

EMISSIONE	DATA	MODIFICHE
A	2017.11.10	PRIMA EMISSIONE
B	2018.06.15	SECONDA EMISSIONE

COMUNE DI CATANIA

Completamento del Piano di Risanamento del Rione S. Berillo

Convenzione urbanistica del 16/11/2012 tra Comune di Catania e Istica s.p.a. - C.E.Co.S. s.r.l. - Risanamento San Berillo s.r.l.

OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA - PARCHEGGI PUBBLICI INTERRATI CON SOVRASTANTE E ATTIGUA AREA A VERDE ATTREZZATO Vp1-Vp2

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

Tav: R03/a



SOMMARIO

0. PREMESSE	2
1. ANALISI IDROLOGICA	2
1.1 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense	3
1.2 Analisi probabilistica delle precipitazioni medie annue (Stazione Catania G.C.OO.MM.)..	13
2. OPERE IDRAULICHE DI REGIMENTAZIONE E SMALTIMENTO	19
2.1 Dimensionamento delle caditoie stradali in corrispondenza degli accessi ai parcheggi pubblici interrati.....	19
2.2 Dimensionamento del sistema integrato di regimentazione, smaltimento e raccolta delle acque piovane del verde attrezzato	26
2.2.1 Sottosistema 1 - Regimentazione delle acque piovane nella porzione di verde attrezzato ricadente su terreno naturale	27
2.2.2 Sottosistema 2 - Regimentazione delle acque piovane nella porzione di verde pensile	34
3. RETE INTERNA ACQUE BIANCHE	42
4. RETE INTERNA ACQUE NERE.....	49
5. RETE INTERNA DI DISTRIBUZIONE IDRICA	57
6. COLLEGAMENTO COLLETTORE FOGNATURA MISTA DI PIAZZA DELLA REPUBBLICA	63
7. VERIFICA IDRAULICA COLLETTORE COMUNALE SU VIA LUIGI STURZO.....	64
8. IMPIANTO DI IRRIGAZIONE.....	68

1. PREMESSE

La presente relazione riguarda le soluzioni progettuali di approvvigionamento idrico-sanitario e di smaltimento delle acque piovane e dei reflui alla rete fognante, nell'ambito delle opere di urbanizzazione dei parcheggi pubblici interrati con sovrastante ed attiguo verde attrezzato.

Gli scarichi e l'approvvigionamento idrico sono stati previsti in rapporto all'esistente fognatura comunale ed alla esistente rete idrica della SIDRA.

All'interno dell'area di sedime del realizzando parcheggio interrato preesisteva speco attraverso il quale la pubblica fognatura mista di Piazza della Repubblica veniva collegata al tronco ad ovest del parcheggio (sempre in speco T1) confluyente nel collettore di via Luigi Sturzo. Allo stato attuale, a seguito dei lavori relativi al tratto di metropolitana Giovanni XXIII – Stesicoro, il collegamento è assicurato da provvisoriale impianto di sollevamento.

Il presente progetto prevede, tra l'altro:

- la realizzazione del collegamento definitivo del collettore di fognatura mista di piazza della Repubblica dimensionato al successivo paragrafo 6;
- la realizzazione di impianto di irrigazione delle aree a verde attrezzato.

S'è tenuto altresì conto degli ulteriori sottoservizi esistenti e dei relativi costi di spostamento e/o adeguamenti ed apprestamenti nelle intersezioni, previsti nella apposita voce (linee ENEL M.T. e B.T., Telecom) e tra i lavori in economia da eseguire con liste e fatture (rete idrica) all'interno delle somme a disposizione.

2. ANALISI IDROLOGICA

Nel presente progetto sono state affrontate due problematiche connesse agli eventi meteorologici, ovvero la regimentazione e smaltimento delle acque piovane ed il riutilizzo delle stesse ai fini irrigui.

Per il corretto dimensionamento delle opere idrauliche di regimentazione e smaltimento è necessario valutare le precipitazioni più intense. Per le problematiche inerenti l'utilizzazione delle acque piovane occorre invece valutare le precipitazioni medie annue per la realizzazione di una vasca di accumulo.

In entrambi i casi le variabili idrologiche di cui sopra, vengono trattate con uno specifico studio statistico-probabilistico, in relazione al campione di precipitazioni disponibile.

Al fine di garantire adeguati livelli di sicurezza, nell'analisi della variabilità delle precipitazioni massime è stata considerata un'alta probabilità di non superamento con la distribuzione di

probabilità di Gumbel; nell'analisi delle precipitazioni medie annue è stata considerata una bassa probabilità di non superamento utilizzando la distribuzione di probabilità di Gauss.

Il pluviografo di riferimento per l'analisi idrologica è quello di Catania G.C. OO.MM. sito a quota 3 m.s.l.m.m., in quanto trattasi di una stazione compatibile, dal punto di vista altimetrico, con l'area oggetto di intervento.

Di tale stazione si dispone inoltre di un adeguato dato campionario, in un periodo di osservazione compreso tra il 1928 e il 2002 (non risultano pubblicate sugli annali idrologici le massime precipitazioni per gli anni successivi al 2002).

Inoltre si è proceduto anche all'analisi idrologica facendo riferimento alla stazione di Catania Istituto Agrario, posta a quota 75 m.s.l.m.m., che dispone di un adeguato dato campionario in un periodo di osservazione compreso tra il 1956 e il 2009.

Si è assunta quindi per il dimensionamento delle opere idrauliche di regimentazione e smaltimento, la curva di probabilità pluviometrica relativa alla stazione di Catania G.C. OO.MM, comportante a parità di tempo di ritorno e durata, la maggiore intensità di pioggia.

Alla stessa stazione si è fatto riferimento per l'analisi probabilistica delle precipitazioni medie annue.

1.1 Analisi probabilistica delle precipitazioni intense

Lo studio dei dati di precipitazione di massima intensità, necessario per il tracciamento delle curve pluviometriche, consiste nel determinare la distribuzione di probabilità Gumbeliana dalla serie di valori noti, in funzione delle diverse durate; successivamente si definisce la relazione esistente tra l'altezza di pioggia e la durata della stessa per un determinato tempo di ritorno, al fine di valutare la portata di massima piena.

Dagli annali idrologici sono stati rilevati i valori degli eventi di pioggia di massima intensità registrati per diversi intervalli di tempo ed in particolare per la durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore.

Tabella 2.1 - Dati di pioggia per le elaborazioni statistico-probabilistiche registrati al pluviografo di Catania G.C.OO.MM. (3 m.s.l.m.m.) nel periodo 1928-2002

ANNO	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1928	21,3	33,9	65,2	91,2	133,7
1929	18,8	20,0	28,3	31,0	48,1
1930	17,0	25,0	39,0	43,0	61,9
1931	25,8	31,5	57,0	80,0	123,5
1933	34,8	42,6	42,6	77,4	77,4
1934	19,0	25,0	33,0	62,0	80,0

1935	17,2	23,8	33,0	44,4	66,0
1936	40,4	73,4	88,6	93,4	156,0
1942	51,6	65,8	67,8	70,0	94,0
1943	33,2	46,6	78,0	117,4	124,8
1945	27,0	62,0	99,4	116,6	130,4
1946	56,0	105,0	126,6	152,2	167,0
1948	20,4	43,0	60,0	85,2	95,6
1967	26,4	35,2	35,2	35,6	37,8
1968	9,2	11,6	12,2	12,6	13,2
1969	16,0	18,0	24,2	44,4	69,4
1972	39,8	87,2	97,4	97,4	115,8
1974	15,4	29,8	34,0	50,8	55,2
1975	45,0	52,2	52,2	71,8	95,6
1976	65,0	67,8	89,4	101,4	101,4
1977	18,0	23,2	23,2	23,2	23,2
1978	36,2	54,8	59,8	76,4	83,0
1979	60,4	80,0	92,0	101,0	146,6
1981	36,0	38,4	38,4	40,8	44,8
1982	28,2	35,4	56,8	63,4	72,2
1985	56,2	66,8	68,6	83,2	138,8
1987	13,8	20,0	26,0	47,8	54,4
1988	26,0	27,2	35,8	61,6	70,0
1989	16,0	19,2	35,6	44,6	56,4
1990	22,0	38,0	47,0	86,0	128,8
1991	28,4	32,4	32,6	43,4	53,6
1992	29,8	61,2	79,6	113,2	124,2
1993	25,0	35,0	54,0	84,0	106,8
1995	36,6	71,6	90,6	125,8	126,4
1997	39,0	76,2	92,6	155,6	171,4
1998	70,0	83,8	105,0	106,6	106,6
1999	26,2	26,2	44,0	73,0	106,8
2000	21,0	33,0	55,2	67,0	83,0
2001	23,0	28,2	28,2	33,6	42,6
2002	40,0	43,4	43,4	57,0	67,0
Media	31,28	44,84	56,79	74,13	91,34
Dev.St.	14,99	22,87	27,46	33,54	39,70

Tabella 2.2 - Dati di pioggia per le elaborazioni statistico-probabilistiche registrati al pluviografo di Catania Istituto Agrario (75 m.s.l.m.m.) nel periodo 1956-2009

ANNO	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1956	12,8	23,4	56,8	84,6	95,8
1957	31,6	45,8	77,8	93,4	102,8
1959	35,8	44,4	60,4	61,8	93,0
1960	47,4	53,8	54,2	67,6	103,0
1962	31,4	33,6	38,8	68,6	87,4
1963	29,6	30,0	41,2	59,0	62,2
1964	48,8	56,0	62,6	87,4	127,0
1984	42,2	101,4	125,0	139,0	146,6
1985	35,8	76,2	91,6	120,8	187,8
1986	16,4	30,0	34,4	38,4	51,6
1987	13,6	18,0	27,8	42,0	47,4
1988	18,2	31,6	34,0	39,8	52,0
1990	34,0	45,6	45,6	70,0	118,8
1991	34,8	38,2	45,6	50,8	68,2
1992	36,6	53,0	71,4	98,0	111,4
1994	20,0	33,4	73,6	95,2	105,8
1995	45,8	73,0	84,0	120,6	121,0
1996	38,6	38,6	40,0	49,0	62,0
1997	37,2	65,2	91,2	134,2	166,2
1998	33,6	38,8	50,2	58,0	71,6
1999	30,8	36,8	50,0	86,0	120,2
2000	33,4	34,0	42,0	53,6	76,8
2002	41,2	44,6	45,4	80,2	92,0
2003	50,0	97,4	115,4	135,8	136,4
2004	35,0	35,8	41,6	47,2	68,4
2005	27,6	36,2	48,4	69,0	110,8
2006	28,6	44,4	78	80,4	119,4
2007	62,0	66,8	72	80,0	96,6
2008	30,0	51	55,8	55,8	86,2
2009	33,6	47,2	60,2	84,8	88,0
2010	27,0	51,4	54,4	59,0	67,4
2012	31,0	56,2	65,2	89,8	141,4
Media	33,58	47,87	60,46	78,12	99,54
Dev.St.	10,69	19,13	22,90	28,32	33,72

La serie di dati è stata rielaborata ponendo in ordine crescente le altezze massime annuali, riportate all'interno di ogni intervallo temporale e calcolando per ognuno di essi la rispettiva frequenza empirica di non superamento attraverso la seguente relazione:

$$F_i = \frac{i}{N+1} \quad (1.1)$$

Dove:

- “ i ” è il numero di posizione di ciascun valore all'interno della nuova serie ordinata di valori;
- “ N ” è il numero di dati totali costituenti la serie di valori;

Si è assunto che le serie di dati massimi siano interpolabili attraverso l'uso della distribuzione di probabilità di Gumbel espressa attraverso la seguente relazione:

$$P(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (1.2)$$

Con α e u , detti parametri caratteristici di Gumbel.

Utilizzando il metodo dei momenti, si ottiene che:

$$\alpha = \frac{1,283}{S} \quad (1.3)$$

$$u = M(x) - 0,45 S(x) \quad (1.4)$$

con $M(x)$ e $S(x)$, rispettivamente media e scarto quadratico medio.

I valori delle altezze di pioggia (h), associate alla distribuzione Gumbeliana e in funzione di una probabilità stabilita di non superamento, sono ricavabili dalla relazione:

$$x = u - \frac{1}{\alpha} \ln(-\ln P) \quad (1.5)$$

dove P è la probabilità di non superamento che è legata al tempo di ritorno T dalla relazione:

$$P = \frac{T-1}{T} \quad (1.6)$$

Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni condotte:

**Tabella 2.3 - Stima dei parametri probabilistici per le piogge intense di varia durata
(Stazione G.C.OO.MM. di Catania)**

		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Media	M	31,28	44,84	56,79	74,13	91,34
Scarto quadratico medio	S	14,99	22,87	27,46	33,54	39,70
Parametro	a	0,09	0,06	0,05	0,04	0,03
Parametro	u	24,53	34,54	44,43	59,03	73,47

**Tabella 2.4 - Punti interpolati relativi alla probabilità di non superamento
(Stazione G.C.OO.MM. di Catania)**

Tr	P	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
		h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
5	0,800	42,05	61,28	76,53	98,24	119,88
10	0,900	50,82	74,66	92,59	117,86	143,10
20	0,950	59,23	87,49	107,99	136,68	165,38
50	0,980	70,11	104,10	127,93	161,04	194,21
100	0,990	78,27	116,54	142,87	179,30	215,82
200	0,995	86,40	128,94	157,76	197,48	237,34

**Tabella 2.3' - Stima dei parametri probabilistici per le piogge intense di varia durata
(Stazione Istituto Agrario di Catania)**

		1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
Media	m	33,88	47,47	60,50	78,37	99,21
Scarto quadratico medio	s	10,97	19,70	23,63	28,98	33,45
Parametro	a	0,12	0,07	0,05	0,04	0,04
Parametro	u	28,94	38,61	49,87	65,32	84,16

**Tabella 2.4' - Punti interpolati relativi alla probabilità di non superamento
(Stazione Istituto Agrario di Catania)**

Tr	P	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
		h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
5	0,800	41,77	61,64	77,49	99,21	123,27
10	0,900	48,19	73,16	91,32	116,16	142,83
20	0,950	54,35	84,21	104,57	132,42	161,60
50	0,980	62,32	98,52	121,74	153,47	185,89
100	0,990	68,29	109,24	134,60	169,24	204,10
200	0,995	74,24	119,92	147,41	184,95	222,24

Una volta determinati i valori di altezza massima di precipitazione (tabella 1.4 e tabella 1.4'), questi vengono interpolati ottenendo la relazione che intercorre tra la durata di precipitazione e la

rispettiva altezza massima di pioggia, ovvero si ricava la curva pluviometrica cercata; tale curva è detta anche curva di probabilità pluviometrica ed assume la seguente espressione monomia:

$$x = h = a * t^n \quad (1.7)$$

Tale funzione è quella che meglio interpola la serie di altezze di pioggia massime per assegnato tempo di ritorno ed assegnata probabilità di non superamento.

I parametri a ed n della precedente relazione (1.7) sono stati determinati applicando il metodo dei minimi quadrati.

Nella tabella 1.3 e nella figura 1.1 sono riportati i risultati delle elaborazioni effettuate con i dati relativi alla stazione di Catania G.C.OO.MM.

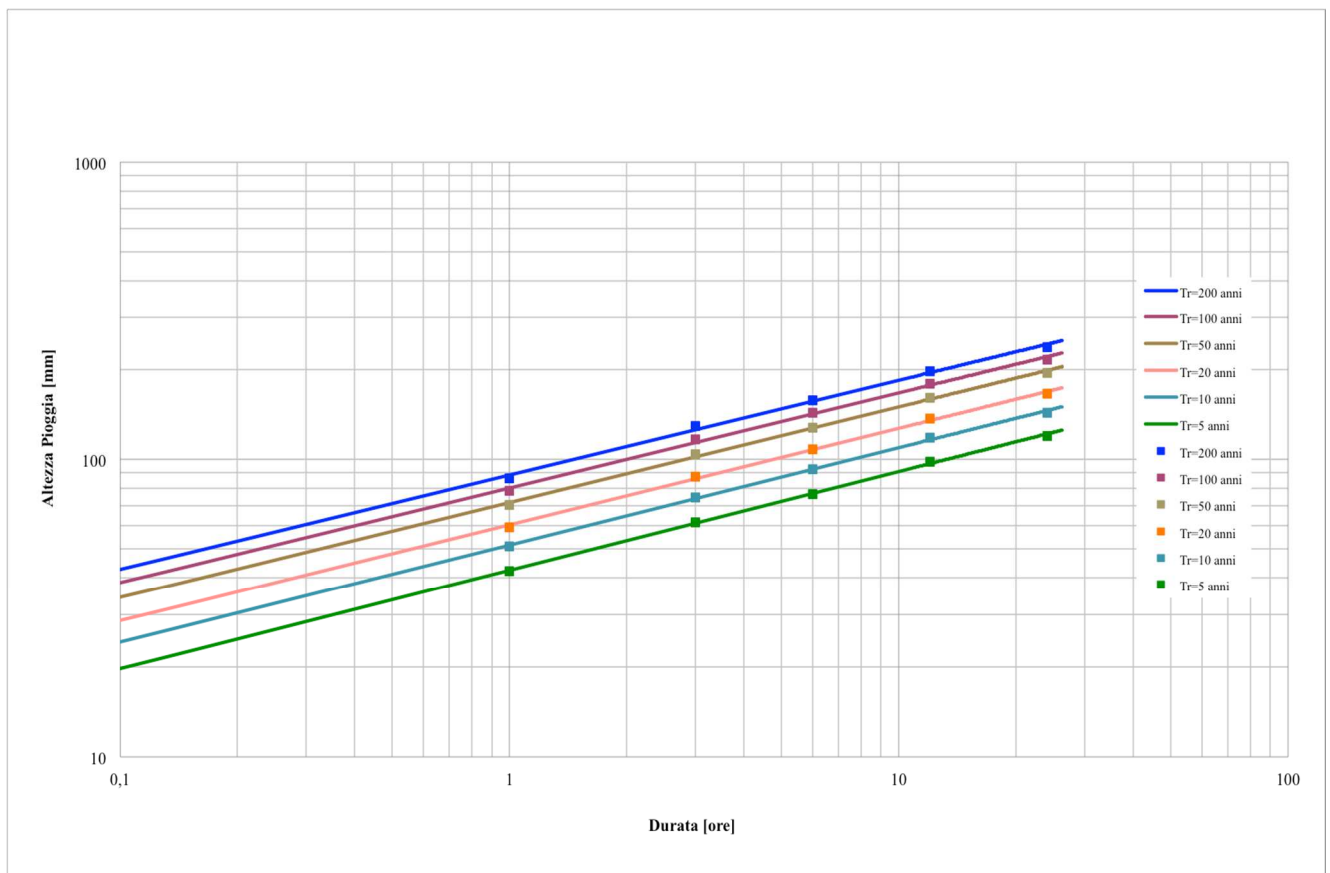
Nelle successive tabelle 1.3' e figura 1.1' vengono riportati i risultati delle elaborazioni effettuate con i dati relativi alla stazione di Catania Istituto Agrario.

