza della rete che collega l'origine al punto di erogazione più sfavorito (m);
- $P_a$  sono le perdite di carico concentrate o accidentali (m c.a.)

Note le portate massime contemporanee  $Q$  di ciascun ramo, si procede al dimensionamento di massima dei relativi diametri, fissando una velocità  $v$  dell'acqua pari a 1,30 m/s. L'espressione adottata è ottenuta esplicitando i termini della seguente relazione:

$$A = \frac{Q}{v}$$

in cui  $A$  è l'area della sezione trasversale della tubazione. Il diametro interno di massima è pertanto ricavato come segue:

$$D_{mass} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,001 \cdot Q}{\pi \cdot v}}$$

dove  $Q$  è espressa in l/s e  $v$  in m/s.

Il diametro da assegnare al singolo ramo sarà dato dal diametro commerciale prossimo a quello di massima.

Noto il diametro è possibile determinare la velocità effettiva  $v_{eff}$  e, quindi, le perdite di carico piezometrico continue e localizzate. Considerate le modeste dimensioni dei diametri impiegati, per il calcolo della cadente piezometrica viene adottata la seguente espressione:

$$J = 7 \cdot 10^5 \frac{Q^{1,8}}{\phi^{4,7}}$$

in cui  $Q$  è in l/s e  $\phi$  in millimetri.

Le perdite di carico continue di ogni ramo sono pari a:

$$P_c = \Delta h_c = J \cdot L$$

in cui  $L$  è la lunghezza complessiva del ramo espressa in m.

Le perdite di carico accidentali sono determinate applicando specifici coefficienti  $\xi$ , associati a ciascun tipo di resistenza, all'altezza cinetica media del ramo, ossia:

$$\Delta h_a = \xi \frac{v^2}{2g}$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità pari a 9,81 m<sup>2</sup>/s.

Le perdite di carico complessive di ciascun ramo del tragitto in esame sono ottenute dalla somma delle perdite di carico continue e localizzate.

$$\Delta h = \Delta h_c + \Delta h_a$$

Sommando le perdite di carico complessive di ciascun ramo appartenente al medesimo tragitto in esame, si ottiene la perdita di carico totale dell'intero tragitto  $\Delta h_{tot}$ .

Per assicurare a tutte le utenze dell'impianto le portate di progetto, il carico piezometrico in corrispondenza di ciascun rubinetto erogatore e in condizioni di massima portata contemporanea erogata, dovrà essere superiore a 5 m c.a., corrispondente ad una pressione di circa 0,50 atm. Per evitare, invece, di danneggiare le rubinetterie, il carico piezometrico totale dovrà essere limitato da un valore massimo di 45 m, corrispondente a circa 4,50 atm., in condizioni di portata erogata nulla (rubinetti tutti chiusi).

I risultati dei calcoli di dimensionamento e verifica delle tubazioni sono riportati di seguito, mentre i disegni esecutivi dell'impianto è allegato al progetto esecutivo.

CALCOLO RETE IDRICA IRRIGAZIONE CAMPO DI CALCIO														
Ramo	Q l/s	D <sub>mas</sub> mm	Tipo	φ <sub>est</sub> mm	φ <sub>int</sub> mm	L m	J	JL m	v m/s	Σξ	Σξv <sup>2</sup> /2g m	Δh m	Δh tot m	□
Tronco 1	1,90	31,12	Polipropilene	40,00	34,0	28,00	0,14	3,95	2,90	1,00	0,43	4,37	4,37	Verificato
Tronco2	1,90	32,44	Polipropilene	40,00	34,0	1,50	0,14	0,21	2,90	1,00	0,43	0,64	0,64	Verificato
Tronco 3	1,65	30,23	Polipropilene	40,00	34,0	53,00	0,11	5,79	2,50	1,00	0,32	6,11	6,11	Verificato
Tronco 4	1,45	31,18	Polipropilene	40,00	34,0	53,00	0,09	4,59	2,20	1,00	0,25	4,84	4,84	Verificato
Tronco 5	1,18	26,75	Polipropilene	40,00	34,0	63,00	0,06	3,77	1,80	1,00	0,17	3,93	3,93	Verificato
Tronco 6	0,90	22,33	Polipropilene	40,00	34,0	53,00	0,04	1,95	1,30	1,00	0,09	2,03	2,03	Verificato
Tronco 7	0,70	20,61	Polipropilene	40,00	34,0	53,00	0,02	1,24	1,00	1,00	0,05	1,29	1,29	Verificato
													23,21	

