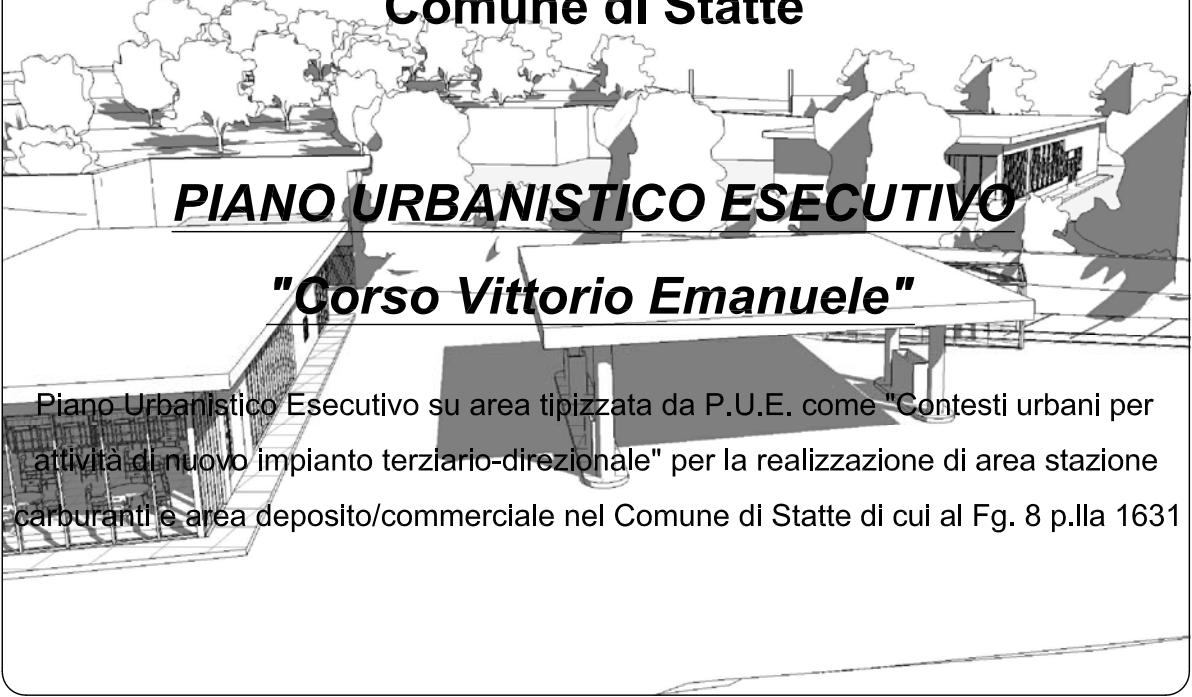


Comune di Statte



PIANO URBANISTICO ESECUTIVO

"Corso Vittorio Emanuele"

Piano Urbanistico Esecutivo su area tipizzata da P.U.E. come "Contesti urbani per attività di nuovo impianto terziario-direzionale" per la realizzazione di area stazione carburanti e area deposito/commerciale nel Comune di Statte di cui al Fg. 8 p.Ila 1631

4		
3		
2		
1		
0		
Em./Rev.	Data	Descrizione

PIANO URBANISTICO ESECUTIVO

UBICAZIONE:

Corso Vittorio Emanuele - Via Taranto, Statte (TA)

TITOLO DELL'ALLEGATO:

Relazione impianto idrico fognario e trattamento acque meteoriche

ALLEGATO N°:

SCALA:

VE.DI. srls
Engineering & Consulting



VE.DI S.r.l.s.
(Amministratore Unico
ing. Raffaele Vecchi)
via Taranto, 72 (sede legale)
74015 Martina Franca (TA)
P. IVA 03050060734

PROGETTISTA

BLU GESTIONI srl
via Castrogiovanni n. 3
74121 - TARANTO

EDIL ROSSI srl
via per Martina s.n.
74012 - CRISPIANO (TA)