Tabella 2.5 - Elaborazioni per il calcolo dei parametri a e n della curva pluviometrica (Stazione G.C.OO.MM. di Catania)

METODO DEI MINIMI QUADRATI								
Tr	t (ore)	h (mm)	X=ln (t)	Y=ln(h)	X medio	Y medio	n	a
5	1	42,05	0,000	3,739	1,711	4,313	0,3320	42,3183
	3	61,28	1,099	4,115				
	6	76,53	1,792	4,338				
	12	98,24	2,485	4,587				
	24	119,88	3,178	4,787				
10	1	50,82	0,000	3,928	1,711	4,500	0,3273	51,4467
	3	74,66	1,099	4,313				
	6	92,59	1,792	4,528				
	12	117,86	2,485	4,770				
	24	143,10	3,178	4,964				
20	1	59,23	0,000	4,081	1,711	4,652	0,3241	60,2045
	3	87,49	1,099	4,471				
	6	107,99	1,792	4,682				
	12	136,68	2,485	4,918				
	24	165,38	3,178	5,108				
50	1	70,11	0,000	4,250	1,711	4,820	0,3211	71,5418
	3	104,10	1,099	4,645				
	6	127,93	1,792	4,851				

	12	161,04	2,485	5,082				
	24	194,21	3,178	5,269				
100	1	78,27	0,000	4,360	1,711	4,929	0,3193	80,0383
	3	116,54	1,099	4,758				
	6	142,87	1,792	4,962				
	12	179,30	2,485	5,189				
	24	215,82	3,178	5,374				
200	1	86,40	0,000	4,459	1,711	5,027	0,3179	88,5041
	3	128,94	1,099	4,859				
	6	157,76	1,792	5,061				
	12	197,48	2,485	5,286				
	24	237,34	3,178	5,470				

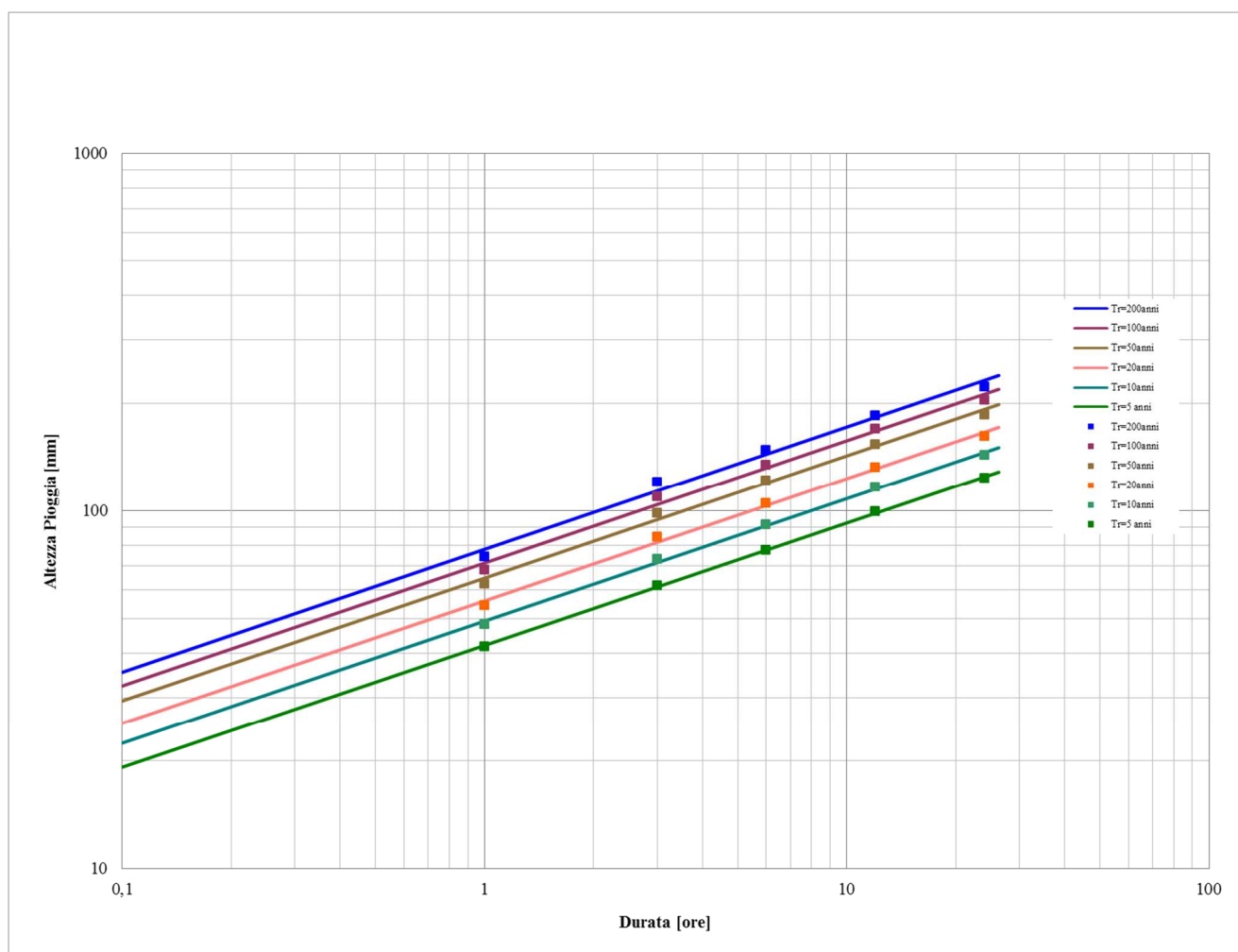
**Figura 2.1 - Diagrammi logaritmici delle curve di probabilità pluviometrica
(Stazione G.C.OO.MM. di Catania)**



**Tabella 2.5' - Elaborazioni per il calcolo dei parametri a e n della curva pluviometrica
(Stazione Istituto Agrario di Catania)**

METODO DEI MINIMI QUADRATI								
Tr	t (ore)	h (mm)	X=ln (t)	Y=ln(h)	X medio	Y medio	n	a
5	1	41,77	0,000	3,732	1,711	4,323	0,3415	42,0497
	3	61,64	1,099	4,121				
	6	77,49	1,792	4,350				
	12	99,21	2,485	4,597				
	24	123,27	3,178	4,814				
10	1	48,19	0,000	3,875	1,711	4,480	0,3419	49,1529
	3	73,16	1,099	4,293				
	6	91,32	1,792	4,514				
	12	116,16	2,485	4,755				
	24	142,83	3,178	4,962				
20	1	54,35	0,000	3,995	1,711	4,610	0,3422	55,9595
	3	84,21	1,099	4,433				
	6	104,57	1,792	4,650				
	12	132,42	2,485	4,886				
	24	161,60	3,178	5,085				
50	1	62,32	0,000	4,132	1,711	4,757	0,3425	64,7634
	3	98,52	1,099	4,590				
	6	121,74	1,792	4,802				
	12	153,47	2,485	5,033				
	24	185,89	3,178	5,225				
100	1	68,29	0,000	4,224	1,711	4,854	0,3427	71,3574
	3	109,24	1,099	4,694				
	6	134,60	1,792	4,902				
	12	169,24	2,485	5,131				
	24	204,10	3,178	5,319				
200	1	74,24	0,000	4,307	1,711	4,942	0,3428	77,9252
	3	119,92	1,099	4,787				
	6	147,41	1,792	4,993				
	12	184,95	2,485	5,220				
	24	222,24	3,178	5,404				

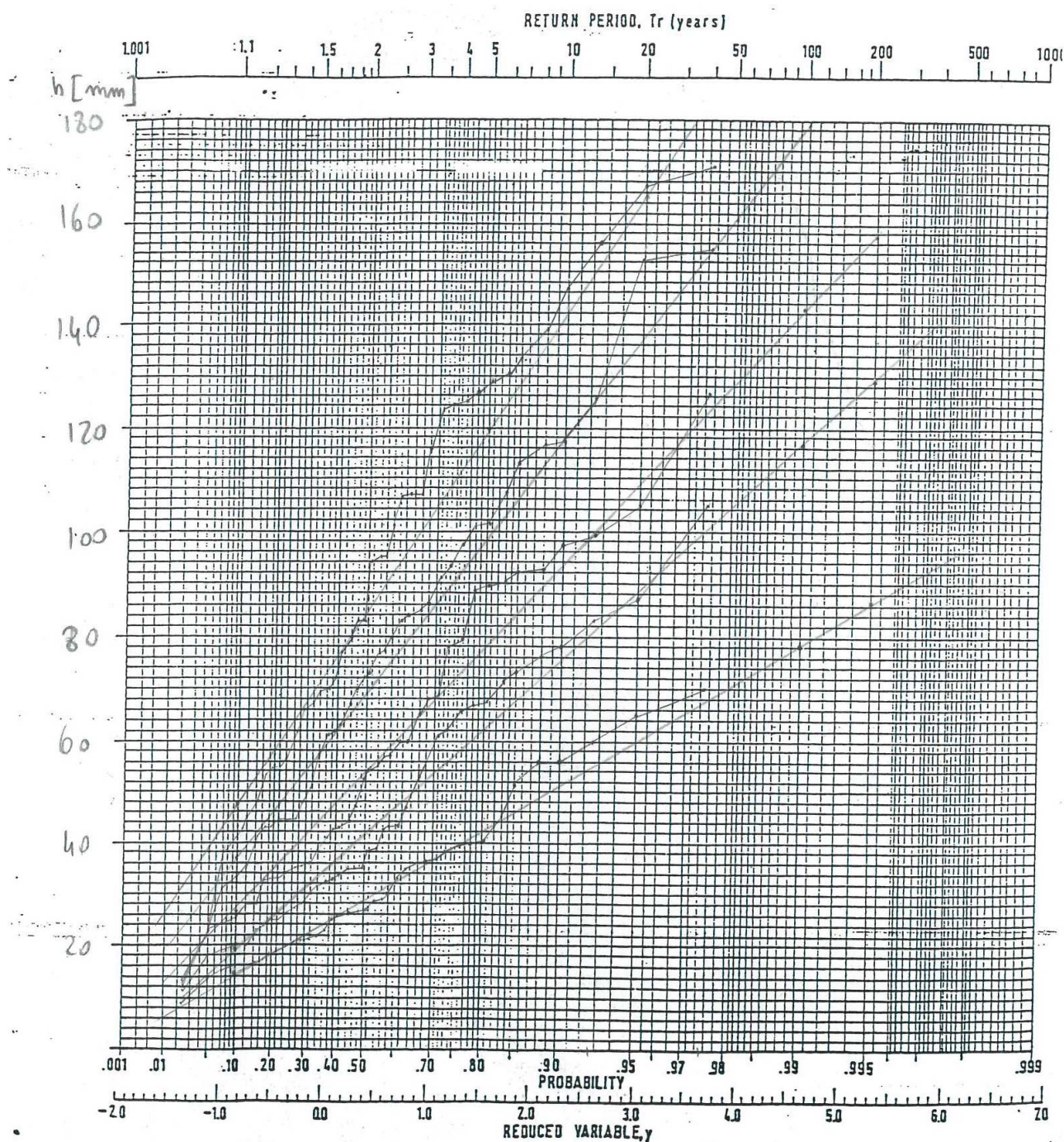
**Figura 1.1'. Diagrammi logaritmici delle curve di probabilità pluviometrica
(Stazione Istituto Agrario di Catania)**



Al fine di verificare l'adattabilità dei dati campionari con la distribuzione di probabilità di Gumbel, si è scelto di redigere la carta probabilistica di Gumbel (v. Figura 1.2).

In tale cartogramma si riportano le frequenze empiriche di non superamento e la distribuzione di probabilità per le diverse durate.

**Figura 1.2. Confronto tra le frequenze empiriche di non superamento e distribuzione della
probabilità
(Stazione G.C.OO.MM. di Catania)**



La verifica è stata effettuata esclusivamente per la serie di dati relativi alla Stazione Catania G.C.OO.MM; ciò in quanto, come già anticipato e come successivamente riscontrato (v. par. 2.1), la curva di probabilità pluviometrica ad essa associata determina, a parità di tempo di ritorno e durata, la maggiore intensità di pioggia.

1.2 Analisi probabilistica delle precipitazioni medie annue (Stazione Catania G.C.OO.MM.)

Nell'ambito della progettazione di opere idrauliche di accumulo ai fini di approvvigionamento idrico, come già detto, risulta necessario effettuare indagini e studi statistico-probabilistici sulle precipitazioni medie annue.

Dagli annali idrologici sono state rilevate le precipitazioni annue nel periodo compreso tra il 1928 e il 2002.

La serie di dati è stata successivamente elaborata al fine di valutare i principali parametri statistici del campione di dati stesso.

Si riportano nella tabella 1.4 i risultati delle suddette elaborazioni.

Tabella 1.6. Elaborazioni per il calcolo di media, varianza, scarto quadratico medio e coefficiente di variazione delle precipitazioni annue

Anno	x_i [mm]	$(x_i - \bar{x})$ [mm]	$(x_i - \bar{x})^2$ [mm ²]
1928	847,40	287,78	82814,45
1929	525,00	-34,63	1198,89
1930	691,20	131,58	17311,98
1931	1003,50	443,88	197025,02
1932	553,40	-6,23	38,75
1933	683,00	123,38	15221,39
1934	639,60	79,97	6396,00
1935	604,00	44,37	1969,14
1936	671,60	111,98	12538,40
1937	340,60	-219,03	47971,95
1938	578,10	18,47	341,33
1939	674,20	114,58	13127,43
1940	510,30	-49,33	2432,96
1941	611,10	51,47	2649,68
1942	759,60	199,98	39990,00
1943	744,60	184,98	34215,75
1944	546,20	-13,43	180,23
1945	383,90	-175,73	30879,28
1946	898,60	338,98	114904,05
1947	328,70	-230,93	53326,36
1948	661,20	101,58	10317,48
1949	655,00	95,37	9096,39
1967	286,60	-273,03	74542,65
1968	118,80	-440,83	194326,68
1969	324,20	-235,43	55424,93
1972	701,80	142,18	20213,73
1974	311,00	-248,63	61814,39
1975	600,40	40,77	1662,60
1977	235,40	-324,23	105121,85
1978	589,00	29,37	862,89
1979	478,40	-81,23	6597,50
1981	246,80	-312,83	97859,48
1982	826,20	266,58	71062,23
1985	659,40	99,77	9955,05
1987	292,40	-267,23	71409,20

1988	379,40	-180,23	32481,05
1989	441,00	-118,63	14071,89
1990	633,20	73,57	5413,28
1991	536,00	-23,63	558,14
1992	664,60	104,98	11019,75
1993	440,60	-119,03	14166,95
1995	724,60	164,98	27216,75
1997	1017,20	457,58	209374,88
1998	463,00	-96,63	9336,39
1999	527,60	-32,03	1025,60
2000	621,80	62,17	3865,73
2001	355,40	-204,23	41707,85
2002	476,40	-83,23	6926,40
Σ	26862,00	0,00	1841964,75
Σ / N	559,63	0,00	38374,27

Valore medio

$$h_m = 559,63 \text{ mm}$$

Varianza

$$\sigma^2 = 39190,74 \text{ mm}^2$$

Scarto quadratico medio

$$\sigma = 197,97 \text{ mm}$$

Coefficiente di variazione

$$c = 0,35$$

Il campione di dati di precipitazione è stato inoltre rielaborato per la stima delle frequenze assolute e relative di classe e per il calcolo della frequenza empirica di non superamento.

Si definiscono dunque:

- Frequenza assoluta di classe: N_j
- Frequenza relativa di classe, ovvero suddivisa la serie dei dati disponibili in diverse classi con un range prefissato, si individua il numero di valori che appartengono ad ogni classe:

$$f_j = \frac{N_j}{N} \quad (1.8)$$

Dove N_j è il numero di dati appartenenti alla generica classe e N è il numero totale di dati.

- Frequenza assoluta cumulata di classe: N_{cj} , ovvero il numero di valori che ho nella classe e in tutte le classi precedenti.

- Frequenza relativa cumulata di classe: F_j , ovvero la somma della frequenza relativa della classe più quelle delle classi precedenti:

$$F_j = \sum f_j = \frac{N_{cj}}{N} \quad (1.9)$$

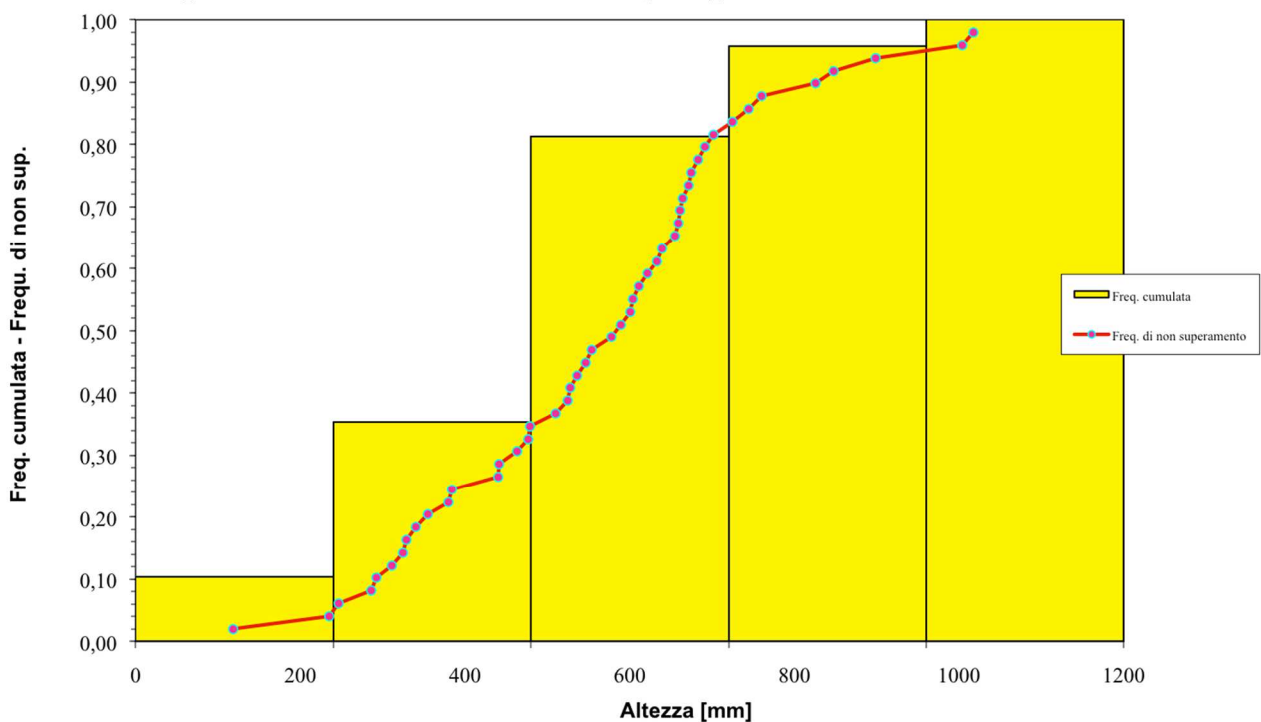
Si riportano di seguito la tabella 1.4 e le figura 1.3

Tabella 1.7. Elaborazioni per la determinazione degli istogrammi di frequenza e della frequenza di non superamento

i	x_i (mm)	Anno	Classe	N_j	f_j	F_j	F_i
1	118,80	1968	I	5	0,104	0,104	0,02
2	235,40	1977					0,04
3	246,80	1981					0,06
4	286,60	1967					0,08
5	292,40	1987					0,10
6	311,00	1974	II	12	0,250	0,354	0,12
7	324,20	1969					0,14
8	328,70	1947					0,16
9	340,60	1937					0,18
10	355,40	2001					0,20
11	379,40	1988					0,22
12	383,90	1945					0,24
13	440,60	1992					0,27
14	441,00	1989					0,29
15	463,00	1998					0,31
16	476,40	2002					0,33
17	478,40	1979					0,35
18	510,30	1940	III	22	0,458	0,813	0,37
19	525,00	1929					0,39
20	527,60	1999					0,41
21	536,00	1991					0,43
22	546,20	1944					0,45
23	553,40	1932					0,47
24	578,10	1938					0,49
25	589,00	1978					0,51
26	600,40	1975					0,53
27	604,00	1935					0,55
28	611,10	1941					0,57
29	621,80	2000					0,59
30	633,20	1990					0,61
31	639,60	1934					0,63
32	655,00	1949					0,65
33	659,40	1985					0,67
34	661,20	1948					0,69
35	664,60	1992					0,71
36	671,60	1936					0,73
37	674,20	1939					0,76
38	683,00	1933					0,78

39	691,20	1930	IV	7	0,146	0,958	0,80
40	701,80	1972					0,82
41	724,60	1995					0,84
42	744,60	1943					0,86
43	759,60	1942					0,88
44	826,20	1982					0,90
45	847,40	1928					0,92
46	898,60	1946	V	2	0,042	1,000	0,94
47	1003,50	1931					0,96
48	1017,20	1997					0,98

Figura 1.3. Istogramma delle frequenze relative cumulate e diagramma delle frequenze di non superamento relative alle altezze di precipitazione



Si è assunto che la serie di dati di precipitazione annua siano interpolabili attraverso la distribuzione di probabilità di Gauss, espressa dalla seguente relazione:

$$P(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}A} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-B}{A}\right)^2} dx \quad (1.10)$$

essendo

$$A = S(x)$$

$$B = M(x)$$

ovvero, rispettivamente, lo scarto quadratico medio e la media.