Δh <sub>tot</sub> =	<b>23,21</b>
------------------------	--------------

**FASCICOLO DI CALCOLO IMPIANTO SMALTIMENTO  
ACQUE METEORICHE**

**TABELLA 1 - OSSERVAZIONI AL  
PLUVIOMETRO**

STAZIONI PLUVIOMETRICHE DI: Vallelunga, Valledolmo e Marianopoli

BACINI : Platani

Anni di

osservazione

41

Anno	INTERVALLO DI ORE									
	1		3		6		12		24	
	h(mm)	$X^2=(h_i-M)^2$	h(mm)	$X^2=(h_i-M)^2$	h(mm)	$X^2=(h_i-M)^2$	h(mm)	$X^2=(h_i-M)^2$	h(mm)	$X^2=(h_i-M)^2$
1970	36,8	246,87	42,2	191,79	49,8	217,02	60,4	273,14	61,4	70,31
1971	15,4	32,35	24,4	15,61	33,2	3,49	53,4	90,76	53,4	0,15
1972	16,2	23,89	26,4	3,81	53,8	350,88	93,2	2433,14	120,4	4540,79
1973	16,2	23,89	36,4	64,78	49,0	194,09	55,0	123,81	59,0	35,82
1974	47,6	702,90	56,6	797,99	56,6	463,61	56,6	161,97	56,6	12,85
1975	16,8	18,39	27,8	0,30	33,6	2,16	44,2	0,11	53,8	0,62
1976	33,8	42,60	42,6	42,60	42,6	63,00	63,0	79,40	79,4	696,19
1977	18,8	5,23	18,8	91,23	27,2	61,91	36,8	50,03	53,2	0,03
1978	10,0	122,94	15,8	157,53	26,6	71,71	32,2	136,26	35,0	324,53
1979	18,0	9,53	30,8	6,00	40,2	26,33	40,8	9,44	57,6	21,03
1980	15,8	27,96	22,0	40,34	30,0	25,69	36,8	50,03	44,8	67,48
1981	16,0	25,89	20,6	60,08	25,0	101,37	36,6	52,90	55,4	5,69
1982	22,2	1,24	24,4	15,61	24,4	113,81	25,6	333,91	35,8	296,34
1983	16,6	20,14	27,8	0,30	37,4	5,44	40,8	9,44	68,0	224,56
1984	15,2	34,67	18,4	99,03	23,6	131,52	44,0	0,02	49,2	14,55
1985	20,8	0,08	31,2	8,12	42,8	59,78	49,6	32,80	56,2	10,15
1986	39,0	320,85	44,2	251,18	44,2	83,39	44,2	0,11	44,4	74,21
1987	20,0	1,18	29,6	1,56	46,4	128,41	48,2	18,72	49,0	16,12
1988	13,2	62,22	16,6	138,09	23,6	131,52	27,0	284,70	39,0	196,41
1989	10,2	118,54	18,6	95,09	30,0	25,69	47,0	9,78	64,2	125,11
1990	15,0	37,06	19,4	19,40	19,8	19,80	27,2	277,99	29,6	548,25
1991	21,6	0,26	30,4	4,20	30,6	19,97	30,6	176,18	30,6	502,42
1992	12,6	72,04	22,8	30,82	31,8	10,68	53,4	90,76	66,8	190,04
1993	30,4	86,72	40,0	135,69	40,0	24,32	40,0	15,00	66,8	190,04
1994	24,4	10,97	33,8	29,69	36,4	1,77	44,4	0,28	43,4	92,44
1995	30,6	90,48	37,0	74,80	38,8	13,93	39,0	23,75	57,4	19,23
1996	25,6	20,36	35,4	49,69	43,6	72,79	49,4	30,55	57,2	17,52
1998	20,6	0,24	21,8	42,92	29,2	34,44	47,2	11,07	58,4	29,00
1999	4,6	271,85	8,0	414,17	11,8	541,41	15,8	788,10	26,8	687,21
2000	53,0	1018,39	57,8	867,23	57,8	516,73	57,8	193,96	58,0	24,85
2002	20,6	0,24	22,6	33,08	27,4	58,80	27,6	264,82	27,6	645,90
2003	14,2	47,44	22,8	30,82	27,6	55,78	36,6	52,90	45,0	64,23
2004	15,2	34,67	22,0	40,34	31,8	10,68	45,8	3,71	60,8	60,61
2005	15,6	30,12	18,2	103,05	19,2	251,80	36,6	52,90	47,8	27,19
2006	39,4	335,34	39,4	122,08	39,4	18,76	39,4	20,01	41,0	144,35
2007	23,6	6,31	33,4	25,49	40,6	30,60	40,6	10,71	48,6	19,49
2008	20,6	0,24	31,2	8,12	45,0	98,64	65,2	454,83	81,4	805,73
2010	16,2	23,89	27,8	0,30	35,2	0,02	49,8	35,13	53,2	0,03