AUTOTRASPORTI DE BARTOLOMEO srl
via Generale Giorgio Basta n. 191
74123 - TARANTO

L'IMPRESA



PIANO URBANISTICO ESECUTIVO SU AREA DEL COMUNE DI STATTE TIPIZZATA DA P.U.G. COME "CONTESTI URBANI PER ATTIVITÀ DI NUOVO IMPIANTO TERZIARIO-DIREZIONALE" PER LA REALIZZAZIONE DI AREA STAZIONE CARBURANTI E AREA DEPOSITO/COMMERCIALE DI CUI AL FG. 8 P.LLA 1631

Soggetti Proponenti: **"BLU GESTIONI s.r.l."**

"EDIL ROSSI s.r.l."

"AUTOTRASPORTI DE BARTOLOMEO s.r.l."

RELAZIONE IMPIANTI IDRICO FOGNARIO E TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE

1. OGGETTO E SCOPO

Oggetto della relazione sono le indicazioni tecniche per la realizzazione degli impianti idrico fognario e trattamento acque meteoriche previsti nel Piano Urbanistico Esecutivo (PUE) denominato "Corso Vittorio Emanuele" nel quale si propone la realizzazione di due aree distinte di cui una destinata a funzioni commerciali - nel seguito UNITA' 1 di intervento - ed una a funzioni terziarie con annesso impianto per distribuzione carburanti - nel seguito UNITA' 2 di intervento -. A completamento del PUE saranno realizzate due aree a verde attrezzato.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Sono da ritenersi implicitamente richiamate tutta la legislazione e le norme tecniche su materiali, componenti ed impianti per quanto attiene la sicurezza degli impianti, ed in particolare:

- Circolare Ministero LL.PP. n°11633 del 07/01/1974 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto";
- Delibera Ministero LL.PP. del 04/02/1977 - Allegato 4 "Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione";
- Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri 04/03/1996 "Disposizioni in materia di risorse idriche"
- Decreto Legislativo 03/04/2006 n° 152 - "Norme in materia di difesa ambientale"
- Decreto Ministeriale 23/02/1971 "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto" - Delibera del Comitato.



- Interministeriale 4/2/1977 - Allegato 4 "Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione";
- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 12/12/1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni";
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 20/03/1986 n° 27291 "Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni D.M. 12/12/85"
- Per quanto riguarda la certificazione dei materiali e dei componenti impiegati per la costruzione degli impianti fognari, esistono numerose norme tecniche italiane (norme UNI) emesse dall'Ente Nazionale Italiano di Unificazione e europee (norme EN) emesse dal Comitato Europeo di Normalizzazione (CEN). Fra queste ultime, che una volta recepite dall'ente nazionale di normazione assumono con la sigla UNI EN lo status di norma nazionale italiana, di particolare rilevanza per il collaudo delle fognature è la Norma UNI EN 1610 del novembre 1999 "Costruzione e collaudo di connessioni di scarico e di collettori di fognatura".

3. IMPIANTO DI SCARICO ACQUE NERE E RACCOLTA ACQUE METEORICHE

La relazione tecnica costituisce parte integrante del progetto esecutivo Piano Urbanistico Esecutivo denominato "Corso Vittorio Emanuele".

Ovviamente per quanto riguarda l'impianto di raccolta delle acque nere e acque meteoriche saranno realizzate tutte le opere necessarie al funzionamento e tutte quelle opere in prossimità dei lavori edili di sistemazione esterne anche se non direttamente necessarie al funzionamento di questo lotto, ma comunque necessarie in futuro al corretto utilizzo dell'intero complesso, risparmiando così opere di scavo e ripristino successivi.

