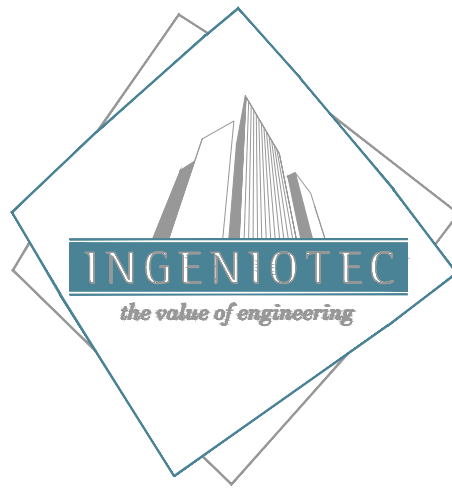


www.ingeniotec.com
e-mail: info@ingeniotec.com



via Calibri, n°63/A - 36022 CASSOLA (VI)
tel.0424-514117-fax: 0424-382615

TITOLO PROGETTO:

**COMUNE DI BASSANO DEL GRAPPA
PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE AREA IN VIA CAPITELVECCHIO**

PROGETTO PRELIMINARE

COMMITTENTE:

Finpengo S.p.A.

Via J. Da Ponte, 28
36061 Bassano del Grappa (VI)
tel. 0424/566303

PROGETTISTA ARCHITETTONICO:

PROGETTO: arch. Alberto Fracca.
COLLABORATORE: arch. Stefano Moroni

Via G.B. Brocchi, 24
36061 Bassano del Grappa (VI)
tel./fax 0424/522296

PROGETTISTA IMPIANTI:

Ing. Paolo Zilio



via Calibri, 63/A
36022 Cassola (VI)
tel. 042/4514117
fax 042/4382615
http://www.ingeniotec.com



OGGETTO ELABORATO:

**PROGETTO FOGNATURA
RELAZIONE TECNICA IDRAULICA
DISTRIBUZIONE LINEE DI SCARICO**

CODICE ELABORATO **IM167-PPRL003-R00**

CTB STAMPA:

ING_M_Color_r05

SCALA:

REV:	DATA:	MOTIVO:	ESEGUITO:	CONTROLLATO:	APPROVATO:
r00	15/05/2017	Emissione	D.C.	P.Z.	P.Z.

INGENIOTEC si riserva a termini di legge la proprieta' di questo documento, con divieto di riprodurlo, di consegnarlo o di renderlo comunque noto a Terzi senza preventiva autorizzazione.



1	PREMESSE.....	3
1.1	Nota introduttiva.....	3
1.2	Inquadramento geografico	3
1.3	Caratteristiche meteo climatiche	4
1.4	Criticità idraulica del territorio	5
2	DETERMINAZIONE DELLA MASSIMA PIOVOSITÀ ATTESA	7
2.1	Curve di possibilità climatica	7
2.2	Coefficiente di deflusso	9
2.3	Tempo di corrivazione, coefficiente udometrico e portata al colmo	10
3	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE	11
3.1	Dimensionamento delle vasche di drenaggio.....	13
3.2	Dimensionamento delle tubazioni di scarico	15
3.3	Dimensionamento dei disoelatori.....	16
4	CONCLUSIONI	18

1 PREMESSE

1.1 Nota introduttiva

Di seguito si riportano alcune note generali in merito al sistema di scarico delle acque per la struttura in oggetto denominata PENGOFIN. Il progetto in questione riguarda l'intervento per l'accordo pubblico - privato di riqualificazione di un'area con destinazione commerciale in via Capitelvecchio a Bassano del Grappa per conto di Finpengo s.p.a. Si rimanda alla 'Relazione idrogeologica e valutazione di compatibilità idraulica' a firma del dott.geol. Gabriele Soppelsa per maggior dettaglio.

1.2 Inquadramento geografico

Il sito di intervento come detto ricade nel comune di Valli del Pasubio presso contrà Pelè, si riportano la localizzazione geografica e l'inquadramento sulla CTR:



Figura 1 - Immagine satellitare della zona di intervento

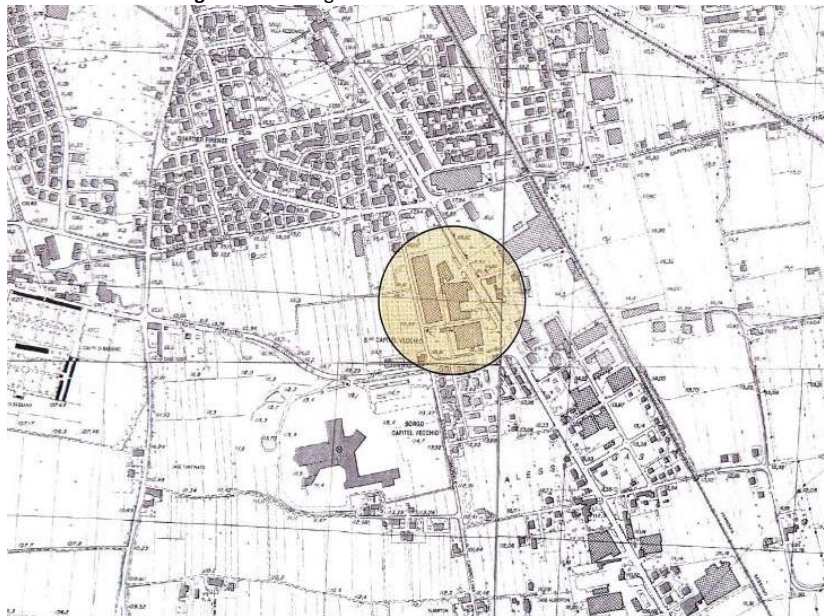


Figura 2 – Estratto della CTR – Comune di Bassano del Grappa

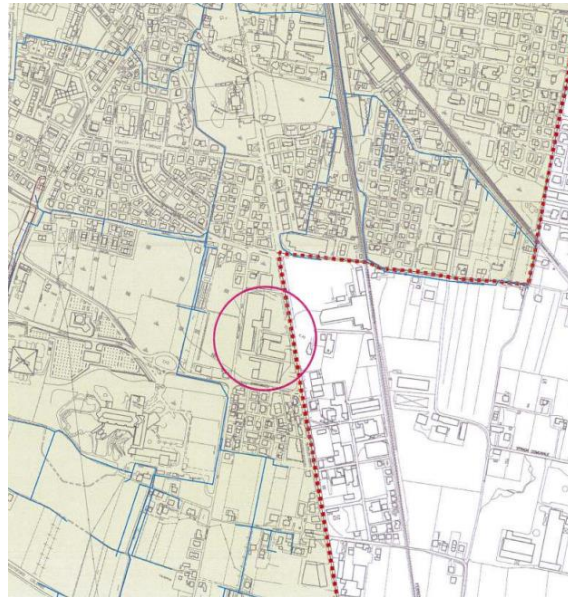


Figura 3 – Estratto del PAT – Comune di Bassano del Grappa

Come si evince dalle immagini il dissesto ha interessato la strada che da via Pelè porta al conglomerato di case a valle della strada comunale.