Posto dunque:

$$u = \frac{x-M(x)}{S(x)} \quad (1.11)$$

dalla (1.10) si ottiene:

$$P(u) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (1.12)$$

approssimando P(u) secondo il metodo di Abramovitz – Stegun si hanno i seguenti risultati:

Per $u > 0$

$$P(u) = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} * \left[\frac{b_1}{1+au} + \frac{b_2}{(1+au)^2} + \frac{b_3}{(1+au)^3} + \frac{b_4}{(1+au)^4} + \frac{b_5}{(1+au)^5} \right] \quad (1.13)$$

Per $u < 0$

$$P(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}u^2} * \left[\frac{b_1}{1-au} + \frac{b_2}{(1-au)^2} + \frac{b_3}{(1-au)^3} + \frac{b_4}{(1-au)^4} + \frac{b_5}{(1-au)^5} \right] \quad (1.14)$$

Dove:

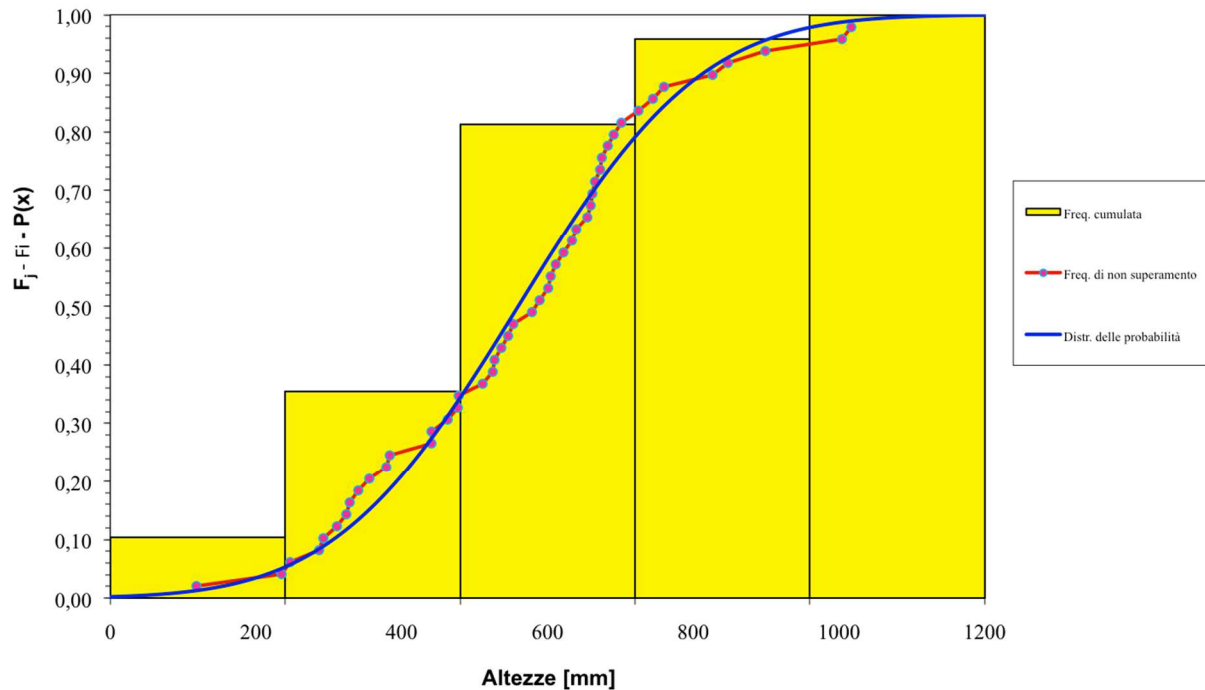
- $a = 0,23164$
- $b_1 = 0,31938$
- $b_2 = -0,35656$
- $b_3 = 1,78148$
- $b_4 = -1,82126$
- $b_5 = 1,33027$

Tabella 1.8. Calcolo della funzione distribuzione di probabilità

x	u	K(u)	P(x)
0	-2,82687	0,32025	0,00235037
20	-2,72584	0,33009	0,00320698
40	-2,62481	0,34051	0,00433490
60	-2,52379	0,35157	0,00580500
80	-2,42276	0,36331	0,00770163
100	-2,32173	0,37579	0,01012375
120	-2,22070	0,38909	0,01318555
140	-2,11968	0,40329	0,01701670
160	-2,01865	0,41846	0,02176189
180	-1,91762	0,43470	0,02757954
200	-1,81660	0,45212	0,03463969

220	-1,71557	0,47085	0,04312076
240	-1,61454	0,49101	0,05320534
260	-1,51351	0,51278	0,06507495
280	-1,41249	0,53632	0,07890379
300	-1,31146	0,56184	0,09485178
320	-1,21043	0,58958	0,11305706
340	-1,10940	0,61980	0,13362828
360	-1,00838	0,65281	0,15663707
380	-0,90735	0,68897	0,18211117
400	-0,80632	0,72870	0,21002860
420	-0,70530	0,77248	0,24031329
440	-0,60427	0,82087	0,27283265
460	-0,50324	0,87455	0,30739728
480	-0,40221	0,93428	0,34376304
500	-0,30119	1,00101	0,38163554
520	-0,20016	1,07582	0,42067699
540	-0,09913	1,16003	0,46051517
560	0,00189	1,25142	0,50075734
580	0,10292	1,15668	0,54098852
600	0,20395	1,07285	0,58080385
620	0,30498	0,99837	0,61980800
640	0,40600	0,93192	0,65762985
660	0,50703	0,87243	0,69393308
680	0,60806	0,81897	0,72842509
700	0,70908	0,77076	0,76086372
720	0,81011	0,72714	0,79106167
740	0,91114	0,68755	0,81888850
760	1,01217	0,65152	0,84427023
780	1,11319	0,61861	0,86718682
800	1,21422	0,58849	0,88766776
820	1,31525	0,56084	0,90578623
840	1,41627	0,53540	0,92165210
860	1,51730	0,51193	0,93540446
880	1,61833	0,49023	0,94720392
900	1,71936	0,47012	0,95722507
920	1,82038	0,45144	0,96564957
940	1,92141	0,43407	0,97265995
960	2,02244	0,41787	0,97843438
980	2,12347	0,40274	0,98314252
1000	2,22449	0,38858	0,98694230
1020	2,32552	0,37531	0,98997786
1040	2,42655	0,36285	0,99237831
1060	2,52757	0,35114	0,99425726
1080	2,62860	0,34011	0,99571309
1100	2,72963	0,32971	0,99682964
1120	2,83066	0,31989	0,99767729
1140	2,93168	0,31060	0,99831427
1160	3,03271	0,30181	0,99878808
1180	3,13374	0,29348	0,99913695
1200	3,23476	0,28557	0,99939122

Figura 1.4. Confronto tra frequenza cumulata di classe e frequenza di non superamento



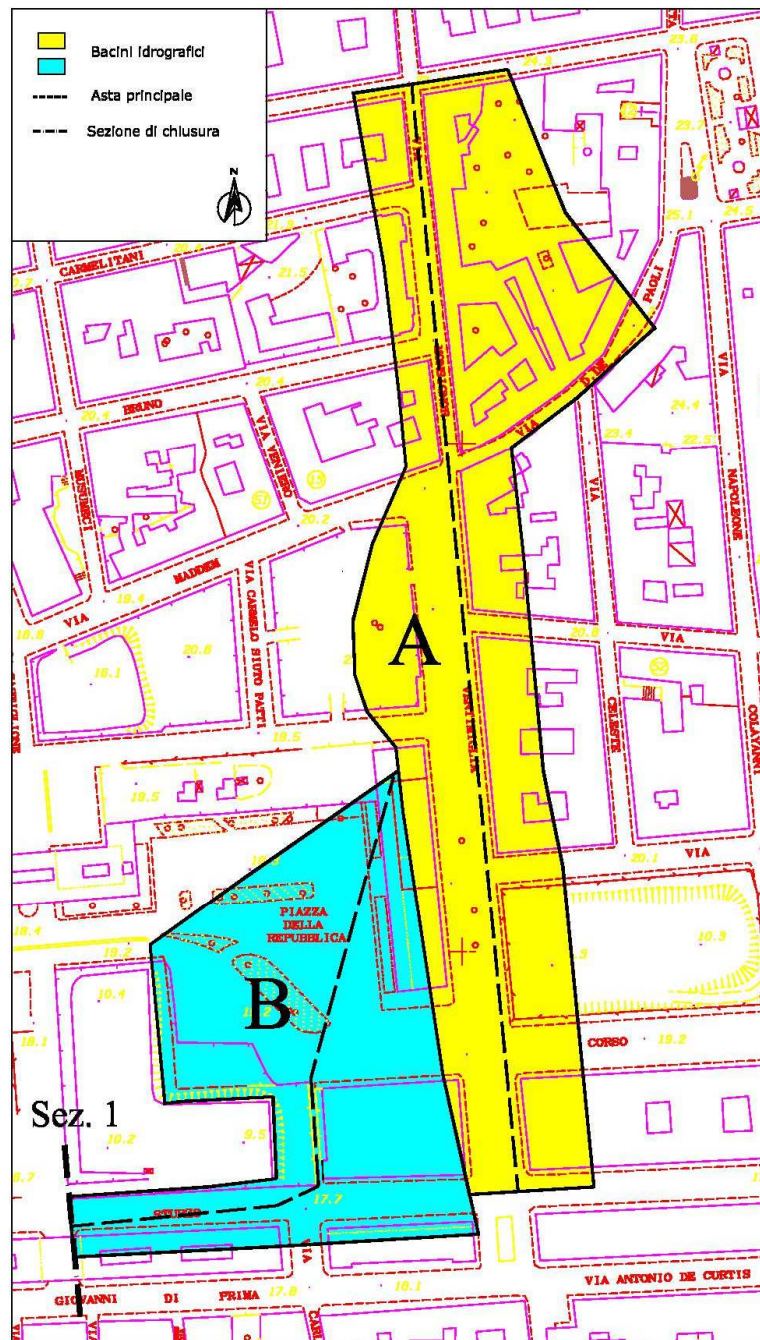
3. OPERE IDRAULICHE DI REGIMENTAZIONE E SMALTIMENTO

3.1 Dimensionamento delle caditoie stradali in corrispondenza degli accessi ai parcheggi pubblici interrati

Effettuata l'analisi idrologica relativa ai dati di precipitazione di massima intensità è stato eseguito il dimensionamento delle opere idrauliche a presidio dei parcheggi pubblici interrati, ed in particolare è stato effettuato il calcolo delle caditoie ubicate in corrispondenza di ingresso ed uscita dei parcheggi stessi.

È stato dunque tracciato il bacino imbrifero sotteso dalla sezione terminale di valle del parcheggio, per come indicato nella planimetria riportata in figura 2.1.

Figura 2.1 Bacino imbrifero sotteso dalla sezione terminale di valle del parcheggio



L'intensità di pioggia posta a base dei calcoli della portata è quella corrispondente alle piogge di massima intensità e breve durata, considerando, in rapporto all'intervento in esame, un tempo di ritorno pari a 20 anni. Utilizzando il criterio di Turazza occorre scegliere l'intensità di pioggia come quella corrispondente ad una pioggia di durata pari al tempo di corrivazione, per lo specifico tempo di ritorno di progetto.

Il tempo di corrivazione t_c , è stato calcolato tenendo conto di due aliquote, una (t_{rusc}) che tiene conto del ruscellamento libero, posta convenzionalmente pari a 0,25 ore, ed una seconda aliquota (t_{trasf}) che riguarda il tempo di trasferimento nella rete idrografica.

$$t_c = t_{rusc} + t_{trasf} \quad (2.1)$$

In particolare il tempo di trasferimento è stato calcolato in funzione della velocità fittizia V_f desunta da valori sperimentali, riportati nella bibliografia in materia, con riguardo a bacini simili a quello in oggetto per condizioni geomorfologiche e di pendenza dell'asta principale ($V_f = 1,5 \text{ m/s}$).

$$t_{trasf} = \frac{L}{V_f} \quad (2.2)$$

ove L rappresenta la lunghezza dell'asta principale.

Noto il tempo di corrivazione è possibile determinare l'intensità di pioggia con la seguente relazione:

$$I = \frac{h}{t_c} = \frac{a * t_c^n}{t_c} \quad (2.3)$$

Si è dunque determinata la portata di piena con la seguente relazione:

$$Q = \frac{C * I * A}{3,6} \quad (2.4)$$

dove A rappresenta l'area del bacino e C il coefficiente di deflusso posto pari a 0,8 trattandosi di centro urbano con costruzioni dense ad elevata concentrazione di aree impermeabilizzate.

Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni condotte.

Tabella 2.1. Elaborazioni per il calcolo della portata di piena
(Stazione G.C.OO.MM. di Catania)

Caratteristiche bacini idrografici										
Bacini	Area [km ²]	Lunghezza asta principale [m]	Coefficiente di deflusso	tc velocità fittizia [ore]	tc velocità fittizia [minuti]	tc [ore]	tc [minuti]	h [mm] 20 anni	Intensità di pioggia [mm/ora] 20 anni	Portata [m ³ /s] 20 anni
A	0,028	437	0,8	0,081	4,856	0,331	19,856	42,07	127,13	0,79
B	0,0163	264,5	0,8	0,049	2,939	0,299	17,939	40,71	136,16	0,49

Tabella 2.1'. Elaborazioni per il calcolo della portata di piena
(Stazione Istituto Agrario di Catania)

Caratteristiche bacini idrografici										
Bacini	Area [km ²]	Lunghezza asta principale [m]	Coefficiente di deflusso	tc velocità fittizia [ore]	tc velocità fittizia [minuti]	tc [ore]	tc [minuti]	h [mm] 20 anni	Intensità di pioggia [mm/ora] 20 anni	Portata [m ³ /s] 20 anni
A	0,028	437	0,8	0,081	4,856	0,331	19,856	38,33	115,83	0,72
B	0,0163	264,5	0,8	0,049	2,939	0,299	17,939	37,02	123,83	0,45

La portata di piena Q_p , in corrispondenza della sezione di chiusura, è correlata all'intero contributo del bacino B e ad un contributo del bacino A pari al 40%, in relazione alle pendenze stradali all'incrocio tra via Ventimiglia e via Sturzo e risulta pari 0,81 mc/s, tenuto conto della curva di probabilità pluviometrica comportante a parità di tempo di ritorno e di durata, la maggiore intensità di pioggia (Stazione G.C.OO.MM di Catania).

La via Luigi Sturzo, in corrispondenza del realizzando parcheggio interrato, è servita da pubblica fognatura mista con, a monte, sistema di captazione delle acque piovane.

In rapporto alla larghezza della carreggiata (ml. 12,00) ed alla pendenza stradale (1,25%) si è calcolata in 6,6 cm l'altezza idrica h che si determinerebbe sul fondo strada, in concomitanza della portata di piena sopra calcolata ed in caso di completo *non funzionamento* dell'attuale sistema di convogliamento delle acque piovane alla pubblica fognatura: il deflusso superficiale resta ben contenuto al di sotto dei marciapiedi

Per la determinazione dell'altezza idrica h si sono adottate le seguenti formule:

$$V = k * \sqrt{R * i} \quad (\text{Chezy}) \quad (2.5)$$

$$Q = l * h * V \quad (2.6)$$

in cui:

R raggio idraulico pari, nel caso in esame, a

$$R = \frac{l * h}{l + 2 * h} \quad (2.7)$$

ove l è la larghezza stradale

k è il coefficiente di attrito di Bazin pari a

$$k = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (2.8)$$

con

γ coefficiente di scabrezza posto, nel caso in specie, pari a 0,36

i è la pendenza stradale

Al fine di preservare il realizzando parcheggio interrato dall'afflusso di acque piovane provenienti dalla sede stradale, anche in caso di eventi eccezionali che inibiscano il deflusso superficiale a valle, verranno installate, in corrispondenza delle rampe di ingresso e di uscita, batterie di caditoie stradali prefabbricate in serie, al di sotto dei marciapiedi, collegate alla pubblica fognatura.

Per il dimensionamento delle suddette caditoie s'è fatto ricorso alla formula adottata per il calcolo dello scarico sul fondo di un serbatoio:

$$Q = \mu' * \sigma * \sqrt{2 * g * h} \quad (2.9)$$

ove

Q è la portata scaricata (mc/s)

μ' il coefficiente di efflusso assunto pari a 0,62

σ la sezione della luce (mq)

h il carico sulla luce (m)

La griglia di ciascuna delle caditoie adottate ha dimensioni di cm 60 x 80 con n° 64 luci delle dimensioni, ognuna, di cm. 11,0 x 2,5.

In rapporto alla altezza idrica ($h = 6,6$ cm) sopra calcolata, in concomitanza della portata di piena, attraverso la formula (2.9) s'è ricavata la portata Q_l scaricata da ogni luce pari a 0.00194 mc/s

La portata Q_c affluente a ciascuna caditoia risulta così pari a:

$$Q_c = n * Q_l = 0,124 \text{ mc/s}$$

Risultano pertanto, ampiamente sufficienti le n 20 caditoie al di sotto dei marciapiedi posizionate, in rapporto alla larghezza dei varchi d'accesso, in batteria di n. 11 caditoie in corrispondenza della rampa d'ingresso ed in batteria di n. 9 caditoie in corrispondenza della rampa d'uscita. Ciascuna batteria di caditoie è collegata in pozzetto esistente allo speco ovoidale T1 della pubblica fognatura attraverso tubazione DN 450 in ghisa assicurando così, complessivamente le due batterie, lo

smaltimento della portata di piena (0,81 mc/s) lungo la via Sturzo in corrispondenza della sezione di valle del parcheggio.

Per il dimensionamento delle tubazioni di collegamento alla pubblica fognatura s'è adottata la formula di Chezy (2.5) con il coefficiente di attrito k di Glauckler-Strickler, $k = K * R^{\frac{1}{6}} \sqrt{R * i}$ da cui si ottiene:

$$V = K * R^{\frac{1}{6}} \sqrt{R * i} \quad (2.10)$$

in cui K è il coefficiente di scabrezza assunto pari a 85, avendo adottato tubazioni in PVC.

La verifica è stata effettuata con l'ausilio dell'abaco in fig. 2.1 redatto per sezione circolare con coefficiente di scabrezza di riferimento $K_r = 70$ e diametro di riferimento $D_r = 1$ m.

Per ciascun tronco, fissata la pendenza i ed il diametro D ed in funzione della portata Q , ricavata nei termini sopra esposti, si determina la portata di riferimento Q_r attraverso la formula:

$$Q_r = \frac{Q}{\left(\frac{D}{D_r}\right)^{\frac{8}{3}} * \frac{K}{K_r} * i^{\frac{1}{2}}} \quad (2.11)$$

Nell'abaco di fig. 2.2, in rapporto al valore di Q_r , si ricava l'altezza di riferimento h_r ed in funzione di quest'ultima si individuano i valori della sezione di riferimento A_r e della velocità di riferimento V_r .