3.1. RETE DI RACCOLTA ACQUE NERE

Gli scarichi delle acque nere provenienti dagli edifici saranno recapitati al collettore fognario delle acque nere esistente mediante un nuovo allaccio. Le reti di raccolta, ad andamento prevalentemente orizzontale, saranno realizzate in collettori esterni al fabbricato costituiti da tubazione in PEAD nei diametri indicati in planimetria, seguendo i percorsi ivi riportati. Le pendenze da rispettare saranno pari ad almeno l'1,5%. All'interno dell'edificio ci sarà la separazione tra le acque bianche e le acque nere; una volta fuori, entrambi i reflui saranno convogliati in una unica dorsale di allontanamento che raggiungerà i pozzetti.



3.1.1. DIMENSIONAMENTO DELLA DIRAMAZIONE DI SCARICO

Per dimensionare correttamente la diramazione (tratto di collegamento orizzontale alla colonna di scarico) occorre conoscere l'intensità di scarico totale Q_t (l/s) ottenuta sommando le unità di scarico DU dei singoli apparecchi sanitari presenti. La norma UNI EN 12056-2 definisce per ogni tipo di apparecchio una precisa intensità di scarico $Q_t = (DU)$, che è riportata nella tabella 1 seguente.

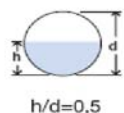
TAB. 1 PORTATE NOMINALI DI SCARICO	
Apparecchi	portata nominale (l/s)
Lavabo	0,50
Lavabo a canale (3 rubinetti)	0,75
Lavabo a canale (6 rubinetti)	1,00
Bidet	0,50
Vaso a cassetta	2,50
Vaso con passo rapido	2,50
Vaso con flussometro	2,50
Vasca da bagno	1,00
Vasca terapeutica	1,50
Doccia	0,50
Lavello da cucina	1,00
Lavatrice	1,20
Lavastoviglie	1,00
Orinatoio comandato	1,00
Orinatoio continuo	0,50
Vuotatoio con cassetta	2,50
Sifone a pavimento DN 63	1,00
Sifone a pavimento DN 75	1,50
Sifone a pavimento DN 90/110	2,50

Di fondamentale importanza per il corretto dimensionamento dell'impianto è altresì la riduzione dell'intensità totale Q_t tenendo in considerazione la probabile contemporaneità di scarico degli apparecchi.

Le formule che presentiamo in questo capitolo sono il risultato di test pratici e confronti effettuati a livello internazionale. Per determinare l'intensità ridotta Q_r , cioè la probabile intensità contemporanea, avendo calcolato precedentemente Q_t , si applicano le seguenti formule:

$$Q_r = 0.5 (Q_t) \quad Q_r = 0.7 (Q_t)$$

dimensionamento dei collettori di diramazione

 h/d=0,5	pendenze in %				
	0,5%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%
e mm	portata Q in l/s				
34/40*	0,11	0,15	0,19	0,22	0,24
44/50*	0,21	0,30	0,37	0,43	0,48
57/63*	0,43	0,61	0,75	0,87	0,98
69/75*	0,72	1,03	1,26	1,46	1,64
83/90**	1,05	1,53	1,88	2,18	2,44
101/110***	1,95	2,79	3,42	3,96	4,43

* solo per scarichi senza WC.

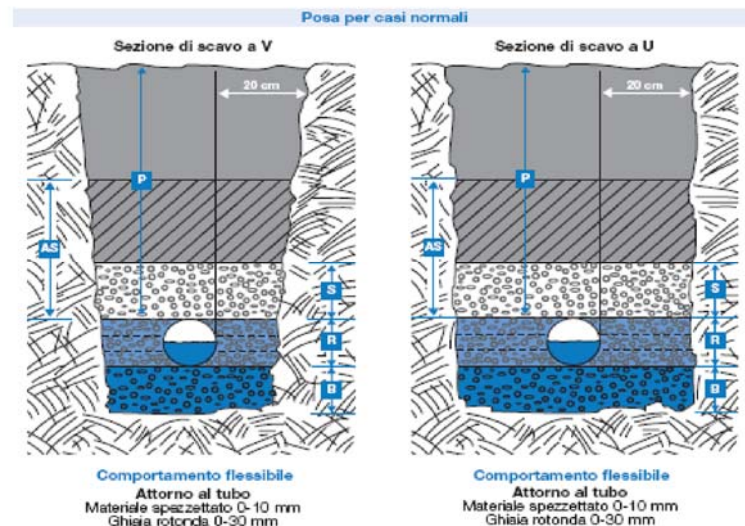
** con allacciamento max. 2 WC da 6 l e 2 spostamenti a 45°