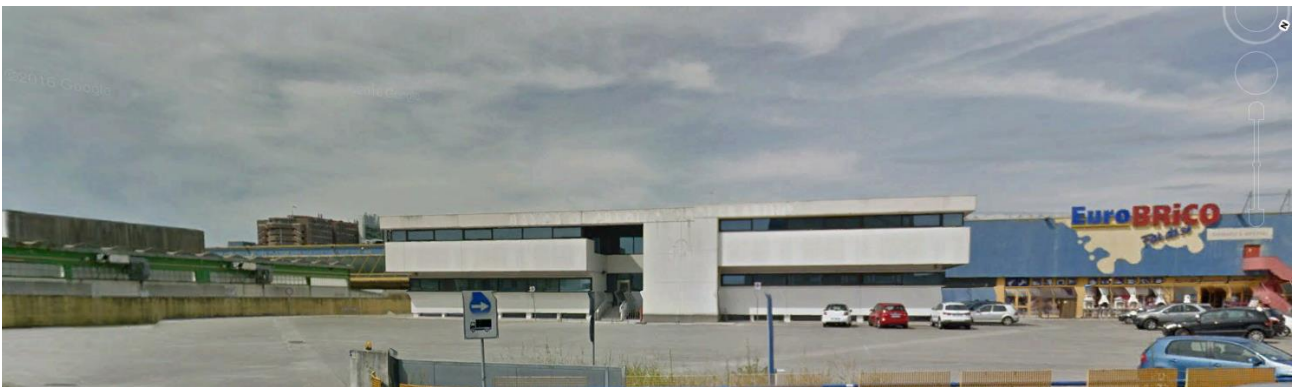


Figura 4 - Vista dell'area interessata nello stato attuale

1.3 Caratteristiche meteo climatiche

Il clima di queste zone è di tipo subcontinentale. In particolare la pianura padana è classificabile come Cfa secondo Köppen e Geiger ovvero temperato umido con estate molto calda. Nella stagione fredda, le temperature minime possono attestarsi anche diversi gradi al di sotto dello zero nelle ore notturne, e talvolta permanere negative o prossime allo zero anche nelle ore centrali del giorno. In estate invece le temperature massime possono toccare, in caso di anticiclone sub-tropicale, punte di 36-38°C, talvolta, superiori. Il microclima di Bassano del Grappa gode della posizione particolare che la colloca allo sblocco della Valsugana. Le condizioni di temperatura ed umidità sono dunque in parte ed in alcune zone mitigate dal contributo di ventilazione offerto dalla presenza della valle.

I valori medi delle precipitazioni annuali si aggirano sui 1200mm con un valore medio annuo di 1160 mm.

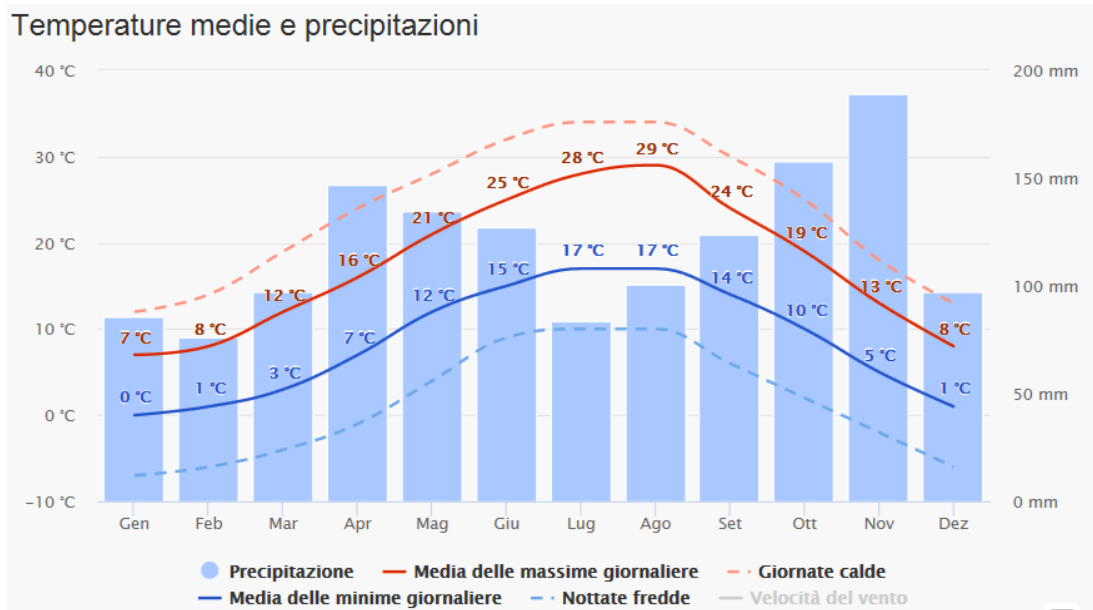


Figura 5 - Dati meteo medi nei 30 anni

1.4 Criticità idraulica del territorio

Nel territorio del Comune di Bassano del Grappa non sono presenti corsi d'acqua significativi ma è presente la Rete dei canali irrigui del Consorzio di Bonifica Brenta; l'area in esame è compresa tra il Canale Occidentale di Ponente situato 150mt a est e Canale Occidentale di Levante situato 100mt a ovest; nell'ambito d'intervento non è presente alcun canale irriguo consortile o privato.