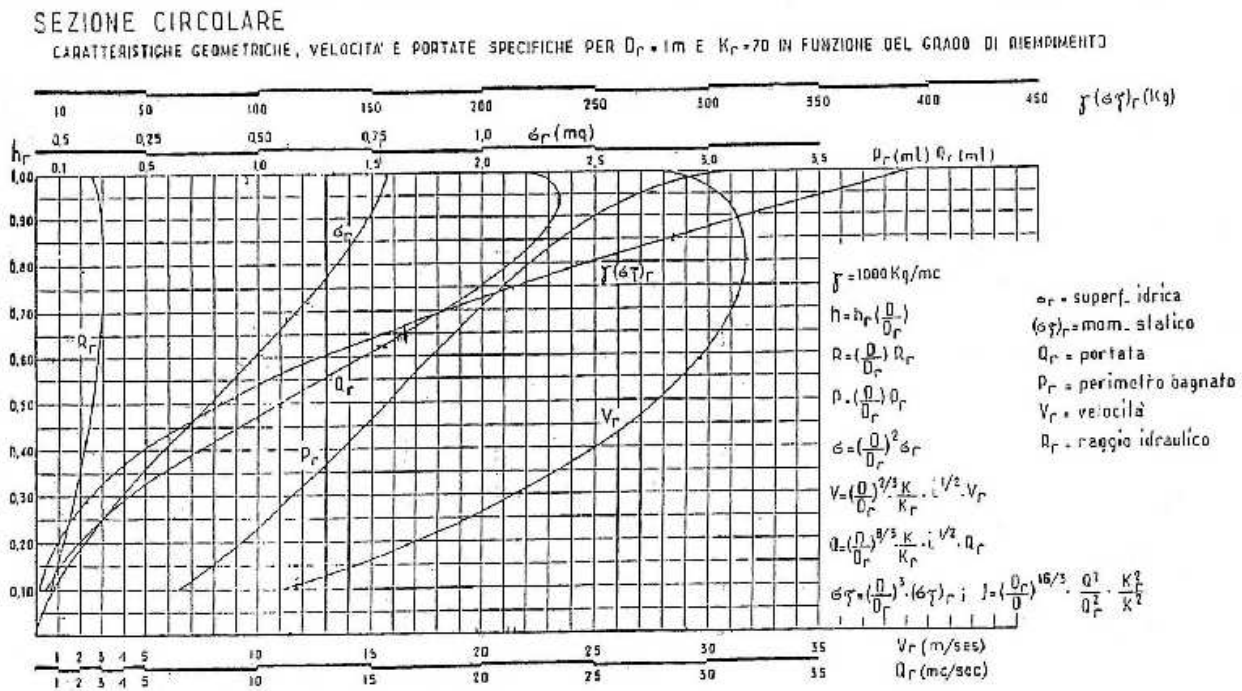
Gli elementi idrici della sezione, per ciascun tronco, sono pari a:

l'altezza $h = h_r * (D/D_r)$

la velocità $V = (D/D_r)^{2/3} * K/K_r * (i)^{1/2} * V_r$

l'area bagnata $\sigma = (D/D_r)^2 * \sigma_r$.

fig. 2.2



SCALA DI DEFLUSSO ADIMENSIONALE

Nella tabella 2.2 sono riportati gli elementi idrici delle sezioni adottate per ciascun collettore a sezione circolare oggetto di verifica.

Tabella 2.2 Verifica collettori a sezione circolare - tubazioni di collegamento delle batteria di caditoie alla pubblica fognatura

COLLETTORE	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
Collegam. batteria caditoie rampa d'ingresso	0,405	0,097	450	80	1,00	70	9,57	0,46	0,21	26,60	5,56	0,47	0,095
Collegam. batteria caditoie rampa d'uscita	0,405	0,025	450	80	1,00	70	18,85	0,72	0,32	31,20	3,31	0,62	0,126

Inoltre, in corrispondenza di ingresso e uscita del parcheggio, si prevede il posizionamento di ulteriori caditoie nastriformi, collegate a quelle sottostanti ai marciapiedi, al fine di intercettare le acque di scolo dei veicoli.

2.2 Dimensionamento del sistema integrato di regimentazione, smaltimento e raccolta delle acque piovane del verde attrezzato

Nell'ambito della sistemazione delle aree a verde attrezzato in argomento, è stato previsto un sistema integrato di regimentazione delle acque meteoriche, finalizzato, da un lato al drenaggio delle acque di ruscellamento superficiali e allo smaltimento delle stesse in fognatura in occasione di precipitazioni intense, dall'altro alla raccolta delle acque piovane per la riutilizzazione ai fini irrigui. Il sistema di cui sopra si compone di due sottosistemi separati, in relazione al fatto che il suddetto verde attrezzato ricade in parte su terreno naturale ed in parte sulla soletta di copertura dei parcheggi pubblici interrati (*verde pensile*)

Entrambi i sottosistemi recapitano le acque piovane in una vasca di accumulo con elettropompa sommersa a servizio dell'impianto di irrigazione e con scarico di troppo-pieno confluyente nella pubblica fognatura mista di via Luigi Sturzo.

Si riportano nel seguito le specifiche tipologiche e il dimensionamento idraulico dei suddetti sottosistemi.

2.2.1 Sottosistema 1 - Regimentazione delle acque piovane nella porzione di verde attrezzato ricadente su terreno naturale

Il sottosistema 1 risulta costituito da:

- Canalette di drenaggio prefabbricate con griglia in ghisa uniformemente distribuite, in posizione trasversale, lungo i camminamenti interni;
- Canali di drenaggio in c.a. gettato in opera in corrispondenza dei marciapiedi a nord-ovest;
- Fasce drenanti con collettori microfessurati in tubi in HDPE a ridosso dei camminamenti interni e del marciapiede lungo via Sturzo;
- Tubazioni di collegamento e collettori della rete di regimentazione per il recapito alla vasca di accumulo (v. Tav. P07).

È stata dunque determinata la portata totale relativa alla porzione di verde attrezzato in argomento (3.802,43 mq.), considerando un tempo di corrivazione t_c pari a 0,25 ore e per il tempo di ritorno di 20 anni. È stato inoltre assunto un coefficiente di deflusso di 0,271, come coefficiente ponderato in relazione alle aree a verde e pavimentate, tenuto conto, peraltro, della diversa tipologia delle pavimentazioni adottate.

Dalle relazioni (2.3) e (2.4), applicando i parametri della curva di probabilità pluviometrica comportante a parità di tempo di ritorno e di durata, la maggiore intensità di pioggia (Stazione G.C.OO.MM di Catania) si ottiene:

$$I = 153,66 \text{ mm/ora}$$

$$Q = 0,04407 \text{ m}^3/\text{s}$$

La superiore portata complessiva risulta così ripartita, in rapporto alle singole porzioni di aree sottese:

Canalette drenanti nei camminamenti: 0,01072 mc/s (con un'incidenza unitaria di 0,00179 mc/s cad.)

Dreno 1: 0,01604 mc/s

Dreno 2: 0,00344 mc/s

Dreno 3: 0,00070 mc/s

Dreno 4: 0,00039 mc/s

Dreno 5: 0,00180 mc/s

Marciapiedi nord-ovest Cm1 0,00789 mc/s

Marciapiedi nord-ovest Cm2 0,00309 mc/s

Complessivamente 0,04407 mc/s

È stato dunque effettuato il calcolo idraulico dei collettori a sezione circolare della rete di regimentazione adottando la formula di Chezy con il coefficiente di attrito k di Glauckler-Strickler (2.10), (2.11). Con lo stesso metodo sono stati verificati i collettori microfessurati in tubi in HDPE

relativi alle fasce drenanti a ridosso dei camminamenti interni e del marciapiede lungo via Sturzo

Nelle tabelle 2.3 e 2.4 sono riportati gli elementi idrici delle sezioni adottate per ciascun tronco di collettore oggetto di verifica.

Tabella 2.3 Verifica collettori a sezione circolare - acque piovane nella porzione di verde attrezzato ricadente su terreno naturale

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
D5P	0,00180	0,02	188,2	85	1	70	0,90	0,13	0,02	13,8	0,78	0,06	0,0021
D4P	0,00039	0,011	188,2	85	1	70	0,26	0,1	0,02	11	0,47	0,04	0,0014
D3P	0,00070	0,02	188,2	85	1	70	0,35	0,1	0,02	11	0,62	0,04	0,0014
I1	0,00179	0,02	188,2	85	1	70	0,90	0,13	0,02	13,80	0,78	0,06	0,0021
I2	0,00359	0,02	188,2	85	1	70	1,80	0,19	0,04	16,80	0,95	0,11	0,0039
I3	0,00577	0,02	188,2	85	1	70	2,89	0,24	0,05	19,00	1,07	0,14	0,0050
I4	0,00577	0,02	188,2	85	1	70	2,89	0,24	0,05	19,00	1,07	0,14	0,0050
I5	0,00756	0,02	188,2	85	1	70	3,78	0,27	0,05	20,60	1,16	0,17	0,0060
Cm1P	0,00789	0,02	188,2	85	1	70	3,95	0,28	0,05	21,00	1,18	0,18	0,0064
I6	0,01545	0,015	188,2	85	1	70	8,93	0,44	0,08	26,40	1,29	0,34	0,0120
I7	0,01545	0,02	188,2	85	1	70	7,73	0,41	0,08	25,20	1,42	0,30	0,0106
Cm2P	0,00309	0,043	188,2	85	1	70	1,05	0,16	0,03	14,60	1,21	0,07	0,0025
SV1	0,03524	0,02	235,4	85	1	70	9,71	0,46	0,11	27,00	1,77	0,35	0,0194
II1	0,00358	0,02	188,2	85	1	70	1,79	0,18	0,03	16,70	0,94	0,10	0,0035
SV2	0,00537	0,011	188,2	85	1	70	3,62	0,27	0,05	20,60	0,86	0,17	0,0060
SV3	0,00344	0,02	188,2	85	1	70	1,72	0,17	0,03	16,2	0,91	0,09	0,0032

Tabella 2.4 Verifica collettori microfessurati in tubi in HDPE relativi alle fasce drenanti nella porzione di verde attrezzato ricadente su terreno naturale

DRENO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
D1	0,01670	0,02	175,0	80	1	70	10,78	0,48	0,08	27,80	1,41	0,37	0,0113
D2	0,00344	0,02	135,0	80	1	70	4,44	0,31	0,04	21,80	0,93	0,20	0,0036
D3	0,00070	0,02	135,0	80	1	70	0,90	0,15	0,02	14,50	0,62	0,07	0,0013
D4	0,00039	0,01	135,0	80	1	70	0,71	0,12	0,02	12,00	0,36	0,05	0,0009
D5	0,00180	0,01	135,0	80	1	70	3,28	0,26	0,04	20,00	0,60	0,16	0,0029

I canali di drenaggio in c.a. gettato in opera, in corrispondenza dei marciapiedi a nord-ovest, sono stati dimensionati con la formula di Chezy (2.5) (2.8), con coefficiente di scabrezza γ pari a 0,36 (v. tabb. 2.5 e 2.6)

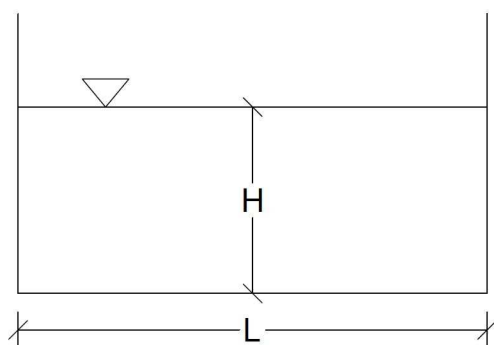


Tabella 2.5 Verifica Canale di drenaggio Cm1

Larghezza sezione	L [m]	0,25
Altezza idrica	H [m]	0,05
Area bagnata	σ [m ²]	0,01
Contorno bagnato	C [m]	0,35
Raggio idraulico	R [m]	0,03
Coeff. di attrito di Bazin	K [$\sqrt{\text{m/s}}$]	29,69
Coeff. di scabrezza	γ	0,36
Portata	Q [mc/s]	0,00789
Pendenza	i [m/m]	0,014
Velocità	V [m/s]	0,65

Tabella 2.6 Verifica Canale di drenaggio Cm2

Larghezza sezione	L [m]	0,25
Altezza idraulica	H [m]	0,04
Area bagnata	σ [m ²]	0,01
Contorno bagnato	C [m]	0,32
Raggio idraulico	R [m]	0,03
Coeff. di attrito di Bazin	K [$\sqrt{\text{m/s}}$]	27,81
Coeff. di scabrezza	γ	0,36
Portata	Q [mc/s]	0,00309
Pendenza	i [m/m]	0,005
Velocità	V [m/s]	0,33

Per il dimensionamento delle canalette di drenaggio prefabbricate con grata in ghisa posizionate trasversalmente, lungo i camminamenti interni, si è operato sulla base del metodo proposto da Da Deppo, Datei (1999) per caditoie longitudinali su cunetta laterale e sviluppato, in questa sede (come

già in altre progettazioni), per caditoie trasversali nella condizione di deflusso su strada a sezione rettangolare.

Attraverso la formula di Chezy (2.5), con il coefficiente di attrito k determinato attraverso la formula di Bazin (2.8), posto, nel caso in ispecie, il coefficiente di scabrezza Υ pari a 0,36, in rapporto alla geometria della sezione di deflusso, si è calcolata l'altezza idrica corrispondente alla portata Q affluente alla canaletta di drenaggio trasversale.

Stante che, nel caso che ci riguarda la larghezza l della grata è pari all'intera ampiezza dello specchio liquido (larghezza del camminamento), la dimensione longitudinale (e quindi lungo l'asse del camminamento) L della grata è data dall'espressione

$$L = H * \frac{3}{8C*p} * [3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H}} + 5 \sqrt{\frac{y_0}{H} * (1 - \frac{y_0}{H})}] \quad (2.13)$$

ove H è l'energia specifica pari a

$$H = y_0 + \frac{Q^2}{2g*A^2} \quad (2.14)$$

con

y_0 altezza idrica;

C coefficiente di contrazione, posto pari a 0,60;

p percentuale di apertura della grata.

La portata captata Q_1 si ricava dalla espressione sperimentale

$$Q_1 = Q * [1 - 0,3(v - v_0)] \quad (2.15)$$

dove v è la velocità di afflusso e v_0 rappresenta il valore limite della velocità, al di sopra del quale una parte della corrente oltrepassa la grata.

v_0 dipende, oltre che dalla lunghezza della singola grata, dalla sua configurazione. Per la determinazione di v_0 vengono adottate le seguenti espressioni sperimentali:

- in presenza di barre normali alla direzione della corrente

$$v_0 = 1,86 L_g^{0,79} \quad (2.16)$$

- in presenza di barre parallele alla direzione della corrente

$$v_0 = 2,54 L_g^{0,51} \quad (2.17)$$

ove L_g rappresenta la lunghezza della singola grata adottata.

L'efficienza E della grata è data dal rapporto tra la portata captata Q_1 e la portata complessiva affluente Q .

$E = 1$ quando la portata complessiva affluente Q è captata integralmente dalla grata¹⁰: ciò avviene se la velocità di afflusso v è minore (od eguale) alla velocità limite v_0 .

Quando, invece, v è maggiore di v_0 una portata $Q_v = Q - Q_1$ transita sopra le grate verso valle.

Nelle tabelle 2.7 e 2.8 è riportato il dimensionamento della canaletta di drenaggio trasversale rispettivamente con la maggiore e con la minore pendenza del tronco di camminamento a monte.

2.7. Dimensionamento delle canalette di drenaggio trasversale nella porzione di verde attrezzato ricadente su terreno naturale (con la maggiore pendenza del tronco di camminamento a monte)

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE GRATE			
Sezione trasversale: <i>rettangolare</i>			
b	2,000	m	Larghezza camminamento
l	2,000	m	Larghezza grate
y0	0,0042	m	altezza idrica
i	0,060		pendenza longitudinale
C	0,600		Coefficiente di contrazione
p	0,400		percentuale di apertura
Y	0,360		(Bazin)
A	0,008	mq	area bagnata
PC	2,008	m	contorno bagnato
R	0,004	m	raggio idraulico
K	13,289		(Bazin)
v	0,211	m/s	Velocità d'afflusso (Chezy)
Q	0,00179	mc/s	Portata complessiva affluente
H	0,007		Energia specifica
y0/H			0,650
(y0/H)^0,5			0,806
sin^-1(y0/H)^0,5			0,938
(y0/H*(1-Y0/H))^0,5			0,477
Cp*(L/H)			1,949
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE CALCOLATA			
L		0,053	m
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE ADOTTATA			
numero grate	1		
lunghezza singola grata		0,20	m
Ladott	Lunghezza complessiva adottata		0,20 m
v0	0,522	m/s	Velocità limite per la presenza di barre normali alla direzione della corrente
v	0,211	m/s	Velocità di afflusso
essendo v < v0			
E	1,000		Efficienza grate
Q1	0,00179	mc/s	Portata captata

2.8. Dimensionamento delle canaletta di drenaggio trasversale nella porzione di verde attrezzato ricadente su terreno naturale (con la minore pendenza del tronco di camminamento a monte)

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE GRATE			
Sezione trasversale: <i>rettangolare</i>			
b	2,000	m	Larghezza camminamento
l	2,000	m	Larghezza grate
y0	0,0125	m	altezza idrica
i	0,001		pendenza longitudinale
C	0,600		Coefficiente di contrazione
p	0,400		percentuale di apertura
Y	0,360		(Bazin)
A	0,025	mq	area bagnata
PC	2,025	m	contorno bagnato
R	0,012	m	raggio idraulico
K	20,488		(Bazin)
v	0,072	m/s	Velocità d'afflusso (Chezy)
Q	0,00179	mc/s	Portata complessiva affluente
H	0,013		Energia specifica
y0/H			0,979
(y0/H)^0,5			0,990
sin^-1(y0/H)^0,5			1,426
(y0/H*(1-Y0/H))^0,5			0,142
Cp*(L/H)			1,872
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE CALCOLATA			
L			0,099 m
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE ADOTTATA			
numero grate	1		
lunghezza singola grata			0,20 m
Ladott	Lunghezza complessiva adottata		0,20 m
v0	0,522	m/s	Velocità limite per la presenza di barre normali alla direzione della corrente
v	0,072	m/s	Velocità di afflusso
essendo v < v0			
E	1,000		Efficienza grate
Q1	0,00179	mc/s	Portata captata

2.2.2 Sottosistema 2 - Regimentazione delle acque piovane nella porzione di verde pensile

Il verde ricadente su soletta è stato studiato in sintonia con le linee guida sul *verde pensile* 78.3/2012 predisposte da ISPRA (Istituto Superiore per la Protezione e Ricerca Ambientale) e CATAP (Coordinamento delle Associazioni Tecnico-scientifiche per l'Ambiente e il Paesaggio).

La stratigrafia del sistema, compresa tra la vegetazione e l'estradosso della piastra di copertura del parcheggio risulta così composta:

- Strato colturale
- Elemento filtrante
- Elemento drenante e di accumulo idrico, in elementi prefabbricati
- Elemento di protezione meccanica
- Elemento impermeabile ed antiradice
- Massetto delle pendenze.

Le acque di scorrimento superficiale verranno captate attraverso canalette di drenaggio prefabbricate con griglia in ghisa e fasce drenanti, confluenti direttamente nell'elemento filtrante e quindi nel massetto delle pendenze.

Le canalette drenanti sono uniformemente distribuite, in posizione trasversale, lungo i camminamenti interni. Le fasce drenanti verranno realizzate a ridosso dei suddetti camminamenti.

Il massetto delle pendenze è stato accuratamente studiato al fine di ottenere piani uniformi di scorrimento, tali da consentire lo sfioro delle acque di drenaggio in due canali di raccolta, ciascuno con tratto terminale di scarico confluyente, attraverso apposito pozzetto, nelle tubazioni di convogliamento alla vasca di accumulo. Tale vasca è posizionata interrata all'estremità sud-ovest dell'attiguo verde su terreno naturale ed è dotata di scarico di troppo-pieno alla pubblica fognatura mista di via Luigi Sturzo. (v. Tav. P07).