*** con allacciamento max. 6 WC e 3 spostamenti a 45°

Il terzo fattore necessario per permettere di procedere nel dimensionamento riguarda la pendenza del collettore di diramazione che trasporta le acque reflue fino alla colonna di scarico, per i quali si considera un riempimento ($h/d=0.5$) pari al 50% e si raccomanda una pendenza minima del 1%. Definita la pendenza e calcolata l'intensità Q_r , grazie alla tabella sotto riportata è infatti possibile definire il diametro della diramazione, per la quale la portata deve essere maggiore o uguale all'intensità Q_r .

3.1.2. POSA DELLE CONDOTTE INTERRATE

Si riporta nel seguito lo schema per la posa della condotta nel terreno



Dove:

- B = Basamento di almeno 10 cm sotto la condotta;
- R = Riempimento laterale fino all'altezza del tubo da 20 a 40 cm con profondità da 1 a 4 m



- S = Strato protettivo riempimento sopra il tubo e per tutta la larghezza del fossato, min. 30 cm
- AS = Altezza di sicurezza con l'impiego di mezzi meccanici di riempimento:
 - vibratore 1000 N AS = 0,40 m
 - rullo vibratore 3000 N AS = 0,30 m
 - rullo vibratore 15000 N AS = 0,50 m
- P = Profondità di posa Copertura minima: sotto sede stradale 0,8 m, lontano dalle strade 0,5 m.

3.2. DIMENSIONAMENTO IMPIANTO ACQUE METEORICHE

3.2.1. CRITERI DI PROGETTAZIONE

La formula di calcolo è la seguente:

$$c = (i.p.) \times (s.e.) \times C \text{ [l/s]}$$

La norma europea EN 12056 consiglia di prendere C=1 salvo prescrizioni diverse a carattere locale o nazionale.

3.2.1.1. Intensità pluviometrica

Lo scarico di acque pluviali è normalmente caratterizzato da periodi di captazione lunghi e continui. È quindi molto importante stabilire la quantità massima di acqua caduta durante periodi di piogge intense. Come unità di misura delle acque pluviali si adotta l'intensità pluviometrica, espressa (i.p.) in l/s.m².

Questo valore è però variabile da regione a regione e raggiunge il massimo durante piogge brevi ma intense (temporali). Per determinare un buon valore medio dell'intensità della pioggia ci si basa solitamente su un periodo Z da 5 a 10 anni.

Il calcolo dell'altezza pluviometrica (h.p.) e della relativa intensità di pioggia (i.p.) è riportato nel successivo paragrafo 3.3 in cui si descrivono gli impianti di trattamento delle acque di prima pioggia. Di seguito indichiamo le formule di trasformazione da intensità pluviometrica (i.p.) in altezza pluviometrica (h.p.).