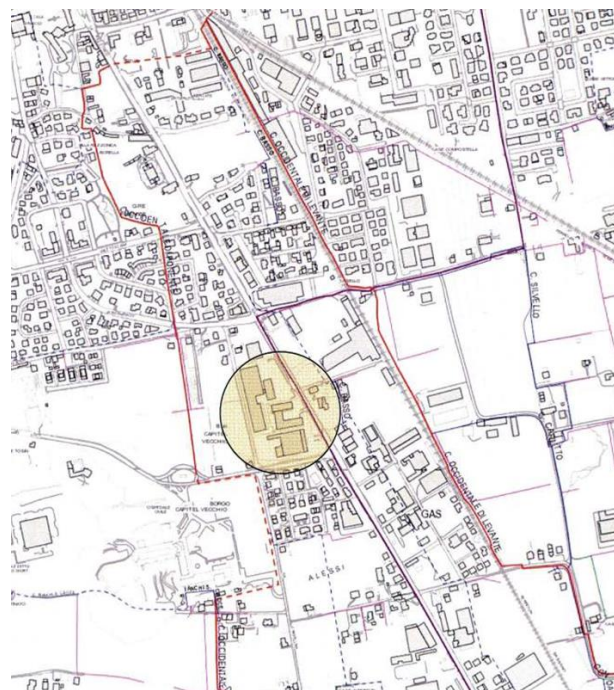


Figura 6 – Canali consortili nella zona

In tali condizioni il drenaggio degli apporti meteorici che interessano i fabbricati e le aree pavimentate nel territorio in esame, allo stato attuale avviene con l'ausilio di pozzi disperdenti all'interno dei materiali ghiaiosi con buona permeabilità.

Per quanto riguarda il rischio idraulico, dalla cartografia del P.T.C.P. e dalla "Carta delle Fragilità" del P.A.T. l'area in esame non presenta alcuna penalizzazione dal punto di vista idrogeologico e idraulico. Con riferimento alla Carta della Pericolosità Idraulica del P.A.I. (Tav.12) l'area in esame non presenta rischio idraulico dal f.Brenta o dalla rete idrografica minore

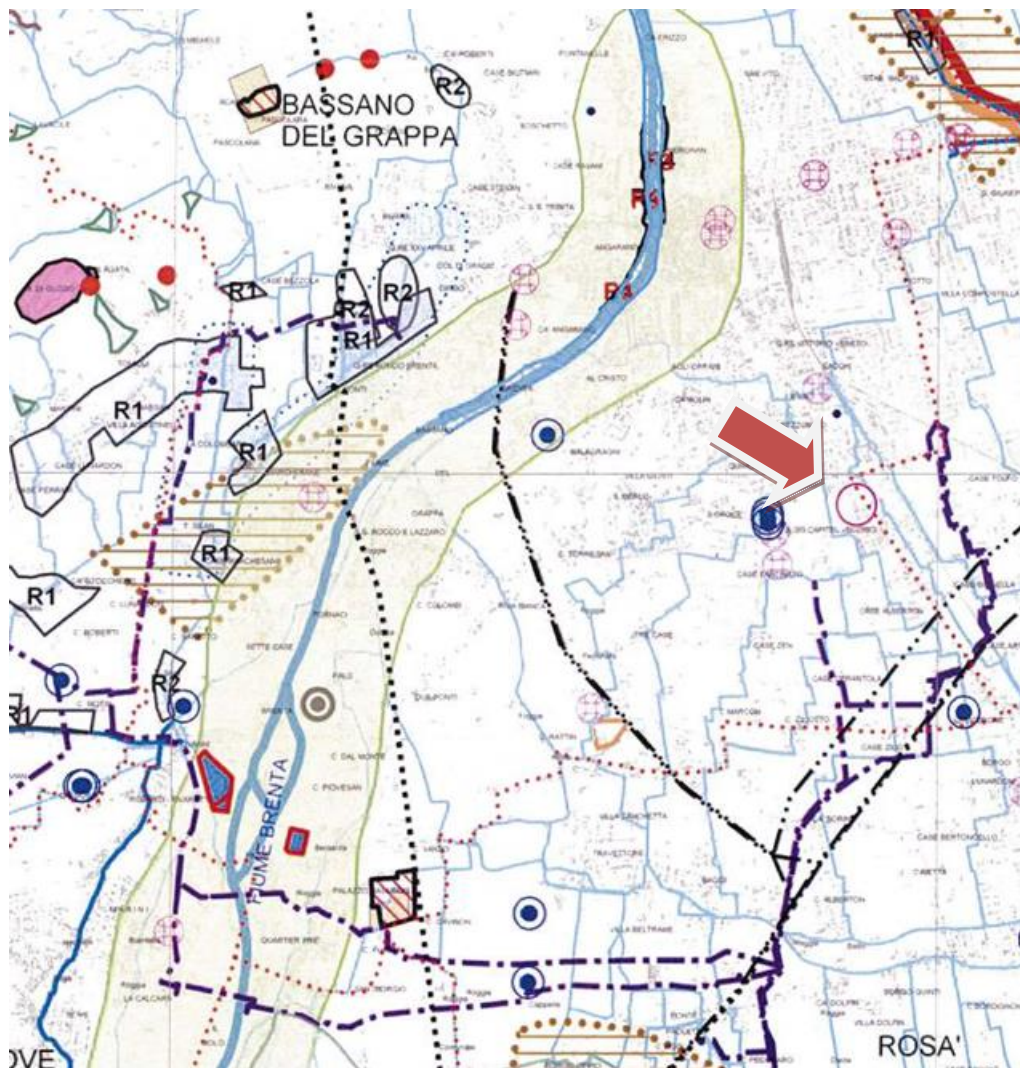


Figura 7 – Carta delle fragilità dal PTPC

2 DETERMINAZIONE DELLA MASSIMA PIOVOSITÀ ATTESA

Per il Comune di Bassano del Grappa si può utilizzare come riferimento lo studio condotto dal Centro Sperimentale Valanghe e Difesa Idrogeologica per conto della Regione Veneto “studio sulle piogge intense nel territorio montano della Regione Veneto” redatto nel 1985. Esso fornisce l’elaborazione statistico-probabilistica delle piogge massime di 15, 30, 45 minuti e 1, 3, 6, 12, 24 ore, registrate dalle stazioni pluviografiche degli Uffici Idrografici del Magistrato alle Acque di Venezia