2011	9,6	131,97	18,0	107,15	29,8	27,75	42,6	1,62	50,8	4,90
2012	17,8	10,81	18,0	107,15	25,6	89,65	38,0	34,49	50,2	7,92
2013	14,8	39,54	27,4	0,90	36,4	1,77	36,4	55,85	36,4	276,05

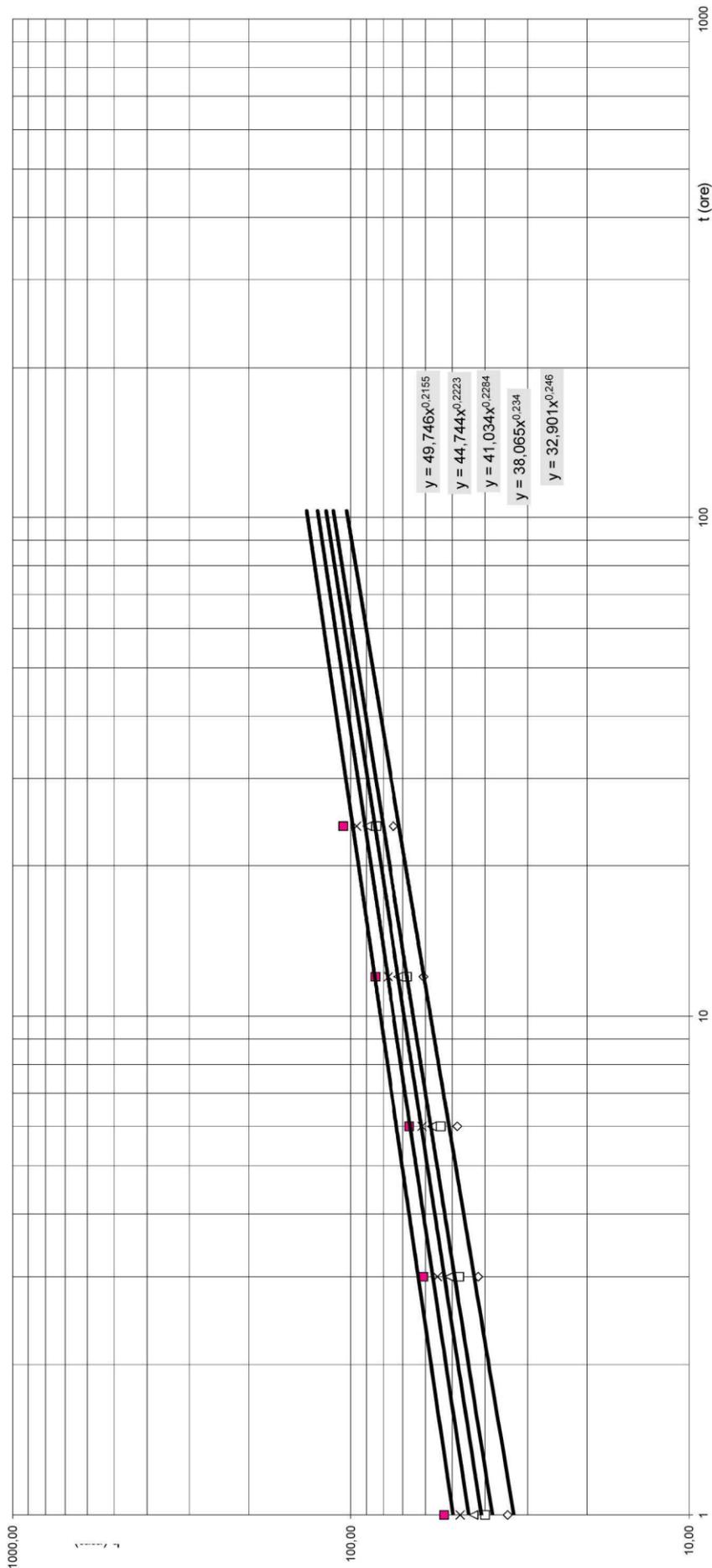
**TABELLA 2 - ELABORAZIONI STATISTICHE - METODO DI GUMBEL**

N=	41	41	41	41	41	41
$M = \frac{\sum h_i}{N}$	21,09	28,35	35,07	43,87	53,01	
$\sum X^2$	4110,28	4328,11	4160,92	6745,06	11090,35	
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum X^2}{N-1}}$	10,14	10,40	10,20	12,99	16,65	
$\alpha = 1,283 / \sigma$	0,13	0,12	0,13	0,10	0,08	
$\beta = M - 0,5772 / \alpha$	16,53	23,67	30,48	38,03	45,52	

**TABELLA 3 - ALTEZZE DI PIOGGIA DI MASSIMA INTENSITA'**

Tempo di ritorno		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
10 anni	hmax=	34,31 mm	41,92 mm	48,37 mm	60,81 mm	74,73 mm
20 anni	hmax=	39,99 mm	47,75 mm	54,09 mm	68,09 mm	84,07 mm
30 anni	hmax=	43,27 mm	51,11 mm	57,38 mm	72,28 mm	89,45 mm
50 anni	hmax=	47,36 mm	55,31 mm	61,50 mm	77,52 mm	96,16 mm
100 anni	hmax=	52,87 mm	60,97 mm	67,05 mm	84,59 mm	105,23 mm

# CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA



**TABELLA 4.a - PORTATE DI PIENA  
SEZ.1**

SEZIONE: 1

DATI SUL BACINO IMBRIFERO

Superficie scolante	A=	0,0030 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L=	0,200 Km