Formule di trasformazione:

$$(i.p.) \text{ in l/min.m}^2$$

$$(h.p.) \text{ in mm/h}$$

$$(i.p.) = (h.p.)/60$$

$$(h.p.) = (i.p.) \times 60$$

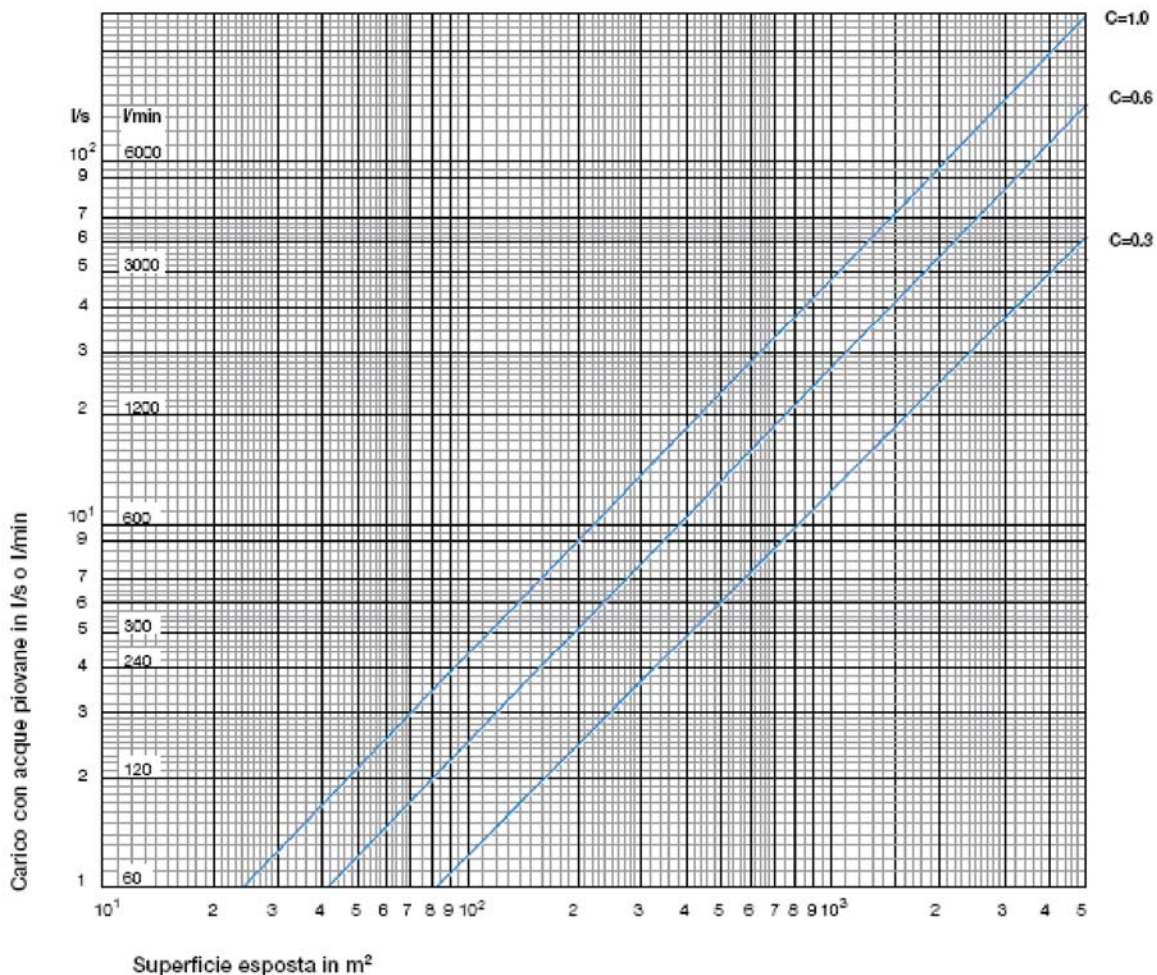
Il carico pluviale C determinante per il dimensionamento delle condotte pluviali dipende dai seguenti fattori:



La totalità delle superfici esposte (s.e.) alla pioggia, determinata mediante la proiezione orizzontale in m^2 . La pendenza e la natura delle superfici esposte, espressa mediante il coefficiente K che è un coefficiente riduttore dell'intensità pluviometrica effettiva, basato sulla natura (rugosità, potere assorbente) delle superfici esposte alla pioggia, va inoltre interpretato come un coefficiente di ritardo allo scorrimento dell'acqua dalla superficie del tetto alle bocchette di captazione.