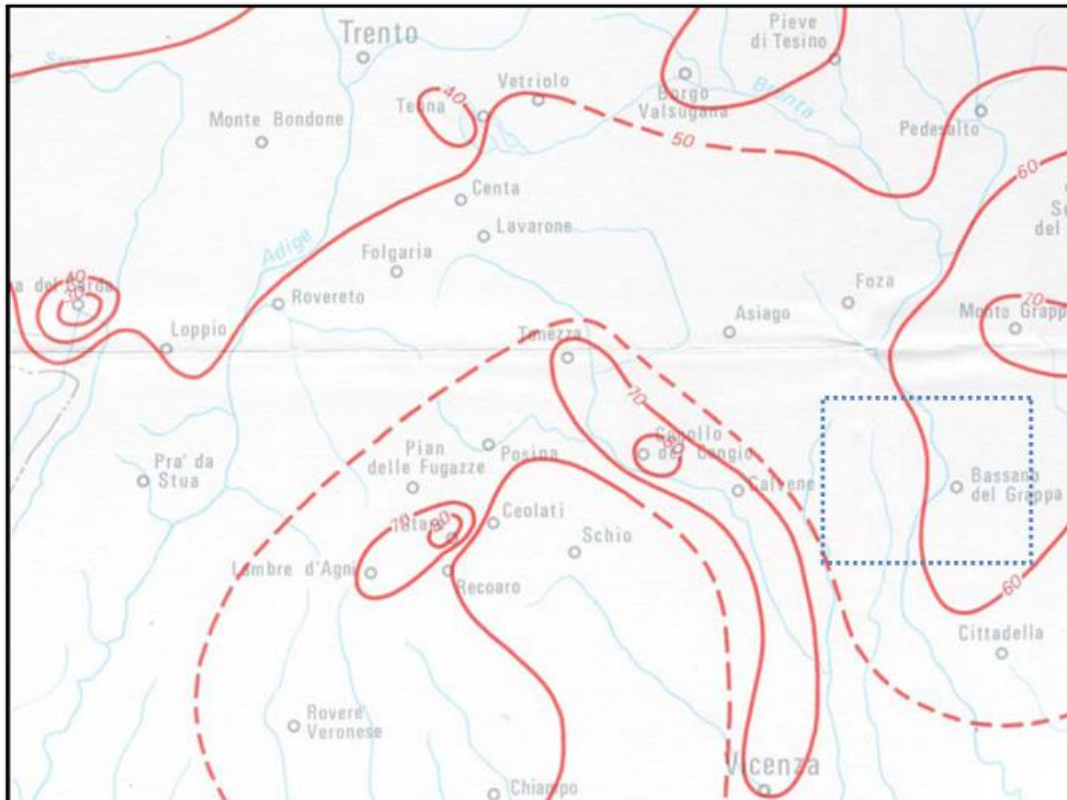


Figura 8 – Isoiete della durata oraria con $T_r=50$ anni (C.N.R. “Distribuzione spazio-temporale delle piogge intense nel Triveneto”)

2.1 Curve di possibilità climatica

L’elaborazione statistica di Gumbel, rivolta alla determinazione delle altezze di precipitazione h (mm) in funzione della durata, ha permesso di ricavare le curve di possibilità pluviometrica per i diversi tempi di ritorno considerati:

$$h=a\tau^n$$

il parametro a (mm/ora) è funzione del tempo di ritorno, n (adimensionale) è indipendente dal tempo di ritorno considerato e τ (ore) rappresenta la durata dell’evento meteorico.

Il valore massimo della portata al colmo si ha per una durata pari al tempo di corrivazione del bacino τ_c pertanto il dimensionamento del sistema di raccolta e deflusso viene effettuato considerando una durata di precipitazione pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso della sezione interessata:

$$\tau = \tau_c$$

Di seguito vengono riportate le curve di possibilità pluviometrica elaborate a partire dalle osservazioni della stazione di Staro per tempi di ritorno pari a 2, 5, 10, 20, 50 e 200 anni:



Stazione di Bassano del Grappa							
Durata	Tr = 2 anni	Tr=5 anni	Tr=10 anni	Tr=25 anni	Tr=50 anni	Tr=100 anni	Tr=200 anni
ORE	x(t)	x(t)	x(t)	x(t)	x(t)	x(t)	x(t)
0,25	19	23,4	26,2	29,4	31,8	34,0	36,2
0,50	25,6	32,5	36,8	42,1	45,9	49,5	53,2
0,75	29,3	38,8	44,9	52,5	58,1	63,7	69,2
1,00	30,8	41,4	48,3	56,9	63,2	69,6	75,9
3,00	39,7	53,2	62,0	72,9	81,0	89,1	97,2
6,00	48,7	63,1	72,3	83,5	91,7	99,8	107,7
12,00	62,9	79,3	89,4	101,8	110,6	119,2	127,7
24,00	79,1	96,2	106,6	118,9	127,5	135,9	144,0
Ln t	Ln x(t)	Ln x(t)	Ln x(t)	Ln x(t)	Ln x(t)	Ln x(t)	Ln x(t)
-1,386	2,9444	3,1527	3,2658	3,3810	3,4595	3,5264	3,5891
-0,693	3,2426	3,4812	3,6055	3,7400	3,8265	3,9020	3,9741
-0,288	3,3776	3,6584	3,8044	3,9608	4,0622	4,1542	4,2370
0	3,4275	3,7233	3,8774	4,0413	4,1463	4,2428	4,3294
1,0986	3,6814	3,9741	4,1271	4,2891	4,3944	4,4898	4,5768
1,7918	3,8857	4,1447	4,2808	4,4248	4,5185	4,6032	4,6793
2,4849	4,1415	4,3732	4,4931	4,6230	4,7059	4,7808	4,8497
3,1781	4,3707	4,5664	4,6691	4,7783	4,8481	4,9119	4,9698
Coefficienti delle curve di possibilità pluviometrica							
a =	30,163	38,907	44,471	51,239	56,193	61,019	65,815
n =	0,294	0,289	0,285	0,282	0,28	0,278	0,276

Abbiamo quindi la seguente curva di possibilità pluviometrica

$$\text{Curva di possibilità pluviometrica: } h=at^n \rightarrow \boxed{h= 65.817 \tau^{0.276}}$$

mm mm/oreⁿ ore



2.2 Coefficiente di deflusso

Individuata l'equazione di possibilità pluviometrica $h=\alpha\tau^n$, è da stimarsi quale frazione di essa viene raccolta dalla rete di collettori: frazione individuata da un coefficiente di deflusso φ , inteso come rapporto tra il volume defluito attraverso un'assegnata sezione in un definito intervallo di tempo e il volume meteorico precipitato nello stesso intervallo di tempo.