Quota massima	zmax=	0,18 m
Quota minima	zmin=	-0,40 m
Quota media	Zmed=	-0,11 m
Dislivello medio	ΔH=	0,29 m
Tempo di corrivazione:		
costante tipo di copertura	M=	0,167
costante permeabilità	d=	1,270
Giandotti modificata	tc=	1,30 ore

**Curva di probabilità pluviometrica Gumbel**

Deflusso	C=	0,70	Giandotti modificata			
Tr	a	n	tc	h	ic	Q
10	32,9010	0,2460	1,30	35,07	27,06	0,02
<b>20</b>	<b>38,0650</b>	<b>0,2340</b>	<b>1,30</b>	<b>40,44</b>	<b>31,21</b>	<b>0,02</b>
30	41,0340	0,2284	1,30	43,54	33,60	0,02
50	44,7440	0,2223	1,30	47,40	36,58	0,02
100	49,7460	0,2155	1,30	52,60	40,59	0,02

Tempo di ritorno Tr= 20 anni:

Portata max:  $Q_A = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$

**TABELLA 4b - PORTATA MASSIMA SCARICHI CADOTOIE**

BACINO:	SUPERFICIE SCOLANTE MASSIMA
SEZIONE:	1

DATI SULLA SUPERFICIE SCOLANTE	
Superficie scolante	A= 0,0030 Km <sup>2</sup>
Lunghezza percorso idraulico più lungo	L= 0,200 Km
Quota massima	z <sub>max</sub> = 0,18 m
Quota minima	z <sub>min</sub> = -0,40 m
Quota media	Z <sub>med</sub> = -0,11 m
Dislivello medio	ΔH= 0,29 m
Tempo di corrivazione:	
Giandotti	tc= 1,20 ore

Deflusso		C=	Giandotti			
Tr	a	n	tc	h	ic	Q (mc/s)
20	38,0650	0,2340	1,20	39,76	33,00	0,0193