I valori con cui sono stati effettuati i dimensionamenti dei pozzi ricavato dalle indicazioni normative locali e in via precauzionale pari a: Volume pioggia critica ($i=30$ mm/h).

Per determinare il carico pluviale c in l/s o l/min. in funzione dei m^2 di superficie esposta (proiezione orizzontale), dei vari coefficienti C e per un'intensità pluviometrica di 20 l/s/ m^2 , si fa riferimento al seguente grafico



Negli impianti convenzionali l'acqua degli scarichi pluviali per tetti defluisce e riempie i tubi solo parzialmente. La seguente tabella serve per dimensionare le colonne di acque pluviali in base ai m^2 di superficie esposta, ai vari coefficienti C e per un'intensità pluviometrica di 20 l/s/ m^2 , un grado di riempimento pari al 33% e scabrezza uguale ad 1.0 mm.




ø interno / esterno mm	portata Q l/s	superficie massima in m ² evacuabile per i.p. = 0,04 l/s/m ²		
		C = 1,0	C = 0,8	C = 0,3
57/63	1,9	47	79	158
68/75	3,6	90	150	300
83/90	5,0	125	208	417
101/110	8,9	222	371	742
115/125	12,5	312	521	1042
147/160	25,0	625	1042	2083
187/200	47,0	1175	1958	3917
234/250	85,0	2125	3542	7083
295/315	157,0	3925	6542	13083

3.2.1.2. Dimensionamento dei collettori di acque pluviali

La seguente tabella serve per dimensionare i collettori pluviali, interni ed esterni ai fabbricati.

I quantitativi massimi di acque pluviali ammessi per i diversi diametri e le varie pendenze corrispondono ad una altezza di riempimento $h/d = 0,7$.

Il diametro minimo per i collettori esterni ai fabbricati è stato assunto pari a $\varnothing 110$ mm.

 h/d=0,7	pendenze in ‰						
	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%	4,0%	5,0%
ø mm	portata Q in l/s						
83/90	2,5	3,0	3,5	4,0	4,3	4,9	5,5
101/110	4,5	5,5	6,4	7,1	7,8	8,9	10,1
115/125	6,5	8,0	9,2	10,3	11,3	13,0	14,6
147/160	13,0	16,0	18,5	21,0	23,0	26,3	28,9
187/200	23,8	29,2	33,7	37,7	41,4	47,5	53,2
234/250	43,2	53,0	61,2	68,5	75,0	86,1	96,3
295/315	79,8	97,8	113	126	138	159	177,9



3.3. IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

3.3.1. INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica ha come oggetto la progettazione della rete di raccolta e trattamento delle acque meteoriche prevista nel Piano Urbanistico Esecutivo denominato "Corso Vittorio Emanuele". Nello specifico sono previsti due impianti uno a servizio dell'area destinata a funzioni commerciali, nel seguito denominato **UNITA' 1**, ed uno a servizio della zona attrezzata per funzioni terziarie con annesso impianto per distribuzione carburanti, nel seguito denominata **UNITA' 2**.

Gli impianti sono stati progettati in accordo con le normative vigenti, e nello specifico:

- Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26 – Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia (attuazione dell'art. 113 del D. Lgs. 152/06 e ss. mm. ed ii.);
- Decreto Legislativo 152/06 – Norme in materia ambientale (e ss. mm. ed ii.);
- D.M. 37/08.

Le acque di prima pioggia provenienti dalle aree dell'**UNITA' 1** rientrano tra i casi previsti dall'art. 5 del succitato R.R. e pertanto devono essere sottoposte ad un appropriato trattamento depurativo in loco prima del loro scarico nel recapito finale. Il recapito finale individuato per lo smaltimento delle acque meteoriche di prima pioggia depurate sono i primi strati del sottosuolo; ciò in quanto, nei dintorni, non sono presenti reti fognarie separate.