Le portate affluenti nella sezione terminale di ciascun canale di raccolta sono state calcolate considerando un tempo di corrivazione t_c pari a 0,25 ore e per il tempo di ritorno di 20 anni utilizzando la formula (2.4); applicando i parametri della curva di probabilità pluviometrica comportante a parità di tempo di ritorno e di durata, la maggiore intensità di pioggia (Stazione G.C.OO.MM di Catania), si ottiene:

Tabella 2.9 Portate affluenti ai canali di drenaggio del verde pensile

Bacini	Area [km ²]	Coefficiente di deflusso	t _c [ore]	t _c [minuti]	h [mm] 20 anni	Intensità di pioggia [mm/ora] 20 anni	Portata [m ³ /s] 20 anni
Canale Sud - Ca2	0,001499	0,29	0,250	15,000	38,41	153,66	0,01856
Canale Ovest - Ca1	0,001840	0,29	0,250	15,000	38,41	153,66	0,02277

Il coefficiente di deflusso assunto è pari a 0,29, come coefficiente ponderato in relazione alle aree a verde e pavimentate.

Il deflusso superficiale lungo i camminamenti interni, ricompreso nelle portate di tabella 2.9, captato dalle canalette drenanti trasversali ammonta a 0,00895 mc/s con un'incidenza unitaria di 0,00224 mc/s. cad.

Nel dimensionamento dei canali di raccolta è stato inoltre considerato il contributo del verde pensile insistente sulle rampe di accesso all'autorimessa interrata.

È stato dunque assunto un coefficiente di deflusso ponderato pari a 0,55, considerando un tempo di corrvazione t_c pari a 0,25 ore e per il tempo di ritorno di 20 anni. Utilizzando la formula (2.4) è stata determinata la portata per singola rampa di accesso pari a 0,00432 mc/s.

Tenuto conto delle indicazioni di cui al punto 6.3 delle linee guida ISPRA e CATAP, ai fini di garantire la massima funzionalità degli scarichi del verde pensile, in relazione alla tipologia del sottostante interrato (parcheggio pubblico), i valori delle superiori portate sono stati moltiplicati per un coefficiente di rischio pari a 2, così ottenendo:

Per il canale sud Ca2

$$Q = 0,03711 + 0,00864 = 0,0458 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Per il canale ovest Ca1

$$Q = 0,04555 + 0,00864 = 0,0542 \text{ m}^3/\text{s}$$

I canali di raccolta e di scarico sono stati dimensionati con la formula di Chezy (2.5) (2.8) con coefficiente di scabrezza γ pari a 0,36 (v. tabb. 2.10 e 2.11)

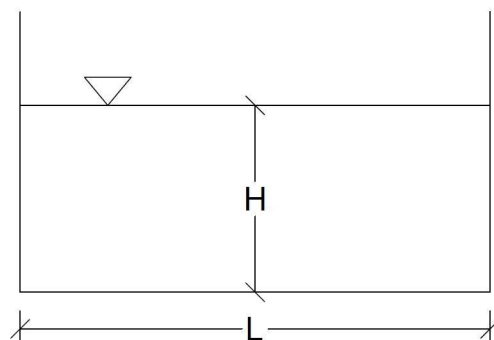


Tabella 2.10 Verifica Canale sud Ca2

Larghezza sezione	L [m]	1,20
Altezza idrica	H [m]	0,064
Area bagnata	σ [m ²]	0,08
Contorno bagnato	C [m]	1,33
Raggio idraulico	R [m]	0,06
Coeff. di attrito di Bazin	K [$\sqrt{\text{m/s}}$]	34,88
Coeff. di scabrezza	Υ	0,36
Portata	Q [mc/s]	0,0458
Pendenza	i [m/m]	0,005
Velocità	V [m/s]	0,59

Tabella 2.11 Verifica Canale ovest Ca1

Larghezza sezione	L [m]	1,20
Altezza idrica	H [m]	0,082
Area bagnata	σ [m ²]	0,10
Contorno bagnato	C [m]	1,36
Raggio idraulico	R [m]	0,07
Coeff. di attrito di Bazin	K [$\sqrt{\text{m/s}}$]	37,21
Coeff. di scabrezza	Υ	0,36
Portata	Q [mc/s]	0,0542
Pendenza	i [m/m]	0,003
Velocità	V [m/s]	0,55

I collettori a sezione circolare di convogliamento alla vasca di accumulo constano di due tubazioni in parallelo in PVC SN8, verificate facendo riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig. 2.2, in rapporto alle portate affluenti dal verde pensile e dalla porzione sud del verde attrezzato ricadente su terreno naturale. Nella tabella 2.12 sono riportati gli elementi idrici delle sezioni adottate per ciascun tronco di collettore oggetto di verifica.

Tabella 2.12 Verifica collettori a sezione circolare di convogliamento alla vasca di accumulo

CONFLUENZE	TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
Confluenza Ca2	III1	0,0229	0,005	235,4	85	1,00	70	12,62	0,54	0,13	28,60	0,94	0,43	0,024
	III1	0,0229	0,005	235,4	85	1,00	70	12,62	0,54	0,13	28,60	0,94	0,43	0,024
Confluenza Ca1	III2	0,0500	0,012	235,4	85	1,00	70	17,77	0,67	0,16	30,90	1,57	0,57	0,032
	III2	0,0500	0,012	235,4	85	1,00	70	17,77	0,67	0,16	30,90	1,57	0,57	0,032
	III3	0,0500	0,012	235,4	85	1,00	70	17,77	0,67	0,16	30,90	1,57	0,57	0,032
	III3	0,0500	0,012	235,4	85	1,00	70	17,77	0,67	0,16	30,90	1,57	0,57	0,032
	III4	0,0500	0,019	235,4	85	1,00	70	14,13	0,58	0,14	29,80	1,90	0,47	0,026
	III4	0,0500	0,019	235,4	85	1,00	70	14,13	0,58	0,14	29,80	1,90	0,47	0,026
	SV4	0,0500	0,030	235,4	85	1,00	70	11,24	0,51	0,12	28,00	2,25	0,40	0,022
	SV4	0,0500	0,030	235,4	85	1,00	70	11,24	0,51	0,12	28,00	2,25	0,40	0,022

Al fine di dimensionare il volume di accumulo del serbatoio per il riutilizzo dell'acqua piovana si è, innanzitutto, definita la quantità di acqua Q disponibile nel corso dell'anno utilizzando la formula:

$$Q = Ph * C * A \quad (2.18)$$

ove

- Ph indica la precipitazione media annuale del sito;
- C il coefficiente di deflusso (C = 0,29 per il verde pensile, C = 0,271 per il verde su terreno naturale);
- A la proiezione in pianta della superficie che intercetta la precipitazione.

Sulla base dell'analisi probabilistica delle precipitazioni medie annue di cui al superiore paragrafo 1.2, per garantire l'affidabilità del deflusso annuo, in relazione al corretto dimensionamento della vasca di accumulo, è stata assunta una precipitazione media annua Ph= 460 mm avente probabilità di non superamento pari a 0,3.

Essendo

A = 3.339,10 mq. per l'area attrezzata con verde pensile (superficie al netto di shunt e rampe)

A = 3.802,43 mq. per l'area attrezzata con verde su terreno naturale

Avp = 2.445,65 mq. la superficie di verde nell'area attrezzata con verde pensile

Av = 2.538,18 mq. la superficie di verde nell'area attrezzata con verde su terreno naturale

la disponibilità annua Q risulta pari a:

919,00 mc, a fronte di un fabbisogno annuo complessivo di 1.993,00 mc, determinato sulla base di un fabbisogno unitario di 400 l/mq.

Il volume utile del serbatoio di accumulo viene determinato con la formula:

$$V = Q * (Psm/GA) \quad (2.19)$$

ove

- Q è pari al valore inferiore tra l'acqua disponibile ed il fabbisogno annuo;
- Psm è il periodo secco medio, ovvero il numero di giorni durante i quali si può verificare l'assenza di precipitazione: Psm nella fattispecie è stato assunto pari a 30 gg;
- GA = giorni dell'anno.

Così operando il volume utile calcolato del serbatoio di accumulo risulta pari a 75,57 mc. Per tenere conto di eventuali fenomeni di sedimentazione, il volume effettivo della vasca d'accumulo sarà maggiore di quello utile calcolato e verrà posto cautelativamente pari a 120,62 mc (11,00 m x 8,50 m x 1,29 m) (v. Tav. P07).

Il troppo-pieno della suddetta vasca d'accumulo verrà realizzato con una tubazione in PVC SN8 De 400 mm verificata facendo riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig. 2.2. Nella tabella 2.13 sono riportati gli elementi idrici della sezione adottata.

Tabella 2.13 Verifica collettore a sezione circolare di troppo-pieno dalla vasca di accumulo alla fognatura mista comunale

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
Troppo-pieno dalla vasca di accumulo alla fognatura	0,144	0,011	376,6	85	1,00	70	15,55	0,63	0,24	30,10	1,96	0,52	0,074

Le acque defluenti nei camminamenti del verde su terreno naturale, captate dalle canalette drenanti trasversali, vengono sottoposte, a monte del serbatoio di accumulo, a processo di dissabbiatura. A tal fine sono stati previsti, nei tre collettori confluenti nella vasca (v. Tav. P07), altrettanti pozzetti dissabbiatori, ciascuno di volume utile tale da garantire un tempo di ritenzione della portata massima non inferiore a 4 min. per come appresso riportato.

Pozzetto dissabbiatore PCm2 (v. Tav. P09/a.2)

Collettore affluente: Cm2

Q_{\max} : 0.00309 mc/s

V_{ut} (Volume utile teorico): $0.00309 \text{ mc/s} * 4 * 60 \text{ sec.} = 0,74 \text{ mc}$

V_{ua} (volume utile adottato): $1,01 \text{ mc} > V_{ut}$

Pozzetto dissabbiatore PI6 (v. Tav. P09/a.2)

Collettore affluente: Cm1+I5

Q_{\max} : 0,01545 mc/s

V_{ut} (Volume utile teorico): $0,01545 \text{ mc/s} * 4 * 60 \text{ sec.} = 3,71 \text{ mc}$

V_{ua} (volume utile adottato): $4,05 \text{ mc} > V_{ut}$

Pozzetto dissabbiatore PII2 (v. Tav. P09/a.2)

Collettore affluente: II1+C5

Q_{max} : $0,00537 \text{ mc/s}$

V_{ut} (Volume utile teorico): $0,00537 \text{ mc/s} * 4 * 60 \text{ sec.} = 1,29 \text{ mc}$

V_{ua} (volume utile adottato): $1,69 \text{ mc} > V_{ut}$

All'interno di ciascun pozzetto dissabbiatore sono disposti condotti semisommersi di ingresso e di uscita posti a quota diversa. In questo modo il volume utile si suddivide in tre comparti: zona di ingresso in cui viene smorzata la turbolenza del flusso entrante, una zona in cui si realizza la separazione e l'accumulo dei solidi ed una terza zona di deflusso delle acque trattate.

Per il dimensionamento delle canalette di drenaggio prefabbricate con grata in ghisa posizionate trasversalmente, lungo i camminamenti interni, si è operato con il metodo riportato in seno al superiore paragrafo 2.2.1 attraverso le formule da (2.13) a (2.17).

Nelle tabelle 2.14 e 2.15 è riportato il dimensionamento della canaletta di drenaggio trasversale rispettivamente con la maggiore e con la minore pendenza del tronco di camminamento a monte.

2.14. Dimensionamento delle canalette di drenaggio trasversale nella porzione di verde attrezzato ricadente su verde pensile (con la maggiore pendenza del tronco di camminamento a monte)

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE GRATE			
Sezione trasversale: <i>rettangolare</i>			
b	2,000	m	Larghezza camminamento
l	2,000	m	Larghezza grate
y0	0,0044	m	altezza idrica
i	0,080		pendenza longitudinale
C	0,600		Coefficiente di contrazione
p	0,400		percentuale di apertura
Y	0,360		(Bazin)
A	0,009	mq	area bagnata
PC	2,009	m	contorno bagnato
R	0,004	m	raggio idraulico
K	13,524		(Bazin)
v	0,253	m/s	Velocità d'afflusso (Chezy)
Q	0,00224	mc/s	Portata complessiva affluente
H	0,008		Energia specifica
y0/H			0,574
(y0/H)^0,5			0,758
sin^-1(y0/H)^0,5			0,860
(y0/H*(1-Y0/H))^0,5			0,495
Cp*(L/H)			1,894
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE CALCOLATA			
L		0,061	m
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE ADOTTATA			
numero grate	1		
lunghezza singola grata		0,20	m
Ladott	Lunghezza complessiva adottata		0,20 m
v0	0,522	m/s	Velocità limite per la presenza di barre normali alla direzione della corrente
v	0,253	m/s	Velocità di afflusso
essendo v < v0			
E	1,000		Efficienza grate
Q1	0,00224	mc/s	Portata captata

2.15. Dimensionamento delle canalette di drenaggio trasversale nella porzione di verde attrezzato ricadente su verde pensile (con la minore pendenza del tronco di camminamento a monte)

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DELLE GRATE		
Sezione trasversale: <i>rettangolare</i>		
b	2,000 m	Larghezza camminamento
l	2,000 m	Larghezza grate
y0	0,0141 m	altezza idrica
i	0,001	pendenza longitudinale
C	0,600	Coefficiente di contrazione
p	0,400	percentuale di apertura
Y	0,360	(Bazin)
A	0,028 mq	area bagnata
PC	2,028 m	contorno bagnato
R	0,014 m	raggio idraulico
K	21,437	(Bazin)
v	0,080 m/s	Velocità d'afflusso (Chezy)
Q	0,00224 mc/s	Portata complessiva affluente
H	0,014	Energia specifica
y0/H		0,977
(y0/H)^0,5		0,989
sin^-1(y0/H)^0,5		1,420
(y0/H*(1-Y0/H))^0,5		0,149
Cp*(L/H)		1,876
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE CALCOLATA		
L		0,112 m
LUNGHEZZA COMPLESSIVA DELLE GRATE ADOTTATA		
numero grate	1	
lunghezza singola grata		0,20 m
Ladott	Lunghezza complessiva adottata	0,20 m
v0	0,522 m/s	Velocità limite per la presenza di barre normali alla direzione della corrente
v	0,080 m/s	Velocità di afflusso
essendo $v < v_0$		
E	1,000	Efficienza grate
Q1	0,00224 mc/s	Portata captata

4. RETE INTERNA ACQUE BIANCHE

La rete interna acque bianche, confluyente in apposito impianto di sollevamento avente come recapito finale la pubblica fognatura mista, è realizzata al di sotto del piano di calpestio del terzo ed ultimo piano interrato: essa consta di collettori in PVC SN8 e di caditoie opportunamente dislocate all'interno di ciascun piano, nelle intercapedini di aereazione, nonché lungo ciascuna rampa, in testa a p.t. ed in corrispondenza dell'accesso a ciascun livello interrato.

Le caditoie sono collegate ai pozzetti di rete attraverso tubazioni (anch'esse in PVC) verticali (per i piani -1 e -2) e sub orizzontali (a livello -3).

A monte della vasca di carico dell'impianto di sollevamento è prevista l'installazione di un impianto di trattamento delle prime acque di dilavamento.

Atteso che le acque pluviali defluenti sulla via Sturzo vengono preventivamente captate, con apposite caditoie ed immesse nella pubblica fognatura mista, la rete interna delle acque bianche è dimensionata in rapporto a:

- afflussi meteorici ricadenti nelle griglie orizzontali di aereazione e nei vani rampa;
- afflussi provenienti dagli scarichi dei locali pompe degli impianti antincendio (splinker ed idranti) nel rispetto della UNI 11292 punto 6.3.2;
- afflussi provenienti dagli scarichi di troppo pieno delle riserve antincendio (splinker ed idranti).

La portata pluviale, per ciascun tronco di rete, è stata calcolata con il metodo di Turazza in funzione di un'altezza di pioggia pari a 153,66 mm/h: corrispondente ad una durata di circa 15 minuti con tempo di ritorno pari a 20 anni (v. tabella 3.1) nella curva di probabilità pluviometrica più svantaggiosa (Stazione G.C.OO.MM di Catania).

Tabella 3.1 Portata rete acque bianche

NODO o TRONCO	Area [km²]	Confluenti	Coefficiente di deflusso	tc [ore]	tc [minuti]	h [mm] 20 anni	Intensità di pioggia [mm/ora] 20 anni	Portata [m3/s] 20anni o affluente	Portata [m3/s] del tronco
B11	0,00005		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0022	
B11-B13									0,0022
B12	0,00005		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0023	
B12-B13									0,0023
B13-B14	0,00011		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0046	0,0091
		B11-B13						0,0022	
		B12-B13						0,0023	
B16	0,00006		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,00245	
B16-B14									0,0025
B22								0,0028	
B22-B19									0,0028
B18								0,0033	
B18-B19									0,0033
B19								0,0005	
B19-B20		B19						0,0005	0,0066
		B22-B19						0,0028	
		B18-B19						0,0033	
B20-B14		B19-B20						0,0066	0,0066
B17	0,00006		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0025	
B17-B15									0,0025
B14-B15		B20-B14						0,0066	0,0182
		B13-B14						0,0091	
		B16-B14						0,0025	
B15-B10		B17-B15						0,0025	0,0206
		B14-B15						0,0182	
B8	0,00005		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0022	
B8-B10									0,0022
B9	0,00005		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0023	
B9-B10									0,0023
B10-B7	0,00011		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0046	0,0298
		B9-B10						0,0023	
		B8-B10						0,0022	
		B15-B10						0,0206	
B3	0,00007		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0031	
B3-B3'									0,0031
B24	0,00002		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,00094	
B24-B4									0,00094
B3'-B4		B3-B3'						0,0031	0,0031
B4	0,00007		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0031	

B4-B5		B4						0,0031	0,0071
		B3'-B4						0,0031	
		B24-B4						0,0009	
B5-B6		B4-B5						0,0071	0,0071
B21''	0,00006		1	0,250	15,000	38,41	153,66	0,0025	
B21''-B21'									0,0025
B21'-B6		B21''-B21'							0,00252
B6-B7		B5-B6						0,0071	0,0096
		B21'-B6						0,0025	
B7-S		B6-B7						0,0096	0,0394
		B10-B7						0,0298	

Per la verifica degli specchi adottati s'è fatto riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig. 2.2. Nella tabella 3.2 sono riportati gli elementi idrici delle sezioni adottate per ciascun tronco di collettore oggetto di verifica.

Tabella 3.2 Verifica collettori a sezione circolare rete acque bianche

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
B11-B13	0,00222	0,0050	117,6	85	1,00	70	7,79	0,41	0,05	25,40	0,52	0,30	0,004
B12-B13	0,00230	0,0044	117,6	85	1,00	70	8,60	0,43	0,05	26,00	0,50	0,32	0,004
B13-B14	0,00913	0,0052	188,2	85	1,00	70	9,01	0,44	0,08	26,40	0,76	0,34	0,012
B14-B15	0,0182	0,0025	235,4	85	1,00	70	14,06	0,58	0,14	29,80	0,70	0,47	0,026
B15-B10	0,0206	0,0029	235,4	85	1,00	70	14,84	0,60	0,14	29,90	0,75	0,49	0,027
B10-B7	0,0298	0,0033	235,4	85	1,00	70	20,27	0,76	0,18	31,60	0,84	0,64	0,035
B7-S	0,0394	0,1579	235,4	85	1,00	70	3,86	0,27	0,06	21,00	3,86	0,17	0,009
B16-B14	0,00245	0,0044	117,6	85	1,00	70	9,18	0,46	0,05	27,00	0,52	0,34	0,005
B17-B15	0,00245	0,0044	117,6	85	1,00	70	9,18	0,46	0,05	27,00	0,46	0,34	0,005
B8-B10	0,00222	0,0035	117,6	85	1,00	70	9,36	0,46	0,05	27,00	0,46	0,34	0,005
B9-B10	0,00230	0,0300	117,6	85	1,00	70	3,30	0,26	0,03	20,00	1,01	0,16	0,002
B18-B19	0,00330	0,0053	117,6	85	1,00	70	11,28	0,51	0,06	28,00	0,59	0,40	0,006
B22-B19	0,00280	0,0049	117,6	85	1,00	70	9,92	0,47	0,06	27,10	0,55	0,35	0,005
B19-B20	0,00660	0,0025	150,6	85	1,00	70	16,83	0,66	0,10	30,70	0,53	0,55	0,012
B20-B14	0,00660	0,0031	150,6	85	1,00	70	15,20	0,62	0,09	30,00	0,57	0,50	0,011
B1-B2	0,00200	0,0033	117,6	85	1,00	70	8,67	0,43	0,05	26,00	0,43	0,32	0,004
B2-B3	0,00200	0,0026	117,6	85	1,00	70	9,74	0,47	0,06	27,10	0,40	0,34	0,005
B3-B3'	0,00307	0,0039	117,6	85	1,00	70	12,21	0,53	0,06	28,50	0,52	0,42	0,006

B24-B4	0,00094	0,0034	117,6	85	1,00	70	4,00	0,28	0,03	21,00	0,36	0,19	0,003
B3'-B4	0,00307	0,0030	117,6	85	1,00	70	13,92	0,57	0,07	29,40	0,47	0,46	0,006
B4-B5	0,00709	0,0026	150,6	85	1,00	70	17,87	0,68	0,10	31,00	0,54	0,57	0,013
B5-B6	0,00709	0,0029	150,6	85	1,00	70	16,81	0,66	0,10	30,60	0,57	0,55	0,012
B6-B7	0,00960	0,0022	188,2	85	1,00	70	14,42	0,59	0,11	29,80	0,56	0,47	0,017
B21"-B21'	0,00252	0,0045	117,6	85	1,00	70	9,31	0,46	0,05	27,00	0,53	0,34	0,005
B21'-B6	0,00252	0,0028	150,6	85	1,00	70	6,07	0,36	0,05	23,60	0,43	0,25	0,006

L'impianto di trattamento delle prime acque di dilavamento, come rappresentato comprende:

- uno pozzetto scolmatore
- un serbatoio d'accumulo con pompa di rilancio
- un deoliatore con filtro a coalescenza.