**TABELLA 5 - RIEPILOGO CALCOLO PORTATE METEORICHE MASSIME**

		COLLETTORE PRINCIPALE	SCARICHI CADITOIE PUNTUALI
		SEZ.1	SEZ.1
DATI BACINO	A (Km <sup>2</sup> )	0,0030	0,0030
	L (Km)	0,2	0,2
	z <sub>max</sub> (m)	0,18	0,18
	z <sub>min</sub> (m)	-0,40	-0,40
	z <sub>med</sub> (m)	-0,11	-0,11
	DH (m)	0,29	0,29
	C	0,70	0,7
RISULTATI	a	38,065	38,065
	n	0,234	0,234
	T <sub>c</sub> (ora)	1,30	1,20
	H <sub>crit</sub> (mm)	40,44	39,76
	i <sub>c</sub> (mm/ora)	31,21	33,00
	Q (m <sup>3</sup> /s)	0,02	0,019

**TAB.6 - SCALA DELLE PORTATE UNIFORMI COLLETTORE**

SEZIONE: **Collettori principali**

Dati sulla sezione:

FORMULE UTILIZZATE

Tipo sezione: CIRCOLARE  
 TUBAZIONE: Pead  
 Diametro esterno: 250 mm  
 Spessore: 17,0 mm  
 Diametro interno: 0,216 m  
 Coeffic. di Bazin 0,10

$$Q_0 = A_0 \times \chi_0 \times \sqrt{R_0} * i \quad \text{Chezy}$$

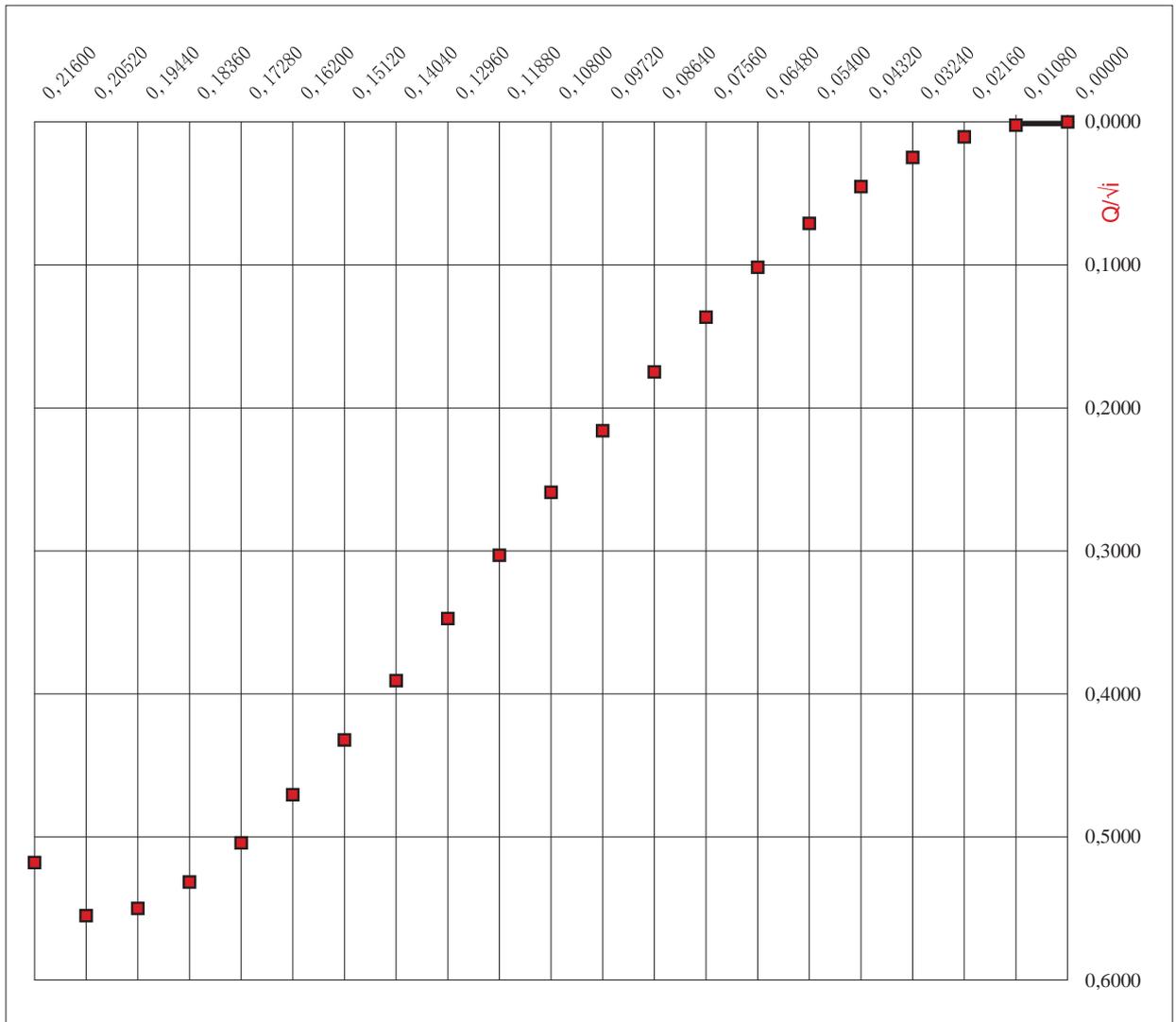
$$\chi = \frac{0,87}{1 + \frac{\gamma}{R}} \quad \text{Bazin}$$