La seguente tabella fornisce i valori del coefficiente di deflusso relativi ad una pioggia di durata pari ad un'ora o superiore:

Tipi di superficie	φ
<i>Elementi analitici</i>	
tetti metallici	0,95
tetti a tegole	0,90
tetti piani con rivestimento in calcestruzzo	0,7÷0,8
tetti piani ricoperti di terra	0,3÷0,4
pavimentazioni asfaltate	0,85÷0,90
pavimentazioni in pietra	0,80÷0,85
massicciata in strade ordinarie	0,40÷0,80
strade in terra	0,4÷0,6
zone con ghiaia non compressa	0,15÷0,25
giardini	0÷0,25
boschi	0,1÷0,3
<i>Elementi globali</i>	
parti centrali di città completamente edificate	0,70÷0,90
quartieri con pochi spazi liberi	0,50÷0,70
quartieri con fabbricati radi	0,25÷0,50
tratti scoperti	0,10÷0,30
giardini e cimiteri	0,05÷0,25
terreni coltivati	0,2÷0,6

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente relativo ad aree caratterizzate da differenti valori di φ si ottiene con una media pesata:

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum \varphi_i S_i}{\sum S_i}$$

Il coefficiente di deflusso, a rigore, varia con la durata della precipitazione. Per le fognature si assume, a fondamento sperimentale, la relazione:

$$\varphi = \mu h^{1/3} = \mu \alpha^{1/3} \tau^{n/3}$$

se φ_1 è il valore che esso assume per una precipitazione oraria, dalla precedente relazione si ha:

$$\varphi_1 = \mu \alpha^{1/3} \quad \text{cioè} \quad \varphi = \varphi_1 \tau^{n/3}$$

poiché l'afflusso alla rete è φh , si può scrivere:

$$\varphi h = \varphi \alpha \tau^n = \varphi_1 \alpha^{(4/3)n}$$

Si può quindi trattare il coefficiente di deflusso come costante e pari a quello relativo alla precipitazione della durata di un'ora, a patto di usare, per durate inferiori all'ora, in luogo dell'esponente n il valore $4/3n$. Per durate superiori all'ora, invece, si mantiene φ costante e quindi l'esponente n .



Nel caso specifico di questo lavoro si farà riferimento ai seguenti coefficienti di deflusso:

Coperture, Piazzali, Parcheggi	19.868 m²	$\phi = 0.90$
Area a Verde pubblico	460 m²	$\phi = 0.20$
Sup. totale	20.328 m²	$\phi_m = 0,88$

2.3 Tempo di corrivazione, coefficiente udometrico e portata al colmo

Per calcolare le portate di piena partendo dalle precipitazioni efficaci ci si avvarrà del metodo cinematico o razionale generalmente applicato a bacini scolanti di relativamente limitata estensione.

Al fine di determinare la portata al colmo di una determinata sezione di progetto si farà riferimento ad un evento meteorico di durata pari al tempo di corrivazione del bacino sotteso a quella sezione. Il tempo di corrivazione τ_c rappresenta infatti l'intervallo di tempo necessario affinché, alla sezione considerata, giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino ad essa sotteso.

Nel caso in esame, la determinazione del tempo di corrivazione viene eseguita utilizzando la formula suggerita dal *Civil Engineering Department dell'Università del Maryland (1971)*:

$$\tau_c = \left[26,3 \frac{(L/K_s)^{0.6}}{3600^{0.4(1-n)} a^{0.4} i^{0.3}} \right]^{\frac{1}{0.6+0.4n}}$$

τ_c = tempo di corrivazione del bacino (sec)

L = lunghezza superficie scolante (m)

K_s = coefficiente Gauckler-Strickler ($m^{1/3}/s$)

i = pendenza media superficie scolante

a = coefficiente equazione possibilità pluviometrica (m/ora^n)

n = coefficiente equazione possibilità pluviometrica

Una volta noto il tempo di corrivazione, il coefficiente di deflusso e l'altezza di precipitazione è possibile determinare il contributo specifico di piena u detto coefficiente udometrico secondo la relazione:

$$u = 2,78 \phi \frac{h}{\tau_c}$$

u = coefficiente udometrico ($l/(s*ha)$)

ϕ = coefficiente di deflusso

h = altezza di precipitazione (mm)

τ_c = tempo di corrivazione del bacino (ore)

La portata al colmo si determina facilmente associando il coefficiente udometrico alla superficie del bacino:

$$Q_{max} = S * u$$

u = coefficiente udometrico ($l/(s*ha)$)

S = superficie bacino (ha)

A favore di sicurezza non viene qui considerato l'effetto benefico dovuto alle capacità di invaso delle opere e del manto stradale.

Nelle pagine seguenti si riportano i calcoli relativi al dimensionamento di ciascun tratto della rete di smaltimento delle acque meteoriche (canalette, picher, condotte di forgnatura bianca).



3 DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLA RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Si riportano in via preliminare in questa sede solo i pre dimensionamenti di rete.

A tal riguardo si ricorda come riportato nella 'Relazione idrogeologica e valutazione di compatibilità idraulica' in particolare quanto segue:

- L'esecuzione delle opere è regolamentata dall'art.39 delle N.T.A. del Piano di Tutela delle Acque (2007) e modifiche introdotte all'art.39 nel Dgr n. 1534 del 03 novembre 2015, sulla base dell'art.121 del Dlgs. n.152 del 2006. Con riferimento al successivo Dgr.842 del 15.05.2012 e Dgr.1770 del 28.08.2012, trattandosi di un fabbricato ad uso commerciale con piazzale e parcheggi di competenza di superficie inferiore a 5.000mq la situazione specifica è inserita al comma 5c e quindi le acque meteoriche di dilavamento, le acque di prima pioggia e le acque di lavaggio, convogliate in condotte ad esse riservate, possono essere recapitate in corpo idrico superficiale o sul suolo, fatto salvo quanto previsto dalla normativa vigente in materia di nulla osta idraulico. Nei casi previsti dal presente comma, laddove il recapito in corpo idrico superficiale o sul suolo non possa essere autorizzato dai competenti enti per la scarsa capacità dei recettori o non si renda convenientemente praticabile, il recapito potrà avvenire anche negli strati superficiali del sottosuolo
- Il sottosuolo è costituito dalla potente successione dei depositi alluvionali e fluvioglaciali della conoide del f.Brenta che nell'area in esame hanno uno spessore superiore a 100 metri. Con riferimento alla stratigrafia di un pozzo realizzato 200mt a nordovest dell'area in esame (Tav.12), il sottosuolo presenta al di sotto della copertura vegetale e riporto a spessore di 1.5mt, Ghiaie medio grosse con ciottoli sabbioso limose localmente cementate fino a -56mt, seguite da Ghiaie con livelli di argilla fino a -105mt seguite fino a -115mt da Ghiaie sabbioso limose. Dai rilievi geofisici condotti nella zona, il substrato roccioso terziario è situato presumibilmente alla profondità media di -300mt dal p.c
- L'intervento di mitigazione idraulica riguarda lo smaltimento delle acque meteoriche che interessano la superficie coperta dai fabbricati, le aree di transito e parcheggio esterne e quelle a parcheggio semipermeabile. Considerata la buona permeabilità dei materiali ghiaiosi presenti dalla profondità media di -1.5mt dal p.c. oltre che la presenza di una falda acquifera profonda, gli apporti meteorici potranno essere smaltiti con l'ausilio di vasche drenanti che reimmettono le acque nel sottosuolo. In tali condizioni la dispersione delle acque ricaricando la falda in maniera distribuita mantiene inalterati i deflussi sulla rete idrografica superficiale. Le acque provenienti dai piazzali e dalle strade che presentano un notevole trasporto solido in sospensione, prima di essere disperse, dovranno subire un trattamento di filtrazione e decantazione per garantire una maggior qualità dell'acqua, come previsto all'art.39 delle N.T.A. del Piano di tutela delle acque, che prevede il passaggio al sistema di vasche di trattamento (disabbiatura e disoleatura). Per le acque di dilavamento dei parcheggi che in tali condizioni rientrano nel caso 5-c dell'art.39 delle N.T.A. del PTA lo scarico negli strati superficiali del suolo e sottosuolo non è soggetto al rilascio di autorizzazione.

Il sistema drenante, costituito da Vasche forate di forma cilindrica, non costituisce immissione diretta in falda in quanto la distanza tra il fondo drenante ed il livello massimo della falda è sempre superiore a 40mt.

La natura del terreno permette la completa dispersione senza collegamenti alla rete drenante superficiale e non è necessario prevedere dispositivi di invarianza idraulica

DIAMETRI PERFORAZIONE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)	
1	0	90	90	150	
FALDE ACQUIFERE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)		
1	62	90	28		
POSIZIONE FILTRI					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)	
1	86	90	4	114	
MISURE PIEZOMETRICHE					
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)	
APR / 1997	62				
STRATIGRAFIA					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0	1.5	1.5		TERRENO AGRARIO O DI RIPORTO
2	1.5	9	7.5		GHIAIA
3	9	17	8.0		CIOTTOLI E GHIAIA
4	17	20	3.0		CONGLOMERATO
5	20	22	2.0		GHIAIA E SABBIA
6	22	26	4.0		CONGLOMERATO
7	26	28	2.0		GHIAIA E SABBIA
8	28	30	2.0		CONGLOMERATO
9	30	56	26.0		GHIAIA E SABBIA
10	56	68	12.0		GHIAIA E ARGILLA
11	68	90	22.0		GHIAIA E SABBIA







Figura 9 – Stratigrafia ricavabile da pozzo presente in zona

In questo capitolo si riportano i criteri, i calcoli ed i relativi risultati, utilizzati per il dimensionamento dei manufatti che compongono la rete di smaltimento delle acque meteoriche.



Figura 10 – Evidenziazione delle tipologie e dell'area delle superfici in gioco



	Superficie fondiaria = 20.329 mq.
	Superficie coperta fabbricati = 10.835 mq.
	Superficie parcheggi e aree manovra = 2.900 mq.
	Superficie a verde = 1.482 mq.
	Superficie strade e rampe = 4.095 mq.
	Superficie marciapiedi = 1.017 mq.

Procedendo al calcolo delle precipitazioni in oggetto abbiamo :

Coperture, Piazzali, Parcheggi	16.959 m ²	$\phi = 0.90$
Parcheggi semidrenanti	1.350 m ²	$\phi = 0.60$
Parcheggi a verde drenante	538 m ²	$\phi = 0.20$
Area a Verde pubblico	1.482 m ²	$\phi = 0.20$
Sup. totale	20.328 m²	$\phi_m = 0,81$

Nel caso in cui la superficie S sia costituita da più superfici S_i, ognuna caratterizzata da un coefficiente ϕ_i , il coefficiente medio ponderale ϕ_m per l'intera area vale : $\phi_m = \sum S_i \phi_i / S$

Si considera un tempo di corrvazione pari a T_c = 15 min, TR = 200 anni

$$h = 65,815 T_c^{0,276} = 44.89 \text{ mm}$$

Ne deriva che,

$$Q_{\max} = S \cdot u = 821.27 \text{ l/s}$$

Il volume di invaso sarà inoltre per l'evento critico (T_{corr} = 15 mins) sarà pari a :

$$V_{\text{tot progetto}} (Tr = 200\text{anni}) = 739 \text{ m}^3$$

3.1 Dimensionamento delle vasche di drenaggio

Si riporta di seguito la determinazione del numero di vasche disperdenti per il deflusso della portata critica calcolata:

In tal modo, la portata dispersa dalla formula per i pozzi assorbenti risulta : $Q = C \times K \times r_o \times H$ dove :

Q = Portata dispersa

C = Coefficiente di deflusso

r_o = Raggio del pozzo = 1.0mt oppure

H = Profondità utile del pozzo = 5.0mt

K = Coefficiente di permeabilità = 0.00042 m/sec

Il coefficiente di deflusso C può essere calcolato con la teoria di Stephens e Neuman (1982) che esprime il termine C come :

$$\log C = 0.658 \log H / r_o - 0.398 \log H + 1.105$$

$$\text{da cui il coefficiente di deflusso } C = 19.45$$



La portata teorica dispersa dal pozzo con diametro 200 cm sarà quindi :

$$Q_{\text{pozzo}} \varnothing = 200\text{cm} = C \times K \times r_o \times H = 19.45 \times 0.00042 \times 1.0 \times 5.0 = \mathbf{40.8 \text{ l/s}}$$

Ne deriva che il numero di pozzi assunta la portata critica pari a 821.27 l/s è pari a 21 pozzi.