Stante che la Regione Sicilia non ha ancora emanato una specifica direttiva, riguardante le acque di prima pioggia, a termine dell'art. 113 del D.Lgs. 152/200, per il dimensionamento della vasca di prima pioggia si è ritenuto conducente procedersi, pertanto, nel rispetto del D.Lgs. 152/2006, tenendo conto, per quanto applicabile nella fattispecie in esame, delle indicazioni, già a suo tempo contenute dalla L.R. Lombardia 62/85 e di quelle allo stato assunte da regolamenti di altre regioni e da linee guida di enti locali, riferite ad aree sede di specifici insediamenti.

L'impianto di trattamento è stato dimensionato in funzione delle acque di prima pioggia, corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm., uniformemente distribuita sulla superficie scolante soggetta ad emissione (cfr. Direttiva Emilia Romagna di cui alla Delibera G.R. 286/05 e 1860/06); per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore venga scaricato in un periodo di 15 minuti ($i = 20 \text{ mm/h}$).

Il dimensionamento dell'impianto è riportato nella successiva tabella 3.3.1.

Tabella 3.3.1 Dimensionamento del sistema di trattamento delle acque di prima pioggia

Superficie scolante S	768,00	mq		
$V_{pp} = S \times 5 \text{ mm}$	3,84	mc		
$i = 20 \text{ mm/mq}$ per un tempo di 1 h \rightarrow $20 \text{ mm/mq} / 3600 \text{ s} =$	0,0056	l/s mq		
Portata $Q = S \times i$	4,30	l/s	0,004	mc/s
Cf	100,00			
$V_{sed} = Q \times Cf$	0,43	mc		
$V_{tot} \text{ serbatoio d'accumulo} = V_{pp} +$		mc		

Vsed	4,27			
Vadottato > Vtot				
In rapporto agli spazi disponibili				
Vadottato = 9,93 mq * hut 1,48 m =	14,70	mc		
tempo di svuotamento del serbatoio t				
=	3,00	ore		
portata calcolata della pompa dell'impianto Qpc = (Vadott-Vsed)/t	4,76	mc/h	1,32	l/s
portata assunta della pompa dell'impianto Qp	1,50	l/s		
Tempo di separazione ts	16,60	min		per reflui condensati dell'olio < 0,85 g/cmc
Volume utile disoleazione calcolato				
Vdis c = Qp x ts	1,49	mc		
Vdis adottato	1,95	mc		
Vdis adottato > Vdis				

Il serbatoio di accumulo verrà realizzato in cemento armato gettato in opera.

Una volta riempito il serbatoio di accumulo le successive acque, attraverso il pozzetto scolmatore, posizionato a monte, confluiscono direttamente alla vasca di carico dell'impianto di sollevamento.

Il pozzetto scolmatore adottato è in polietilene con tubazione in entrata e di by-pass in PVC De 250 mm. e tronchetto di uscita (al serbatoio d'accumulo) in PVC De 200 mm. La quota fondo del by-pass è a quota estradosso del tronchetto di uscita al disoliatore.

Allo sbocco della tubazione di entrata al serbatoio di accumulo (De 200) verrà installata una valvola antiriflusso costituita da barra in acciaio, galleggiante, in polipropilene e tappo gommato.

Nella tabella 3.3.2 è riportata la verifica degli spechi adottati dallo scolmatore S al Serbatoio d'accumulo (De 200 in PVC) e per il by-pass dallo scolmatore alla vasca di carico (De 250 in PVC). Per la verifica s'è fatto riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig 2.2.

Tabella 3.3.2 Verifica collettore dallo scolmatore al serbatoio d'accumulo e by-pass

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
S-Serb.accumulo	0,0043	0,017	188,2	85	1,00	70	2,33	0,22	0,04	18,00	0,94	0,06	0,002
BYPASS	0,0394	0,0270	235,4	85	1	70	9,34	0,46	0,11	26,90	2,05	0,35	0,019

L'acqua stoccata nel serbatoio di accumulo viene quindi rilanciata al deoliatore dalla pompa sommersa attivata mediante quadro elettrico che regola lo svuotamento dell'accumulo in modo che, dopo un non eccessivo lasso di tempo dall'evento di deflusso superficiale, il sistema sia pronto ad un nuovo ciclo di funzionamento.

L'effluente dall'impianto di trattamento delle prime acque di dilavamento e l'effluente dal by-pass del suddetto impianto, vengono convogliati, attraverso singole tubazioni in PVC, alla vasca di carico in cui sono installate due elettropompe sommerse a funzionamento alternato (servite da gruppo elettrogeno) per il sollevamento delle portate sino al pozzetto di interruzione dei carichi previsto nella soprastante area a verde. Da detto pozzetto gli scarichi vengono convogliati a gravità all'esistente fognatura mista comunale di via Sturzo.

Come riportato nella tabella 3.2 la portata complessiva (Q_t) della rete acque bianche affluente all'impianto di sollevamento IB è pari 0,0394 mc/s di cui 0,0328 mc/s relativi agli afflussi meteorici assunti (Q_p) e 0,0066 mc/s relativi agli afflussi provenienti dagli scarichi dei locali pompe degli impianti antincendio (Q_s) e dagli scarichi di troppo pieno dei relativi serbatoi.

La tubazione premente è prevista in acciaio DN 200 mm. La verifica della suddetta tubazione, effettuata con la formula di Bazin è riportata in tabella 3.4 Nella stessa tabella è riportato il tipo di elettropompa sommersa adottata.

La vasca di carico assicura un tempo di accumulo t della portata Q_t , pari a circa 10 minuti e precisamente, essendo il volume utile $V_{ut} = m_q 15,58 \times h_{ut} 1,50 \text{ m} = 23,37 \text{ mc.}$, $t = (23,37 \text{ mc} / 0,0394 \text{ mc/s})/60 = 9,89 \text{ min}$

L'impianto di trattamento delle prime acque di dilavamento e la vasca di carico sono rappresentati nelle tavole P21 e P22b.

Tabella 3.4 Verifica tubazione premente acque bianche

VERIFICA TUBAZIONI CON LA FORMULA DI BAZIN PER TUBI IN ACCIAIO									
CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO									
TUBAZIONE PREMENTE DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO (ACQUE BIANCHE) CON Qt=								39,38	l/s
L =	30,00	m							
Q =	39,38	l/s							
Dn =	200	mm							
V =	1,25	m/s							
LQ^2 =	0,05								
K/D^5=	7,88								
H =	0,37	m	distr+loc40%	0,51	m				
Prevalenza geodetica	Hg	=	15,30	m					
Perdita di carico totale	H	=	0,51	m					
Prevalenza manometrica totale	Hm		15,81						
TUBAZIONE PREMENTE DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO (ACQUE BIANCHE) CON Qp =								32,80	l/s
L =	30,00	m							
Q =	32,80	l/s							
Dn =	200	mm							
V =	1,04	m/s							
LQ^2 =	0,03								
K/D^5=	7,88								
H =	0,25	m	distr+loc40%	0,36	m				
Prevalenza geodetica	Hg	=	15,30	m					
Perdita di carico totale	H	=	0,36	m					
Prevalenza manometrica totale	Hm		15,66						
E' previsto l'impiego di elettropompa sommersa :									
Tipo RH150B-T4 185T4+S della Rovatti da 22,8 Kw di potenza assorbita dalla cui curva di funzionamento									
Q	=	Qt	=	39,38	l/s	Hm =	17,5	m	
Q	=	Qp	=	32,80	l/s	Hm =	18,5	m	

Le portate affluenti dall'impianto di sollevamento al pozzetto di interruzione dei carichi verranno convogliate a gravità all'esistente fognatura comunale a mezzo di tubazione in PVC SN8 De 200 mm, la cui verifica, effettuata facendo riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig. 2.2, è riportata nella tabella 3.5. Il collegamento allo speco ovoidale T1 della pubblica fognatura, in ragione del diametro e della breve distanza dal pozzetto esistente PE2 e da quello di nuova realizzazione P2 (v. tav. P07), avverrà direttamente, tramite idonea strumentazione, con tecniche non invasive e specifico dispositivo di innesto ad ancoraggio meccanico (v. tav. P22/a).

Tabella 3.5 Verifica collettore a sezione circolare dal pozzetto interruttivo dei carichi (acque bianche) alla fognatura mista comunale.

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
Dal pozzetto interruzione dei carichi premente rete bianca alla fognatura	0,0394	0,02	188,2	85	1,00	70	19,71	0,74	0,14	31,40	1,77	0,63	0,022

5. RETE INTERNA ACQUE NERE

Le acque reflue provenienti dagli scarichi dei servizi confluiscono in rete interna separata, realizzata con collettori a sezione circolare in PVC SN8, al di sotto del piano di calpestio del terzo ed ultimo piano interrato. Tale rete confluisce, a sua volta, in una stazione di pompaggio prefabbricata, con serbatoio in polietilene, con n. 2 pompe a funzionamento alternato, per il sollevamento delle portate sino ad un pozzetto di interruzione dei carichi, previsto nella soprastante area a verde. Da detto pozzetto gli scarichi vengono convogliati a gravità all'impianto di trattamento e smaltimento dei liquami interrato nell'area a verde ad ovest del parcheggio.

Allorquando attivato il recapito al depuratore comunale della pubblica fognatura di via Luigi Sturzo sarà possibile lo scarico diretto in fogna delle acque reflue del parcheggio, by-pass dell'impianto di trattamento e smaltimento. Tale by-pass è costituito dal collegamento tra il pozzetto di interruzione dei carichi e il pozzetto PF4 di nuova realizzazione in testa all'esistente speco T1 della pubblica fognatura (v. Tav. P07).

Nella stazione di sollevamento adottata la geometria del fondo del contenitore consente la massima movimentazione dei liquami durante le operazioni di pompaggio, così che i residui eventualmente depositati sul fondo vengano portati in sospensione e più facilmente eliminati.

Le pompe previste hanno una girante bipolare aperta, con dente di guida atto a convogliare il materiale verso la scanalatura presente sul diffusore di aspirazione per una rapida espulsione dei corpi solidi. La girante è in grado di muoversi assialmente per facilitare il passaggio dei solidi di dimensioni maggiori attraverso la voluta. Inoltre, in un corpo pompa verrà installata una valvola di flussaggio avente la funzione di mantenere l'impianto di sollevamento fognario sempre pulito. All'inizio di ciascun ciclo di pompaggio tale valvola è aperta e l'acqua aspirata dalla pompa viene forzata attraverso la valvola che la invia nel contenitore sotto forma di getto che rimette in

sospensione i fanghi eventualmente sedimentati. Dopo un tempo regolabile da 20 a 50 secondi la valvola si chiude ripristinando la normale funzione di pompaggio.

Stante che il parcheggio da realizzare prevede un numero complessivo di 334 posti auto, assunto il parametro di 1 abitante equivalente ogni 30 posti auto, l'impianto di trattamento e smaltimento dei liquami deve essere dimensionato per almeno 11,13 abitanti equivalenti.

Per ciascun corpo servizi, gli apparecchi sanitari confluiscono in una colonna di scarico collegata al piede alla rete interna acque nere

Le colonne di scarico ed i relativi collegamenti degli apparecchi sanitari sono in PVC pesante conforme alla norma UNI En 1329-I.

Calcolo delle portate

Il dimensionamento dell'impianto di scarico e ventilazione è stato eseguito secondo i dati, i criteri e le tabelle riportate nella normativa UNI 12056-2:2001 e nei manuali tecnici.

Il dimensionamento di un sistema di scarico dipende in primo luogo dalla portata massima di acque usate da smaltire.

Il metodo di calcolo comunemente adottato è quello delle unità di scarico i cui valori sono stati determinati sulla base del prospetto 2 della norma UNI 12056-2:2001 che si riportano nella tabella sottostante.

Apparecchio sanitario	Sistema I	Sistema II	Sistema III	Sistema IV
	$\frac{DU}{l/s}$	$\frac{DU}{l/s}$	$\frac{DU}{l/s}$	$\frac{DU}{l/s}$
Lavabo, bide	0,5	0,3	0,3	0,3
Doccia senza tappo	0,6	0,4	0,4	0,4
Doccia con tappo	0,8	0,5	1,3	0,5
Orinatoio con cassetta	0,8	0,5	0,4	0,5
Orinatoio con valvola di cacciata	0,5	0,3	-	0,3
Orinatoio a parete	0,2*	0,2*	0,2*	0,2*
Vasca da bagno	0,8	0,6	1,3	0,5
Lavello da cucina	0,8	0,6	1,3	0,5
Lavastoviglie (domestica)	0,8	0,6	0,2	0,5
Lavatrice, carico max. 6 kg	0,8	0,6	0,6	0,5
Lavatrice, carico max. 12 kg	1,5	1,2	1,2	1,0
WC, capacità cassetta 4,0 l	**	1,8	**	**
WC, capacità cassetta 6,0 l	2,0	1,8	da 1,2 a 1,7***	2,0
WC, capacità cassetta 7,5 l	2,0	1,8	da 1,4 a 1,8***	2,0
WC, capacità cassetta 9,0 l	2,5	2,0	da 1,6 a 2,0***	2,5
Pozzetto a terra DN 50	0,8	0,9	-	0,6
Pozzetto a terra DN 70	1,5	0,9	-	1,0
Pozzetto a terra DN 100	2,0	1,2	-	1,3

* Per persona.
 ** Non ammesso.
 *** A seconda del tipo di cassetta (valido unicamente per WC a cacciata con cassetta e sifone).
 - Non utilizzata o dati mancanti.

Il metodo consiste nell'assegnazione ad ogni apparecchio che scarica nel sistema un valore (unità di scarico DU) assunto in una scala arbitraria che rappresenta l'effetto prodotto dall'apparecchio stesso.

L'effetto è determinato oltre che dalla portata dell'apparecchio stesso anche dalle sue caratteristiche geometriche, dalla sua funzione e dalla probabile contemporaneità del suo uso con quello di altri apparecchi.

L'introduzione delle DU rende omogenei, e quindi sommabili, valori altrimenti eterogenei.

Nello specifico il sistema adottato è il I ovvero un sistema di scarico con colonna di scarico unica e diramazioni di scarico riempite parzialmente. Gli apparecchi sanitari sono connessi a diramazioni di scarico riempite parzialmente. Tali diramazioni sono dimensionate per un grado di riempimento uguale a 0,5 (50%) e sono connesse a un'unica colonna di scarico.

La configurazione adottata è quella di sistema con ventilazione primaria e diramazioni di scarico senza ventilazione.

La ventilazione primaria verrà realizzata mediante il prolungamento delle colonne di scarico al di sopra del livello copertura (per una lunghezza maggiore di un metro), mantenendo il diametro pari a quello della colonna di scarico.

Il valore della portata di acque reflue prevista è stata calcolata con la seguente formula:

$$Q_{ww} = K \sqrt{\sum DU}$$

dove:

Q_{ww} è la portata acque reflue (l/s);

K è il coefficiente di frequenza;

$\sum DU$ è la somma delle unità di scarico.

Il coefficiente di frequenza K è stato assunto pari 0,50 e ricavato dal prospetto 3 della norma UNI 12056-2:2001; il suddetto valore è relativo ad un uso intermittente, per esempio in abitazioni, locande, uffici.

La portata di progetto per ogni tronco, corrisponde al maggiore tra la portata dell'apparecchio con l'unità di scarico più grande e la portata Q_{ww} .

Diramazioni

Dal prospetto 4 della norma UNI 12056-2:2001 si rilevano le dimensioni delle diramazioni in funzione della portata di progetto.

Q_{max}	Sistema I	Sistema II	Sistema III	Sistema IV
l/s	DN	DN	DN	DN
0,40	*	30	Vedere prospetto 6	30
0,50	40	40		40
0,80	50	*		*
1,00	60	50		50
1,50	70	60		60
2,00	80**	70**		70**
2,25	90***	80****		80****
2,50	100	90		100
* Non ammesso. ** Senza WC. *** Massimo due WC e cambiamenti di direzione per un totale massimo di 90°. **** Massimo un WC.				

Pertanto le diramazioni avranno diametro pari a:

Per i lavabi: DN 40

Per i WC: DN 100

Per le diramazioni di scarico inoltre, bisognerà rispettare i seguenti limiti fissati dal prospetto 5 della norma UNI 12056-2:2001, ovvero:

Limiti di applicazione	Sistema I	Sistema II	Sistema III	Sistema IV
Lunghezza massima della tubazione (L)	4,0 m	10,0 m	Vedere prospetto 6	10,0 m
Numero massimo delle curve a 90°	3*	1*		3*
Dislivello massimo (Δ) (inclinazione di 45° o maggiore)	1,0 m	**60 m DN > 70 **3,0 m DN = 70		1,0 m
Pendenza minima	1%	1,5%		1%

* Senza curva di raccordo.

** Se DN < 100 mm e vi è un WC collegato ad una diramazione senza ventilazione, nessun altro apparecchio sanitario può essere collegato entro una zona di 1 m al di sopra del raccordo ad un sistema ventilato.

Colonne di scarico

Ogni colonna di scarico servirà due locali Wc per piano.

La somma delle unità di scarico per piano, riferito ad ogni colonna, è pari a:

Apparecchio	Numero	DU	Σ DU
WC (9,0l)	2	2,5	5,0
Lavabo	2	0,5	1,0
Totale			6,0

3 livelli con 6,0 DU ciascuno = 18,0 DU

$Q_{ww} = 0,5 \times \sqrt{18,0} = 2,12 \text{ l/s}$

Diametro nominale della colonna di scarico dal prospetto 11

norma UNI 12056-2:2001 = DN 100

Si adotta il diametro DN 110.

Colonna di scarico e sfiato	Sistemi I, II, III e IV	
	$Q_{max} \text{ (l/s)}$	
DN	Braga a squadra	Braga ad angolo
60	0,5	0,7
70	1,5	2,0
80*	2,0	2,6
90	2,7	3,5
100**	4,0	5,2
125	5,8	7,6
150	9,5	12,4
200	16,0	21,0
* Dimensione minima quando i WC sono raccordati secondo il sistema II.		
** Dimensione minima quando i WC sono raccordati secondo i sistemi I, III, IV.		

Collettori rete interna acque nere

I collettori hanno pendenza minima pari a 0,50 cm/m.

La portata come sopra calcolata è pari a $Q_{ww} = 2,12 \text{ l/s}$.

Secondo il prospetto B.1 della norma UNI 12056-2:2001, il diametro nominale del collettore di scarico è DN 125.