Calcolo portata per pendenza

0,02

N°	Y (m)	φ (rad)	A (mq)	%	R (m)	Q/i (mc/sec)	0,02		Q (mc/sec)	V (m/sec)	Q (mc/sec)	V (m/sec)	Q (mc/sec)	V (m/sec)
							Q (mc/sec)	V (m/sec)						
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	***	***	***	***	***	***
1	0,01080	0,9021	0,0007	0,050	0,0070	0,0023	0,0003	0,471	***	***	***	***	***	***
2	0,02160	1,2870	0,0019	0,100	0,0137	0,0105	0,0015	0,777	***	***	***	***	***	***
3	0,03240	1,5908	0,0034	0,150	0,0201	0,0249	0,0035	1,021	***	***	***	***	***	***
4	0,04320	1,8546	0,0052	0,200	0,0260	0,0452	0,0064	1,226	***	***	***	***	***	***
5	0,05400	2,0944	0,0072	0,250	0,0317	0,0710	0,0100	1,402	***	***	***	***	***	***
6	0,06480	2,3186	0,0092	0,300	0,0369	0,1017	0,0144	1,555	***	***	***	***	***	***
7	0,07560	2,5322	0,0114	0,350	0,0418	0,1365	0,0193	1,689	***	***	***	***	***	***
8	0,08640	2,7389	0,0137	0,400	0,0463	0,1749	0,0247	1,807	***	***	***	***	***	***
9	0,09720	2,9413	0,0160	0,450	0,0503	0,2160	0,0305	1,910	***	***	***	***	***	***
10	0,10800	3,1416	0,0183	0,500	0,0540	0,2590	0,0366	1,999	***	***	***	***	***	***
11	0,11880	3,3419	0,0207	0,550	0,0572	0,3030	0,0429	2,075	***	***	***	***	***	***
12	0,12960	3,5443	0,0230	0,600	0,0600	0,3473	0,0491	2,139	***	***	***	***	***	***
13	0,14040	3,7510	0,0252	0,650	0,0622	0,3907	0,0552	2,191	***	***	***	***	***	***
14	0,15120	3,9646	0,0274	0,700	0,0640	0,4321	0,0611	2,231	***	***	***	***	***	***
15	0,16200	4,1888	0,0295	0,750	0,0652	0,4704	0,0665	2,257	***	***	***	***	***	***
16	0,17280	4,4286	0,0314	0,800	0,0657	0,5042	0,0713	2,269	***	***	***	***	***	***
17	0,18360	4,6924	0,0332	0,850	0,0655	0,5315	0,0752	2,264	***	***	***	***	***	***
18	0,19440	4,9962	0,0347	0,900	0,0644	0,5500	0,0778	2,239	***	***	***	***	***	***
19	0,20520	5,3811	0,0360	0,950	0,0619	0,5550	0,0785	2,183	***	***	***	***	***	***
20	0,21600	6,2832	0,0366	1,000	0,0540	0,5179	0,0732	1,999	***	***	***	***	***	***