In particolare si ha:

			Vol tot da drenare	739	m ³
			n. tot pozzi	21	
			m ²	φ	Superficie
					n. pozzi
	Superficie coperta fabbricato	10835	0.9	9751.5	12
	Superficie strade e rampe	4095	0.9	3685.5	5
	Superficie parcheggi e aree di manovra	1012	0.9	910.8	1
	Superficie parcheggi semidrenanti	1350	0.6	810	1
	Superficie parcheggi a verde drenante	538	0.2	107.6	0
	Superficie marciapiedi	1017	0.9	915.3	1
	Area a Verde pubblico	1482	0.2	296.4	0
	Sup. totale	20329	0,81	16477.1	21

3.2 Dimensionamento delle tubazioni di scarico

La rete ipotizzata è visibile nell'elaborato IM167_Progetto fognature_r00a00 e di seguito riportata:

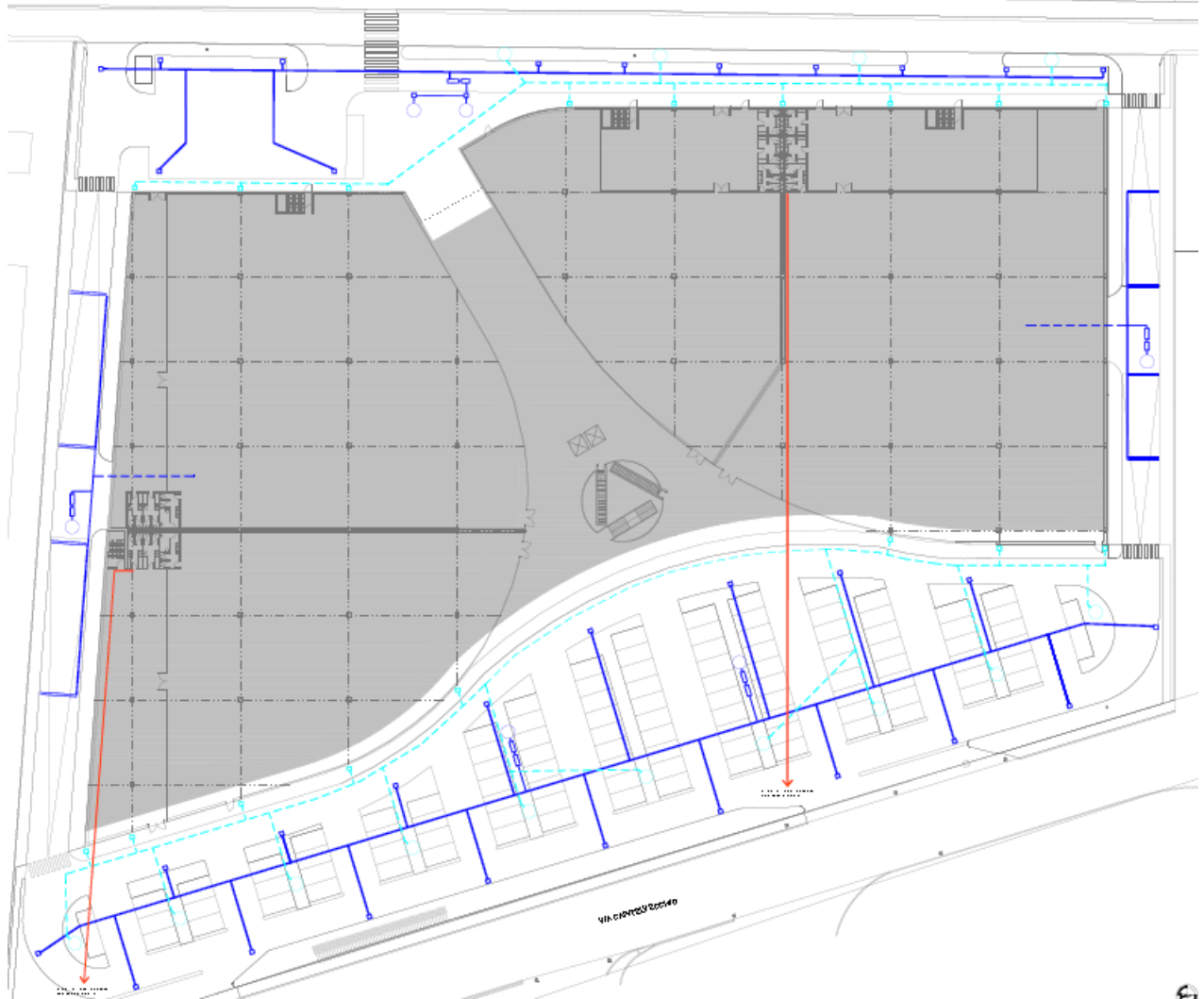


Figura 11 – Evidenziazione delle tipologie e dell'area delle superfici in gioco

Assunta una portata critica pari a 821.27 l/s e assunto che il collettore di diametro maggiore scarica la portata di due pozzi (in ogni caso solo per il deflusso delle acque di copertura) abbiamo in via preliminare:

$$\text{Portata max collettore: } 2 \times 40.8 \text{ l/s} = 82 \text{ l/s}$$

Considerata la pendenza media del collettore pari al 0.2% si ricava,



Formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

Dati di calcolo

D m = Diametro interno del canale
 w % = Livello percentuale riempimento del canale
 i m/m = Pendenza del canale
 k = Coefficiente di scabrezza

Q m³/s = **Portata della condotta**

Tabella diametri interni tubazioni

$$v = k R^{2/3} i^{1/2}$$

Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

- 120 Tubi Pe, PVC, PRFV
- 100 Tubi nuovi gres o ghisa rivestita
- 80 Tubi con lievi incrostazioni, cemento ord.
- 60 Tubi con incrostazioni e depositi
- 40 Canali con ciottoli e ghiaia sul fondo

Ovvero adottato una tubazione di diametro interno 0.47 m (esterno 0.50 m) e considerata un'opportuna riduzione del coefficiente di Strickler per considerare lo stato dopo n. anni si ha uno scarico di circa 109 l/s > 80 l/s.

Questo consente di osservare dunque che la rete consente anche un buon invaso nei primi minuti dello scroscio consentendo comunque con una 'prima' laminazione dello scarico al suolo.