Capacità di collettori di scarico con grado di riempimento del 50% ($h/d = 0,5$)

Pendenza	DN 100		DN 125		DN 150		DN 200		DN 225		DN 250		DN 300	
i	Q_{\max}	v	Q_{\max}	v	Q_{\max}	v	Q_{\max}	v	Q_{\max}	v	Q_{\max}	v	Q_{\max}	v
cm/m	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s	l/s	m/s
0,50	1,8	0,5	2,8	0,5	5,4	0,6	10,0	0,8	15,9	0,8	18,9	0,9	34,1	1,0
1,00	2,5	0,7	4,1	0,8	7,7	0,9	14,2	1,1	22,5	1,2	26,9	1,2	48,3	1,4
1,50	3,1	0,8	5,0	1,0	9,4	1,1	17,4	1,3	27,6	1,5	32,9	1,5	59,2	1,8
2,00	3,5	1,0	5,7	1,1	10,9	1,3	20,1	1,5	31,9	1,7	38,1	1,8	68,4	2,0
2,50	4,0	1,1	6,4	1,2	12,2	1,5	22,5	1,7	35,7	1,9	42,6	2,0	76,6	2,3
3,00	4,4	1,2	7,1	1,4	13,3	1,6	24,7	1,9	38,9	2,1	46,7	2,2	83,9	2,5
3,50	4,7	1,3	7,6	1,5	14,4	1,7	26,6	2,0	42,3	2,2	50,4	2,3	90,7	2,7
4,00	5,0	1,4	8,2	1,6	15,4	1,8	28,5	2,1	45,2	2,4	53,9	2,5	96,9	2,9
4,50	5,3	1,5	8,7	1,7	16,3	2,0	30,2	2,3	48,0	2,5	57,2	2,7	102,8	3,1
5,00	5,6	1,6	9,1	1,8	17,2	2,1	31,9	2,4	50,6	2,7	60,3	2,8	108,4	3,2

Dimensionamento impianto di sollevamento

Portata impianto

La portata complessiva affluente alla vasca di carico a servizio dell'impianto di sollevamento è stata determinata con l'espressione

$$Q_{ww} = K \sqrt{\sum DU}$$

dove:

Q_{ww} è la portata acque reflue (l/s);

K è il coefficiente di frequenza;

$\sum DU$ è la somma delle unità di scarico complessive dell'intero parcheggio

$$Q_{ww} = 0,5 \times \sqrt{36,0} = 3,00 \text{ l/s}$$

La tubazione premente è prevista in acciaio DN 80 mm. La verifica della suddetta tubazione, effettuata con la formula di Bazin è riportata in tabella 4.1 Nella stessa tabella è riportato il tipo di elettropompa sommersa adottata

Tabella 4.1 Verifica tubazione premente acque nere

VERIFICA TUBAZIONI CON LA FORMULA DI BAZIN PER TUBI IN ACCIAIO			
CALCOLO DELLE PERDITE DI CARICO			
TUBAZIONE PREMENTE DELL'IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO IN (ACQUE NERE			3,00 l/s
L =	35,00	m	
Q =	3,00	l/s	
Dn =	80	mm	
V =	1,06	m/s	
LQ ² =	0,0003		
K/D ⁵ =	1.188,12		
H =	0,37 m	distr+loc40% 0,52 m	
Prevalenza geodetica	Hg	=	14,00 m
Perdita di carico totale	H	=	0,52 m
Prevalenza manometrica	Hm	=	14,52
E' previsto l'impiego di elettropompa sommersa :			
2,06 Kw di potenza assorbita dalla cui curva di funzionamento			
Q	=	Qt = 3,30 l/s	Hm = 16,59 m

Le portate affluenti dall'impianto di trattamento e smaltimento liquami a mezzo di tubazione in PVC SN8 De 200 mm, la cui verifica, effettuata facendo riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig.2.2, è riportata nella tabella 4.2.

Tabella 4.2 Verifica collettore a sezione circolare dal pozzetto di interruzione dei carichi (acque nere) all'impianto di trattamento e smaltimento liquami

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
Dal pozzetto interruzione carichi premente rete nera alla imhoff	0,003	0,02	188,2	85	1,00	70	1,50	0,18	0,03	16,70	0,94	0,1	0,004

Impianto di trattamento e smaltimento dei liquami

Caratteristiche

In rapporto al numero complessivo di posti auto previsti nel parcheggio da realizzare (334), assunto il parametro 1 abitante equivalente ogni 30 posti auto, il numero di abitanti equivalenti risulta pari a 11,13.

L'impianto, dimensionato per 12 abitanti equivalenti, è stato previsto nel rispetto di quanto al riguardo prescritto nell'Allegato 5 della delibera 04/02/77 del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento.

L'impianto, come già esposto, verrà realizzato in area destinata a verde.

Per il **trattamento primario** si adotterà una **vasca** settica del tipo **Imhoff**, prefabbricata, interrata e realizzata a perfetta tenuta sì da evitare inquinamento nel terreno circostante.

La vasca avrà accesso dall'alto, a mezzo passo d'uomo a doppia botola con interposto strato di materiale inerte (sabbia) e sarà munita di tubo di ventilazione in PVC SN8 De 110 mm.

All'avvio dell'impianto si riempirà la vasca di acqua aggiungendo opportuna quantità di calce sì da consentire l'innesco del processo anaerobico.

Stante il buon poter assorbente del terreno in situ si adotterà, **come trattamento secondario**, un **pozzo assorbente**, che verrà ubicato lontano da sistemazioni che potrebbero comunque ostacolare il passaggio dell'aria nel terreno.

Le pareti del pozzo verranno realizzate in calcestruzzo con idonee feritoie. Al fondo, in sostituzione della platea, verrà posto uno strato di pietrisco per uno spessore di cm. 30; uno strato di pietrisco verrà sistemato ad anello, esternamente, intorno alla parete per uno spessore orizzontale di 50 cm.

La granulometria del pietrisco sarà decrescente dal basso verso l'alto ed in esso verranno infissi 4 tubi di aerazione in PVC SN8 De 110 mm confluenti in unica canna, prolungata sino ad oltre ad oltre 1 m. dalla linea di gronda del torrino scala.

La copertura del pozzo verrà effettuata alla profondità di 70 cm da p.c. con passo d'uomo a doppia botola con interposto strato di sabbia.

Al di sopra della copertura del pozzo e del pietrisco che lo circonda si porrà uno strato di terreno vegetale.

Dimensionamento

Trattamento primario - Vasca Imhoff

Comparto di sedimentazione: 50 lt/utente

Comparto fango 120 lt. Pro-capite

Capacità utile teorica comparto di sedimentazione

$$C_{s.t.} = 12 \text{ ut.} \times 50 \text{ lt/ut.} = 600 \text{ lt.} = 0.60 \text{ mc.}$$

Capacità utile teorica comparto fango

$$C_{f.t.} = 12 \text{ ut.} \times 120 \text{ lt/ut.} = 1.440 \text{ lt.} = 1,44 \text{ mc.}$$

Capacità utile effettiva comparto di sedimentazione (v. elaborati grafici)

$$C_{s.e.} = 0.76 \text{ mc.} > C_{s.t.} = 0.60 \text{ mc.}$$

Capacità utile effettiva comparto fango (v. elaborati grafici)

$$C_{f.e.} = 1.765 \text{ mc.} > C_{f.t.} = 1,44 \text{ mc.}$$

Trattamento secondario - Pozzo assorbente

In rapporto alla natura del terreno lo sviluppo teorico della parete perimetrale del pozzo assorbente è :

$$S_{pt} = 12 \text{ ut} \times 1 \text{ mq/ut.} = 12,00 \text{ mq}$$

Si prevede pertanto un pozzo circolare di diametro pari a 2,00 m e di altezza utile disperdente pari a 2,00 m.; lo sviluppo effettivo della parete perimetrale disperdente sarà pari a :

$$S_{pe} = \pi \times d \times h = 3.14 \times 2,00 \times 2,00 = 12,56 \text{ mq} > S_{pt} = 12,00 \text{ mq}$$

In rapporto alla quota della falda ed all'angolo di dispersione del terreno in situ (v. relazione idrogeologica di progetto), tenuto conto della distanza dagli edifici circostanti, possono escludersi pericoli di interferenze con i suddetti edifici; inoltre la differenza di quota tra il fondo del pozzo ed il massimo livello della falda (non utilizzata per usi potabili, domestici ed assimilati) è di oltre 11,00 m., ben superiore al limite inferiore di m. 2,00 indicato dall'Allegato 5 della delibera 04/02/77 del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento.

6. RETE INTERNA DI DISTRIBUZIONE IDRICA

Distribuzione dell'acqua fredda e calda

A valle del contatore si diparte una tubazione in multistrato De 50 mm che alimenta un serbatoio in polietilene ubicato al 1° piano interrato, collegato a gruppo di pressurizzazione a servizio della rete di distribuzione idrica interna. La distribuzione avviene mediante due tubazioni di adduzione che servono, ciascuna, i due corpi nord e sud ove sono presenti i servizi igienici.

All'interno dei due blocchi, la distribuzione ai vari piani avviene mediante una colonna montante che serve i vari collettori di piano; da ogni collettore si diparte la tubazione di adduzione ad ogni singolo erogatore e la tubazione di adduzione allo scaldacqua di piano. Per la distribuzione dell'acqua calda la tubazione di uscita dallo scaldacqua è collegata ad un collettore di distribuzione per ogni singola erogazione.

Le tubazioni che formano il complesso dell'impianto sono in multistrato sottotraccia, ad eccezione di quelle all'interno della centrale idrica, che sono in acciaio zincato senza saldatura (tipo Mannesmann), posate a vista.

Dimensionamento delle tubazioni

Il dimensionamento dell'impianto idrico-sanitario è stato eseguito secondo i dati, i criteri e le tabelle riportate nella normativa UNI 9182:2014 e nei manuali tecnici.

In particolare il dimensionamento delle tubazioni è stato condotto sulla base dei seguenti dati:

- Portata massima contemporanea per ogni tronco e per l'intera rete;
- Pressione utilizzabile;
- Massime velocità ammissibili.

Il calcolo delle portate massime contemporanee è stato eseguito con il metodo delle unità di carico (UC). Tale metodo assume un valore convenzionale, che tiene conto della portata di un punto di erogazione, delle sue caratteristiche dimensionali e funzionali e della sua frequenza d'uso.

I valori delle unità di carico sono stati determinati mediante i valori riportati nelle tabelle di cui al prospetto D.2 e prospetto D.3 dell'appendice D della norma UNI 9182:2014, relativi ad utenze di edifici ad uso pubblico e collettivo.

Le portate massime contemporanee, in base alle quali sono stati dimensionati i vari tratti di tubazione, sono state determinate considerando la somma di tutte le unità di carico.

Successivamente sono stati determinati i diametri delle tubazioni in base ai massimi valori ammissibili di velocità, quindi sono state calcolate le perdite di carico lineari e localizzate con le seguenti formule:

- William-Hazen per le tubazioni in multistrato

$$H_d = (L * Q^{1,852}) * K / D^{4,87} \quad (5.1)$$

con

Hd = perdita di carico (m)

L = lunghezza del tronco (m)

Q = portata (l/s)

D = diametro interno tubazione (mm)

$K = (1,21 * 10^{10} / CW^{1,852})$

ove CW rappresenta il coefficiente di scabrezza, posto pari a 130 per tubi usati in multistrato.

- *Bazin* per le tubazioni in acciaio

$Hd = (L * (Q * 10^{-3})^2) * (K / (D * 10^{-3})^5)$

con

Hd = perdita di carico (m)

L = lunghezza del tronco (m)

Q = portata (l/s)

D = diametro interno tubazione (mm)

$K = 0,000857 * (1 + 2\chi / (D * 10^{-3})^{0.5})^2$

ove χ rappresenta il parametro di scabrezza, in $m^{0.5}$, posto pari a 0,16 per tubi in acciaio in servizio corrente con incrostazioni.

Si è verificato poi, che la pressione minima dell'utilizzatore più sfavorito sia inferiore del valore di pressione disponibile al punto di alimentazione.

Il dimensionamento, nei termini sopra esposti, è stato eseguito per il blocco servizi nord, ubicato nella posizione idraulicamente più sfavorita rispetto al gruppo di pressurizzazione.

Il gruppo di pressurizzazione adottato assicura una prevalenza manometrica di 37,7 m per una portata di 166,6 l/min.

Vengono appresso riportate, per ciascun tronco, le portate (v. tabb 5.1, 5.3, 5.5, 5.7) e per ciascun nodo le quote piezometriche ed i relativi franchi (v. Tabb. 5.2, 5.4, 5.6, 5.8)

Tabella 5.1

SPECCHIO DELLE PORTATE								
CORPO NORD								
Tronco	Lunghezza	Tratti dipendenti	Unità di carico	Erogazioni (l/s)		Q^1,852	LQ^1,852	LQ^2
	m			Tratti dipendenti	Portata di calcolo	$((m/s)*10^{-3})^{1,852}$	$((m^4)/s)*10^{-3})^{1,852}$	$((m^7)*10^{-3})/s^2$
-3 -2	4,00				0,68	0,49	1,96	
		I	14,0					
-2 -1	4,00	28,0			1,23	1,47	5,87	
		-3 -2	14,0	0,68				
		II	14,0	0,68				
COLL.CENTR.IDR. -1	85,00	42,0			1,64	2,50	212,48	
		-2 -1	28,0	1,23				
		III	14,0	0,68				
GP COLL. CENTR.IDR.	6,00	84,0			2,77	6,60	39,59	4,6037E-05
		CORPO NORD	42,0	1,64				
		CORPO SUD	42,0	1,64				

Tabella 5.2

QUOTE PIEZOMETRICHE														
CORPO NORD														
Nodo e tronco	Q	LQ^1,852	LQ^2	Diametro assunto	Sezione	V	K/D^4,87	K/D^5	Hd	Hloc (m)	Htot (m)	Quota (m)		
									Williams Hazen					
									Hd = (L*Q^1,852)* K/D^4,87) per tubi multistrato					
	Bazin	Hd = (L*Q^2) * (K/D^5) per tubi in acciaio												
	l/s	$((m^4)/s)^{1.852}$	$((m^2)^{1.852})/s^2$	mm	mq	m/s			m	Hloc=0,40 Hd	Htot=Hd+Hloc	Piezometrica	Geodetica	Franco
GP												50,20		
GP COLL CENTR. IDR.	2,77		4,60374E-05	60	0,0028	0,98		5862,62	0,27	0,11	0,38			
COLL CENTR IDR												49,82	12,50	37,32
POMPA-1	1,64	212,48		50	0,0014	1,18	0,02107887		4,48	1,79	6,27			
-1												43,55	12,50	31,05
-1-2	1,23	5,87		50	0,0014	0,89	0,02107887		0,12	0,05	0,17			
-2												43,38	9,05	34,33
-2-3	0,68	1,96		32	0,0005	1,28	0,18916556		0,37	0,15	0,52			
-3												42,86	5,60	37,26

Tabella 5.3

SPECCHIO DELLE PORTATE							
CORPO NORD							
Tronco	Lunghezza	Tratti dipendenti	Unità di carico	Erogazioni (l/s)		Q ^{1,852}	LQ ^{1,852}
	m			Tratti dipendenti	Portata di calcolo	$((mc/s)*10^{-3})^{1,852}$	$((m^4)/s)*10^{-3})^{1,852}$
I	0,50				0,68	0,49	0,24
		C3F	14,0	0,68			
II	0,50				0,68	0,49	0,24
		C2F	14,0	0,68			
III	0,50				0,68	0,49	0,24
		C1F	14,0	0,68			

Tabella 5.4

QUOTE PIEZOMETRICHE												
CORPO NORD												
Nodo e tronco	Q	LQ ^{1,852}	Diametro assunto	Sezione	V	K/D ^{4,87}	Hd (m)	Hloc (m)	Htot (m)	Quota (m)		
	l/s	$((m^4)/s)^{1,852}$	mm	m ²	m/s		$Hd = (L \cdot Q^{1,852}) \cdot (K/D^{4,87})$	Hloc=0,40 Hd	Htot=Hd+Hloc	Piezometrica	Geodetica	Franco
-1										43,55	12,50	31,05
III	0,68	0,24	32	0,00053	1,28	0,18916556	0,05	0,02	0,06			
C1F										43,49	12,50	30,99
-2										43,38	9,05	34,33
II	0,68	0,24	32	0,00053	1,28	0,18916556	0,05	0,02	0,06			
C2F										43,31	9,05	34,26
-3										42,86	5,60	37,26
I	0,68	0,24	32	0,00053	1,28	0,18916556	0,05	0,02	0,06			
C3F										42,80	5,60	37,20

Tabella 5.5

SPECCHIO DELLE PORTATE							
CORPO NORD							
Nodo	Lunghezza	Tratti dipendenti	Unità di carico	Erogazioni (l/s)		Q ^{1,852}	LQ ^{1,852}
	m			Tratti dipendenti	Portata di calcolo	$((mc/s)^{10^{-3}})^{1,852}$	$((m^4)/s)^{10^{-3}})^{1,852}$
C1F	2,00	C1F-WC			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C1F-LAV			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C1F-LAV H			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C1F-WC H			0,10	0,0141	0,0281
	4,00	C1F-C1C	1,50	0,20	0,20	0,0508	0,2030
C2F	2,00	C2F-WC			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C2F-LAV			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C2F-LAV H			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C2F-WC H			0,10	0,0141	0,0281
	4,00	C2F-C2C	1,50	0,20	0,20	0,0508	0,2030
C3F	2,00	C3F-WC			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C3F-LAV			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C3F-LAV H			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C3F-WC H			0,10	0,0141	0,0281
	4,00	C3F-C3C	1,50	0,20	0,20	0,0508	0,2030

Tabella 5.6

QUOTE PIEZOMETRICHE												
CORPO NORD												
Nodi e tronchi	Q	LQ ^{1,852}	Diametro esterno assunto	Sezione	V	K/D ^{4,87}	Hd (m)	Hloc (m)	Htot (m)	Quota (m)		
	l/s	$((m^4)/s)*10^{-3})^{1,852}$	mm	mq	m/s		$Hd = (L*Q^{1,852}) * (K/D^{4,87})$	$Hloc=0,40 Hd+1,5$	$Htot=Hd+Hloc$	Piezometrica	Geodetica	Franco
C1F										43,49	12,50	30,99
										Piezometrica al nodo finale del tronco		
C1F-WC	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,77	12,50	29,27
C1F-LAV	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,77	12,50	29,27
C1F-LAV H	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,77	12,50	29,27
C1F-WC H	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,77	12,50	29,27
C1F-C1C	0,20	0,2030	20	0,00018	1,13	2,01232428	0,41	1,66	2,07	41,42	12,50	28,92
C2F										43,31	9,05	34,26
										Piezometrica al nodo finale del tronco		
C2F-WC	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,60	9,05	32,55
C2F-LAV	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,60	9,05	32,55
C2F-LAV H	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,60	9,05	32,55
C2F-WC H	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,60	9,05	32,55
C2F-C2C	0,20	0,2030	20	0,00018	1,13	2,01232428	0,41	1,66	2,07	41,24	9,05	32,19
C3F										42,80	5,60	37,20
										Piezometrica al nodo finale del tronco		
C3F-WC	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,08	5,60	35,48
C3F-LAV	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,08	5,60	35,48
C3F-LAV H	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,08	5,60	35,48
C3F-WC H	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,08	5,60	35,48
C3F-C3C	0,20	0,2030	20	0,00018	1,13	2,01232428	0,41	1,66	2,07	40,72	5,60	35,12

Tabella 5.7

SPECCHIO DELLE PORTATE							
CORPO NORD							
Nodo	Lunghezza	Tratti dipendenti	Unità di carico	Erogazioni (l/s)		Q ^{1,852}	LQ ^{1,852}
	m			Tratti dipendenti	Portata di calcolo	$((mc/s)*10^{-3})^{1,852}$	$((m^4)/s)*10^{-3})^{1,852}$
C1C	2,00	C1C-LAV			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C1C-LAVH			0,10	0,0141	0,0281
C2C	2,00	C2C-LAV			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C1C-LAVH			0,10	0,0141	0,0281
C3C	2,00	C3C-LAV			0,10	0,0141	0,0281
	2,00	C1C-LAVH			0,10	0,0141	0,0281

Tabella 5.8

QUOTE PIEZOMETRICHE												
CORPO NORD												
Nodi e tronchi	Q	LQ ^{1,852}	Diametro assunto (multistrato)	Sezione	V	K/D ^{4,87}	Hd (m)	Hloc (m)	Htot (m)	Quota (m)		
	l/s	$((m^4)/s)*10^{-3})^{1,852}$	mm	mq	m/s		$Hd = (L*Q^{1,852}) * (K/D^{4,87})$	$Hloc=0,40 Hd+1,5$	$Htot=Hd+Hloc$	Piezometrica	Geodetica	Franco
C1C										41,42	12,50	28,92
C1C-LAV	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	39,70	12,50	27,20
C2C										41,24	9,05	32,19
C2C-LAV	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	39,52	9,05	30,47
C3C										42,80	5,60	37,20
C3C-LAV	0,10	0,0281	16	0,00010	0,96	5,53169410	0,16	1,56	1,72	41,08	5,60	35,48

7.COLLEGAMENTO COLLETTORE FOGNATURA MISTA DI PIAZZA DELLA REPUBBLICA

Il collegamento è previsto con tubazione in PVC SN8 De 630 mm.