## DIAGRAMMA DI DEFLUSSO SPECIFICO - SEZ. CIRCOLARE



**TAB.7 - SCALE PORTATE UNIFORMI SCARICHI CADITOIE**

SEZIONE: <b>Scarichi caditoie puntuali</b>	
Dati sulla sezione:	FORMULE UTILIZZATE
Tipo sezione: CIRCOLARE	$Q_o = A_o \times \chi_o \times \sqrt{R_o} * i \quad \text{Chezy}$ $\chi_o = \frac{148}{1 + \frac{2}{\sqrt{R}}} \quad \text{Bazin}$
TUBAZIONE: Pead	
Diametro esterno: 250 mm	
Spessore: 17,0 mm	
Diametro interno: 0,22 m	
Coeffic. di Bazin: 0,06	

Calcolo portata per pendenza							0,05					
N°	Y (m)	φ (rad)	A (mq)	%	R (m)	Q/√i (mc/sec)	Q (mc/sec)	V (m/sec)	Q (mc/sec)	V (m/sec)	Q (mc/sec)	V (m/sec)
0	0,00000	0,0000	0,0000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	***	****	***	****
1	0,01080	0,9021	0,0007	0,050	0,0070	0,0029	0,0007	0,951	***	****	***	****
2	0,02160	1,2870	0,0019	0,100	0,0137	0,0129	0,0029	1,507	***	****	***	****
3	0,03240	1,5908	0,0034	0,150	0,0201	0,0298	0,0067	1,936	***	****	***	****
4	0,04320	1,8546	0,0052	0,200	0,0260	0,0534	0,0119	2,289	***	****	***	****
5	0,05400	2,0944	0,0072	0,250	0,0317	0,0830	0,0185	2,589	***	****	***	****
6	0,06480	2,3186	0,0092	0,300	0,0369	0,1178	0,0263	2,849	***	****	***	****
7	0,07560	2,5322	0,0114	0,350	0,0418	0,1572	0,0351	3,075	***	****	***	****
8	0,08640	2,7389	0,0137	0,400	0,0463	0,2003	0,0448	3,272	***	****	***	****
9	0,09720	2,9413	0,0160	0,450	0,0503	0,2463	0,0551	3,444	***	****	***	****
10	0,10800	3,1416	0,0183	0,500	0,0540	0,2944	0,0658	3,593	***	****	***	****
11	0,11880	3,3419	0,0207	0,550	0,0572	0,3436	0,0768	3,720	***	****	***	****
12	0,12960	3,5443	0,0230	0,600	0,0600	0,3928	0,0878	3,827	***	****	***	****
13	0,14040	3,7510	0,0252	0,650	0,0622	0,4412	0,0986	3,912	***	****	***	****
14	0,15120	3,9646	0,0274	0,700	0,0640	0,4874	0,1090	3,978	***	****	***	****
15	0,16200	4,1888	0,0295	0,750	0,0652	0,5301	0,1185	4,021	***	****	***	****
16	0,17280	4,4286	0,0314	0,800	0,0657	0,5679	0,1270	4,041	***	****	***	****
17	0,18360	4,6924	0,0332	0,850	0,0655	0,5988	0,1339	4,033	***	****	***	****
18	0,19440	4,9962	0,0347	0,900	0,0644	0,6201	0,1387	3,992	***	****	***	****
19	0,20520	5,3811	0,0360	0,950	0,0619	0,6269	0,1402	3,899	***	****	***	****