Per le tubazioni di deflusso che portano ai singoli pozzi avremo invece una portata pari a circa 41 l/s e quindi un diametro esterno di 315 mm :

Formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

Dati di calcolo

D m = Diametro interno del canale
 w % = Livello percentuale riempimento del canale
 i m/m = Pendenza del canale
 k = Coefficiente di scabrezza

Q m³/s = **Portata della condotta**

Tabella diametri interni tubazioni

$$v = k R^{2/3} i^{1/2}$$

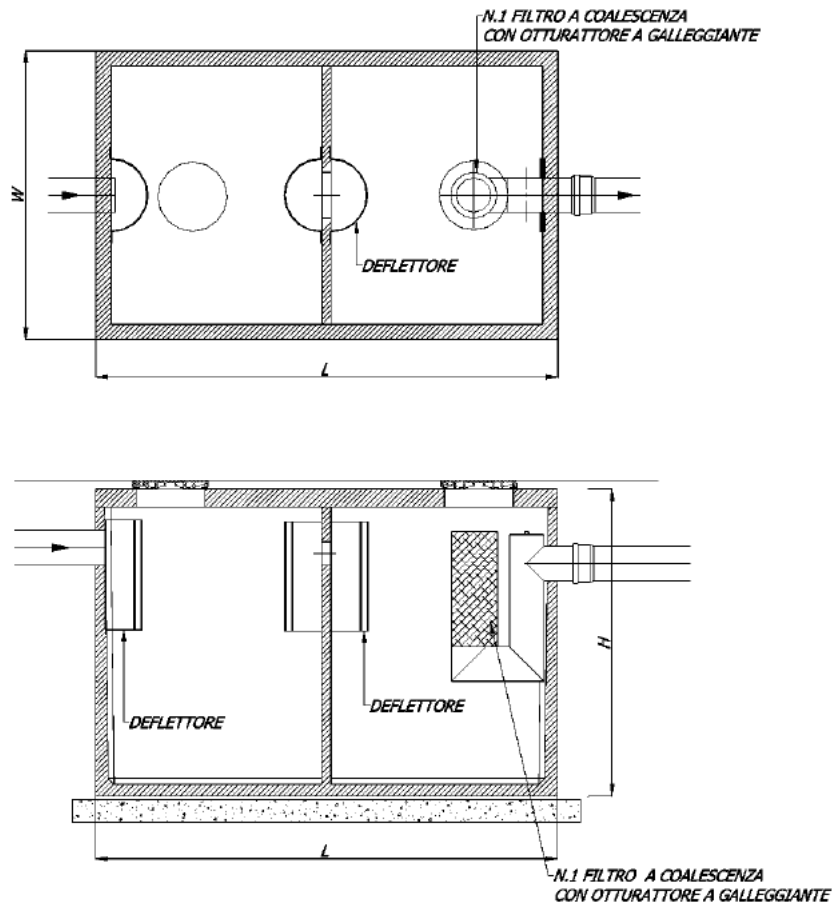
Coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler:

- 120 Tubi Pe, PVC, PRFV
- 100 Tubi nuovi gres o ghisa rivestita
- 80 Tubi con lievi incrostazioni, cemento ord.
- 60 Tubi con incrostazioni e depositi
- 40 Canali con ciottoli e ghiaia sul fondo

3.3 Dimensionamento dei disoelatori

Come in precedenza assunto in via preliminare che per ogni pozzo si può ipotizzare una portata critica di circa 41 l/s. Volendo ricorrere alle tabelle di pre-dimensionamento fornite dal costruttore si ha:

DESCRIZIONE	UNITÀ DI MISURA	MODELLO									
		SO/P NG 6	SO/P NG 10	SO/P NG 15	SO/P NG 20	SO/P NG 30	SO/P NG 40	SO/P NG 50	SO/P NG 65	SO/P NG 80	SO/P NG 100
Portata nominale	l/s	6	10	15	20	30	40	50	65	80	100
Lunghezza vasca (L)	cm	160	250	250	325	400	400	550	650	750	950
Larghezza vasca (W)	cm	140	160	200	250	250	250	250	250	250	250
Altezza vasca (H)	cm	166	166	216	216	216	266	266	266	266	266
Peso	q.li	33	59	84	116	144	157	203	240	277	358
Diametro tubazione ingresso/uscita	mm	160	160	200	200	250	300	300	300	300	400
Filtro a coalescenza	n.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Diametro filtro a coalescenza	mm	160	160	200	200	250	300	300	300	300	400
Quota scorrimento in ingresso (r.e.s.)*	cm	46	46	46	56	56	56	56	56	66	66
Quota scorrimento in uscita (r.e.s.)*	cm	59	59	59	69	69	69	69	69	79	79



ovvero dimensioni 5.50x2.50x2.66m

Per i disoleatori dei pozzi di scarico delle acque del piano interrato si suppone una portata di 6 l/s data dallo scarico degli idranti presenti o in alternativa di un ipotetico impianto antincendio. In realtà al superficie di una serie di rampe è di circa 800 mq. Ne deriva che la portata dell'acqua piovana nel tempo di corrivazione sarà circa di 33 l/s. In conclusione nella scelta del disoleatore potremmo ipotizzare una portata pari a 40 l/s (supponendo tuttavia a favore di sicurezza la contemporaneità tra sistema antincendio ed evento meteorologico). Il disoleatore avrà dimensioni quindi 4x2.5x2.66.



DESCRIZIONE	UNITÀ DI MISURA	MODELLO									
		SO/P NG 6	SO/P NG 10	SO/P NG 15	SO/P NG 20	SO/P NG 30	SO/P NG 40	SO/P NG 50	SO/P NG 65	SO/P NG 80	SO/P NG 100
Portata nominale	l/s	6	10	15	20	30	40	50	65	80	100
Lunghezza vasca (L)	cm	160	250	250	325	400	400	550	650	750	950
Larghezza vasca (V)	cm	140	160	200	250	250	250	250	250	250	250
Altezza vasca (H)	cm	166	166	216	216	216	266	266	266	266	266
Peso	q.li	33	59	84	116	144	157	203	240	277	358
Diametro tubazione ingresso/uscita	mm	160	160	200	200	250	300	300	300	300	400
Filtro a coalescenza	n.	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Diametro filtro a coalescenza	mm	160	160	200	200	250	300	300	300	300	400
Quota scorrimento in ingresso (r.e.s.)*	cm	46	46	46	56	56	56	56	56	66	66
Quota scorrimento in uscita (r.e.s.)*	cm	59	59	59	69	69	69	69	69	79	79

4 CONCLUSIONI

Quanto descritto consente di avere una conoscenza oltre delle principali portate anche della scelta del sistema di smaltimento proposto. Si sono riportate oltre alle caratteristiche principali del sistema di scarico e al layout di rete i principali dimensionamenti.

Maggio 2017

Il tecnico
Ing. Paolo Zilio