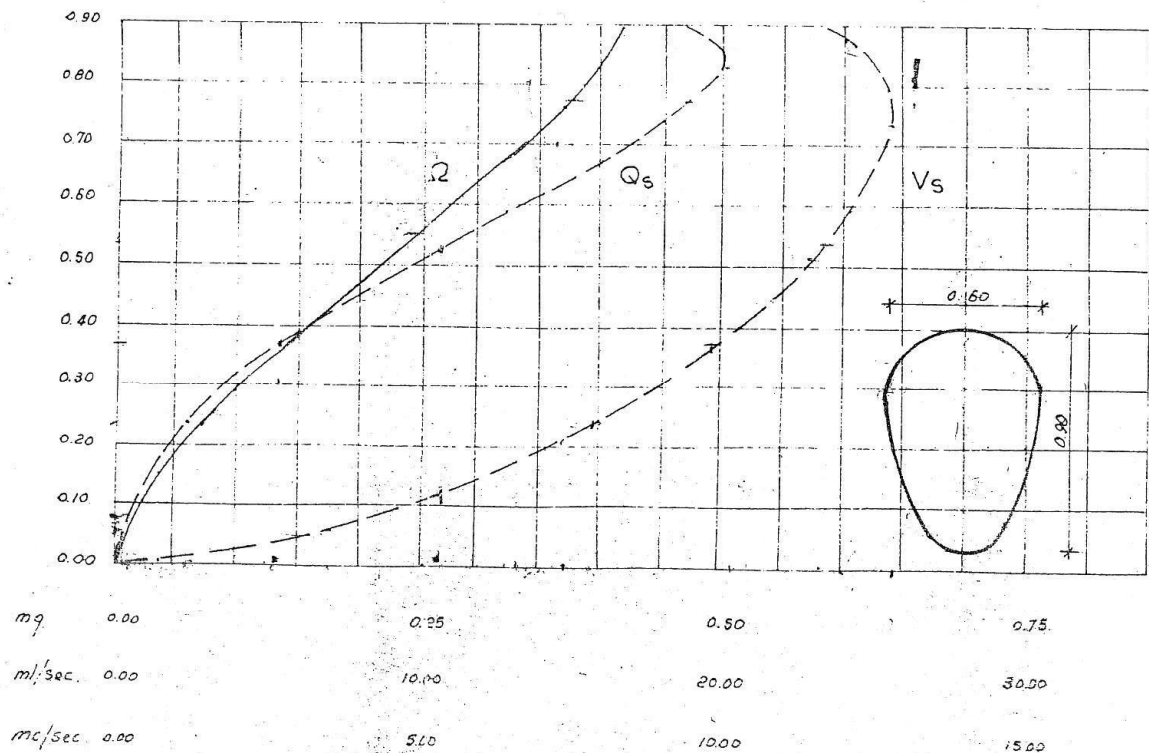
Tale tubazione è stata dimensionata, in sicurezza, per la portata Q_m massima compatibile con la sezione (T1) e la pendenza ($i = 0,50\%$) dello speco a valle.

La portata Q_m è stata ricavata dalla scala di deflusso dello speco T1 (v. fig 6.1) costruito attraverso la formula di Chezy (2.5), con il coefficiente K ricavato attraverso la formula di Kutter:

$$k = \frac{100}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad (6.1)$$

ove la scabrezza m è stata posta pari a 0,35.

Fig. 6.1. Scala di deflusso dello speco ovoidale T1



Dalla scala di deflusso di cui alla superiore figura 6.1 la massima portata specifica Q_s compatibile con lo speco T1 è pari 10 mc/s.

essendo

$$Q_s = \frac{Q}{\sqrt{i}} \quad (6.2)$$

Dalla relazione (6.2)

posto $i = 0,50\%$

La portata Q_m , massima compatibile con sezione e pendenza dello speco a valle, risulta pari a 0.707 mc/s

Per la verifica del collettore adottato nel collegamento da realizzare, s'è fatto riferimento alle formule (2.10) (2.11) ed all'abaco di fig 2.2 Nella tabella 6.1 sono riportati gli elementi idrici delle sezioni adottate per ciascun tronco di collettore oggetto di verifica.

Tabella 6.1 Verifica collettore a sezione circolare di collegamento della fognatura mista di Piazza della Repubblica alla fognatura mista di via Luigi Sturzo.

TRONCO	Q (mc/s)	i (m/m)	D (mm)	K	Dr (m)	Kr	Qr (mc/s)	hr (m) (v.abaco)	h (m)	Vr (m/s) (v.abaco)	V (m/s)	Ar (mq) (v.abaco)	A (mq)
F1	0,707	0,0121	593,2	85	1,00	70	21,30	0,79	0,47	31,60	2,98	0,67	0,2358
F2	0,707	0,0121	593,2	85	1,00	70	21,30	0,79	0,47	31,60	2,98	0,67	0,2358
F3	0,707	0,0123	593,2	85	1,00	70	21,16	0,78	0,46	31,50	2,99	0,66	0,2322

8. VERIFICA IDRAULICA COLLETTORE COMUNALE SU VIA LUIGI STURZO

L'intervento in oggetto prevede la sistemazione del terreno a verde attrezzato in area di circa 7.900 mq., rientrante in centro urbano, con un coefficiente di deflusso pari a 0,29 per il verde pensile e 0,271 per il verde su terreno naturale: valori questi inferiori al coefficiente 0,80 che, sulla base degli elementi globali, viene assunto per centri cittadini densamente edificati come nella fattispecie.

Quanto sopra, pertanto, non comporta incremento, bensì riduzione, degli afflussi meteorici prevedibili nella pubblica fognatura.

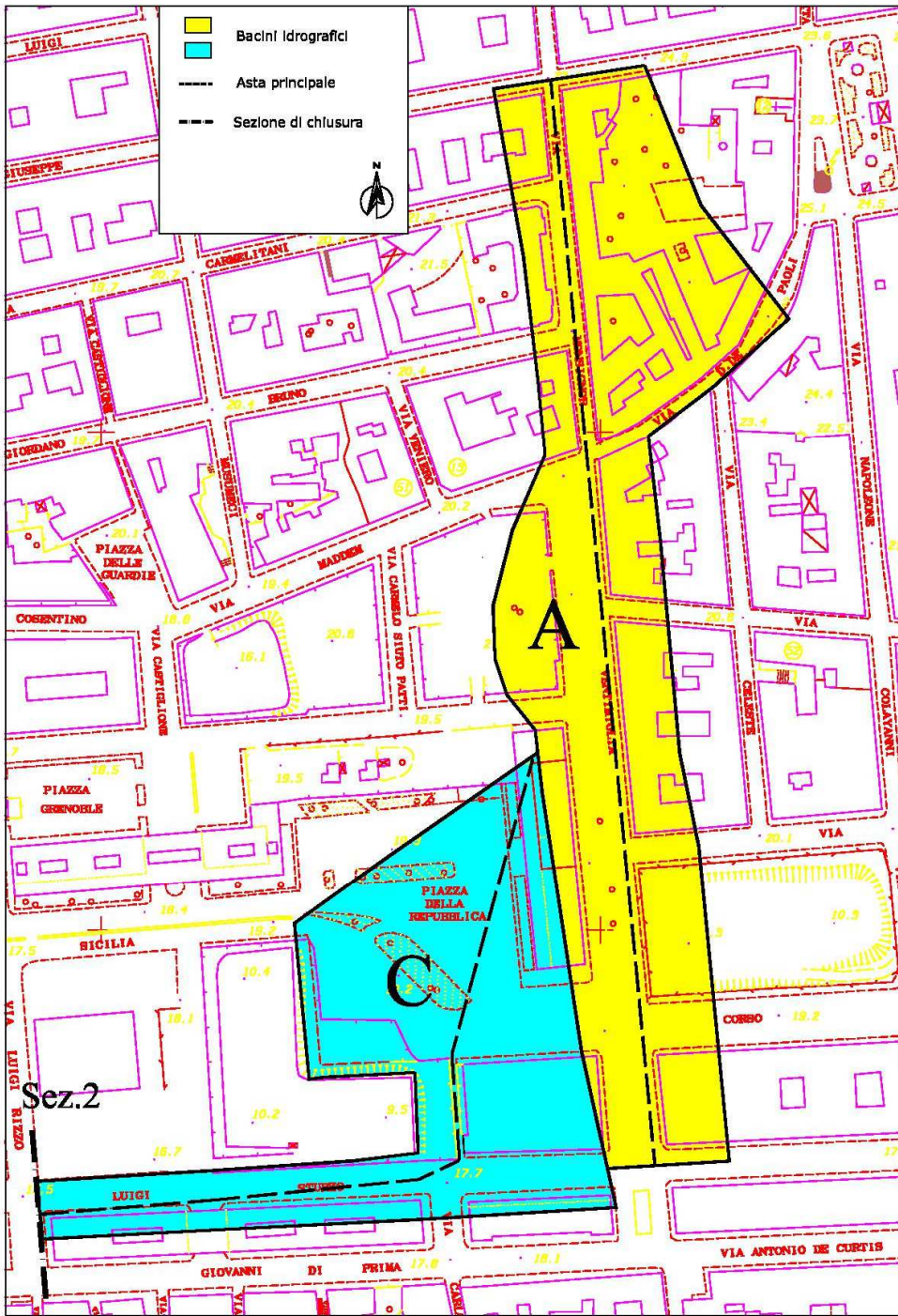
In rapporto ai criteri adottati (v. par. 2.1) per il dimensionamento delle opere idrauliche a presidio del sottostante parcheggio pubblico interrato, in concomitanza di piogge intense di breve durata, con tempo di ritorno 20 anni ed in condizioni "eccezionali" (sbarramento del deflusso superficiale a valle sulla via L.Sturzo ed apporto di contributi "fuori-bacino"), si è effettuata, comunque, in questa sede, la verifica dell'esistente collettore di fognatura mista di via L.Sturzo. Tale collettore è a speco ovoidale T1 60x90 cm.

La verifica è stata eseguita:

- in corrispondenza della sez. terminale di valle del parcheggio (Sez.1) –v. par. 2.1 -;
- in corrispondenza della confluenza dello scarico di troppo pieno della vasca di accumulo delle acque di drenaggio di tutto il verde attrezzato (Sez. 2)

In corrispondenza della sezione 2 della via Sturzo è stato dunque tracciato il bacino imbrifero sotteso, per come indicato nella planimetria riportata in figura 7.1.

Fig. 7.1 Bacino imbrifero sotteso dalla sezione 2 della via Sturzo



Operando come esposto al par. 2.1. si ottengono i valori della portata di piena riportati nelle tabelle 7.1 e 7.1’

Tabella 7.1. Elaborazioni per il calcolo della portata di piena
(Stazione G.C.OO.MM. di Catania)

Caratteristiche bacini idrografici										
Bacini	Area [km ²]	Lunghezza asta principale [m]	Coefficiente di deflusso	tc velocità fittizia [ore]	tc velocità fittizia [minuti]	tc [ore]	tc [minuti]	h [mm] 20 anni	Intensità di pioggia [mm/ora] 20 anni	Portata [m ³ /s] 20 anni
A	0,028	437	0,8	0,081	4,856	0,331	19,856	42,07	127,13	0,79
C	0,0180	336,5	0,8	0,062	3,739	0,312	18,739	41,29	132,20	0,53

Tabella 7.1'. Elaborazioni per il calcolo della portata di piena
(Stazione Istituto Agrario di Catania)

Caratteristiche bacini idrografici										
Bacini	Area [km ²]	Lunghezza asta principale [m]	Coefficiente di deflusso	tc velocità fittizia [ore]	tc velocità fittizia [minuti]	tc [ore]	tc [minuti]	h [mm] 20 anni	Intensità di pioggia [mm/ora] 20 anni	Portata [m ³ /s] 20 anni
A	0,028	437	0,8	0,081	4,856	0,331	19,856	38,60	116,64	0,73
C	0,0180	336,5	0,8	0,062	3,739	0,312	18,739	37,84	121,16	0,48

La portata di piena Q_p , in corrispondenza della sezione 2 di Via Luigi Sturzo, è correlata all'intero contributo del bacino C e ad un contributo del bacino A pari al 40%, in relazione alle pendenze stradali all'incrocio tra via Ventimiglia e via Sturzo e risulta pari 0,85 mc/s, tenuto conto della curva di probabilità pluviometrica comportante a parità di tempo di ritorno e di durata, la maggiore intensità di pioggia (Stazione G.C.OO.MM di Catania).

Nelle successive tabelle 7.2. e 7.3. sono riportati i risultati della verifica dell'esistente collettore a speco ovoidale T1 (60*90) di via Sturzo, effettuata sulla base della scala di deflusso dello speco di cui alla figura 6.1., in rapporto alle portate pluviali assunte nel presente progetto ed alle portate fecali affluenti.

Gli elementi idrici della sezione (altezza d'acqua h , sezione Ω , e velocità v) risultano ammissibili in considerazione, peraltro, del fatto che i valori di detti elementi di cui alla tabella 7.3, si raggiungono solo in concomitanza della portata di piena, con tempo di ritorno di 20 anni e che, inoltre, a

massima garanzia del realizzando parcheggio interrato, si è tenuto conto di un contributo fuori bacino comportante un incremento della portata del 48%.

Tabella 7.2. Verifica esistente collettore a speco ovoidale T1 (60*90) di via Sturzo - Sez. 1

PORTATA PLUVIALE									
Sez. 1 Via Sturzo (v. par. 2.1)								0,81	mc/s
afflussi meteorici rete interna acque bianche parcheggio (v.par.3)								<u>0,0328</u>	mc/s
Qp =								0,8428	mc/s
PORTATA FECALE									
mq	mc/mq	mc	mc/ab	ab	l/ab*g	coeff affl	coeff punta	ore/giorno smalt. Qm	Qf
1.400	18,75	26.250	100	263	300	0,8	4	18	0,004 mc/s
Qt	=	Qp	+	Qf	=				0,847 mc/s
VERIFICA COLLETTORE				T1 (60x90)	i	=	0,011		
Qs	=	Q/(i^0,5)	=	8,07					
h				0,66	m				
Q				0,32	mq				
Vs				24,5					
V	=	Vs * (i^0,5)		2,57	m/s				

Tabella 7.3. Verifica esistente collettore a speco ovoidale T1 (60*90) di via Sturzo - Sez. 2

PORTATA PLUVIALE									
Sez.2 Via Sturzo (v.par.7)								0,85	mc/s
afflussi meteorici rete interna acque bianche parcheggio (v.par.3)								0,0328	mc/s
acque di drenaggio verde attrezzato su terreno naturale (v. par. 2.2.1)								0,04407	mc/s
acque di drenaggio verde pensile (v. par. 2.2.2)								0,02288	mc/s
								<u>0,02709</u>	mc/s
Qp	=							0,9768	mc/s
PORTATA FECALE									
mq	mc/mq	mc	mc/ab	ab	l/ab*g	coeff affl	coeff punta	ore/giorno smalt. Qm	Qf
4.300	18,75	80.625	100	806	300	0,8	4	18	0,012 mc/s
Qt	=	Qp	+	Qf	=	0,989 mc/s			
VERIFICA COLLETTORE									
				T1 (60x90)	i	=	0,011		
Qs	=	Q/(i^0,5)	=	9,43					
h				0,78	m				
Q				0,38	mq				
Vs				25,8					
V	=	Vs * (i^0,5)		2,71	m/s				

9. IMPIANTO DI IRRIGAZIONE

L'impianto d'irrigazione è previsto con tubazioni in HDPE nei diametri indicati, per i vari tronchi, nelle tavole P.11.a, P.11.b.2, P.11.c, P.11.d

Per il dimensionamento delle tubazioni s'è fatto ricorso alla formula di Wiliam-Hazen

$$I = 1,21 * (10^{10}) * (Q/CW)^{1,852} * 1/D^{4,87} \quad (8.1)$$

posto

$$K = (1,21 * 10^{10}) / CW^{1,852}$$

$$I = H / L$$

con

H = perdita di carico distribuita (m)

L = lunghezza del tronco (m)

Q = portata (l/s)

D = diametro interno tubazione (mm)

$$K = (1,21 * 10^{10} / CW^{1,852})$$

ove CW rappresenta il coefficiente di scabrezza, posto pari a 130 per tubi usati in HDPE.

sviluppando l'equazione (8.1) si ha:

$$H / (L * Q^{1,852}) = K / D^{4,87}$$

$$H = (L * Q^{1,852}) * (K / D^{4,87}) \quad (8.2)$$

Le perdite di carico localizzate sono state calcolate, tronco per tronco, per i pezzi speciali e le saracinesche in rapporto alla lunghezza di tubazione equivalente desunta da tabelle correnti riscontrabili in letteratura ed in siti specialistici (quali oppo.it). Per i filtri sono stati assunti valori cautelativi ricavati da diagrammi pubblicati da ditte produttrici. Per ogni tronco le perdite di carico localizzate sono state inserite con valore non inferiore al 40% delle perdite di carico uniformemente distribuite e, comunque, non inferiore a 0,01 m.

L'impianto (v. tav. P.10) consta di:

- Elettropompa sommersa da 10 Hp installata nella vasca di accumulo;
- Tubazione PN10 premente dalla vasca d'accumulo all'anello principale alimentatore;
- Anello principale alimentatore (v. Tav. P.11/a) dal quale si dipartono le derivazioni per i singoli settori (complessivamente 20);
- 5 settori con irrigatori dinamici (settori A,C,E,G,I) – v. tavv. P.11.b.1, P.11.b.2 -;
- 6 settori con irrigatori statici (settori B,D,F,H,U,V) – v. tavv. P.11.b.1, P.11.b.2 -;
- 3 settori con anelli gocciolanti (settori L,M,N) – v. tav. P.11.c -
- 6 settori con ali gocciolanti (settori O,P,Q,R,S,T) – v. tav. P.11.d -.

Tramite apposito sistema automatizzato è prevista l'irrigazione giornaliera dell'intero verde attrezzato con la successione di sette step programmati, ciascuno, per il funzionamento contemporaneo dei settori riportati nella tabella 8.1.

Tabella 8.1. Successione degli Step di irrigazione giornaliera

Step n	settori funzionanti contemporaneamente	Qtot l/s
1	A-E	6,91
2	B-H	7,31
3	C-G-I	4,31
4	D	4,82
5	F	4,03
6	L-M-N-O-P-Q-R-S-T	4,63
7	U-V	4,00

Nell'allegato R.03.b è riportato il tabulato di calcolo dell'impianto di irrigazione, con la verifica delle tubazioni e la specifica della elettropompa sommersa adottata, in rapporto alla prevalenza manometrica calcolata.