## DIAGRAMMA DI DEFLUSSO SPECIFICO - SEZ. CIRCOLARE

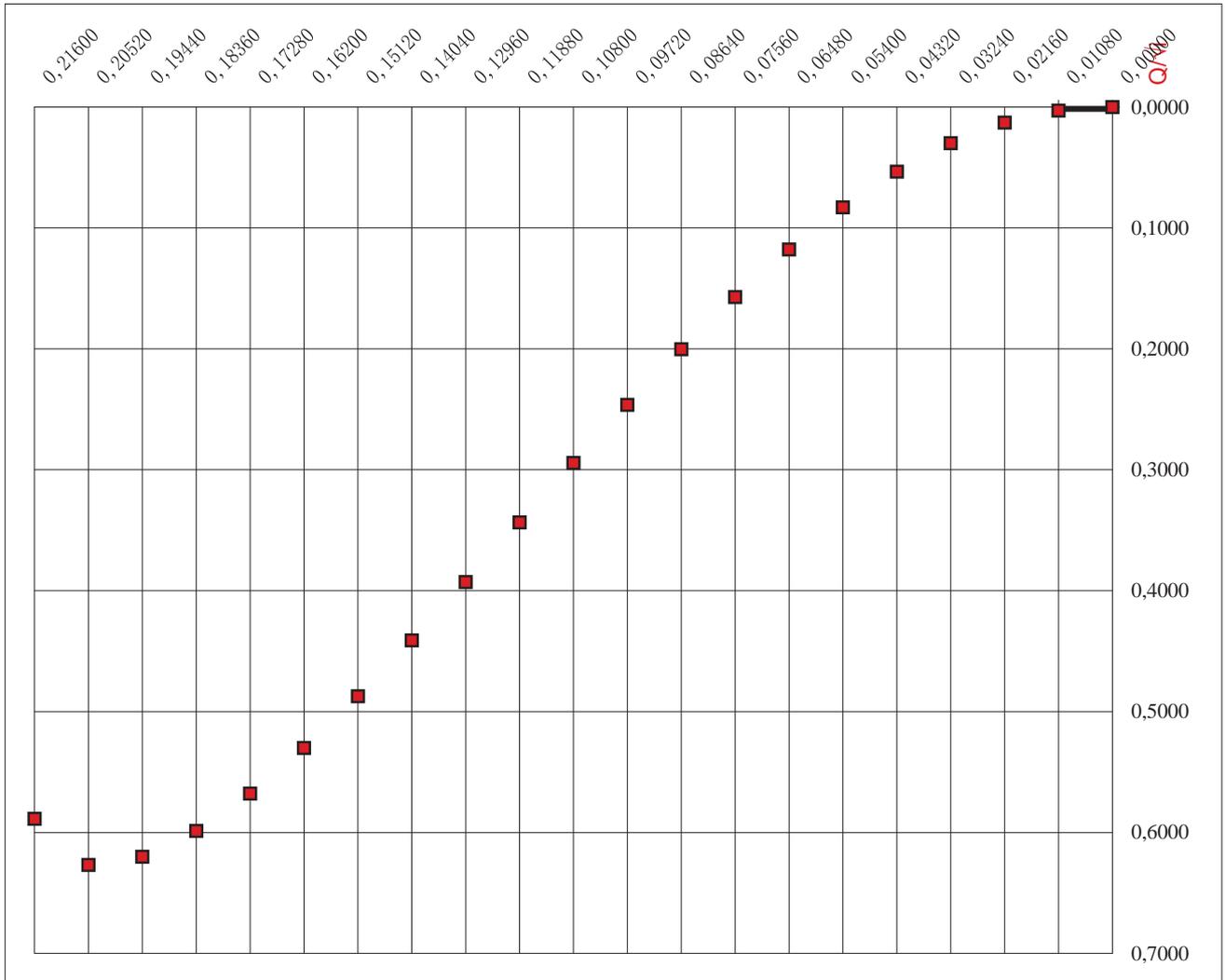


TABELLA 8 - DIMENSIONAMENTO E VERIFICA TUBAZIONI

		COLLETTORI	SCARICHI CADITOIE
DATI CONDOTTA	MATERIALE	PEAD	PEAD
	SEZIONE	CIRC.	CIRC.
	D <sub>e</sub> (mm)	400	250
	s (mm)	28,0	14,0
	D <sub>i</sub> (m)	0,344	0,222
	γ	0,10	0,06
	I (%)	2,00	5,00
RISULTATI	Y (m)	0,2429	0,0380
	φ (rad)	3,991	1,706
	A (m <sup>2</sup> )	0,0701	0,0044
	%	71	17
	Q (m <sup>3</sup> /s)	0,210	0,015
	V (m/s)	2,99	3,36
	Q <sub>80%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	0,242	0,136