Le attività previste all'interno della **UNITA' 2** rientrano tra quelle elencate all'art. 8 del succitato R.R. n. 26/2013; pertanto sia le acque di prima pioggia sia quelle di lavaggio delle aree esterne (acque di seconda pioggia) dovranno essere sottoposte ad un trattamento depurativo appropriato in loco, tale da conseguire il rispetto dei limiti di emissione previsti dalla normativa vigente. Il recapito finale individuato per lo smaltimento delle acque meteoriche di prima pioggia è la fogna mentre le acque di seconda pioggia depurate saranno smaltite nel sottosuolo.

Gli impianti che verranno realizzati dovranno rispondere a quanto sopra riportato ed essere realizzati secondo la perfetta regola dell'arte.

L'impianto della **UNITA' 1** servirà una zona (superficie scolante) di circa **2350 m²** mentre l'**UNITA' 2** ha un bacino di raccolta con estensione pari a circa **3000 m²**.

L'acqua meteorica dai piazzali sarà collettata (attraverso griglie di raccolta, pozzetti e tubazioni di trasferimento in PVC) verso gli impianti di trattamento delle acque meteoriche così composto:

- 01-Pozzetto scolmatore
- 02-Vasca di accumulo acque di prima pioggia
- 03-By-pass impianto
- 04-Pozzetto di calma



05-Unità di disoleazione

06-Pozzetto di derivazione completo di sensore di pioggia

Ovviamente, come sarà descritto meglio nel seguito, gli impianti saranno dotati di tutte le apparecchiature elettroniche e meccaniche (sensore di pioggia, quadro elettrico di regolazione con temporizzatore e pompa di sollevamento) utili a consentirne il corretto funzionamento.

3.4. CALCOLO PLUVIOMETRICO

Per la determinazione delle portate di pioggia si è fatto riferimento a quanto dettato dal "piano di bacino stralcio assetto idrogeologico" anno 2004 in cui lo studio idrologico riportato suddivide la regione Puglia in 6 zone con diverse curve di possibilità pluviometrica; la zona in oggetto, posizionata nel comune di Statte, si identifica con la equazione relativa alla zona n. 6 e di seguito riportata:



ZONA 6: Altezza di pioggia (T,Z) = $33,7 T^{[(0,488+0,0022Z)/3,178]}$

Considerando un tempo di ritorno di 5 anni, si ottiene un coefficiente maggiorativo di:

TEMPO DI RITORNO: 5 ANNI → **Kt = 1,26**

Prendendo pertanto in considerazione un evento di 24 ore di durata, e la quota del sito pari a circa 130 metri s.l.m., dalla equazione sopra riportata si ottiene:

ZONA 6: Altezza di pioggia (24 ore, 130 metri) = 73 mm x Kt = 92 mm

Utilizzando la formula per la determinazione della portata:

$$Q = (\psi \times \varphi \times I \times A) / 360$$

Dove:

I = altezza di pioggia secondo curva di possibilità pluviometrica

$$\varphi = \mu^{\sqrt[3]{h}}$$

$$\mu = \rho / \sqrt[3]{h_1}$$

h₁ = altezza di pioggia caduta in ore 1:

$$\text{ZONA 6 (1 ora, 130 metri)} = 33,7 \times 1,26 = \mathbf{42,46 \text{ mm}}$$

$$h = \text{altezza di pioggia caduta nei primi 15 minuti } (42,46 / 4 = 10,62 \text{ mm})$$

ρ = coefficiente di impermeabilità (pari a 1)

ψ = fattore di ritardo = 0,72 per aree < di 5 Ha

A = estensione espressa in ettari = 0,235 Ha per l'UNITA' 1 e 0,300 per l'UNITA' 2 si ottiene la portata di pioggia da considerare ai fini del dimensionamento delle tubazioni di collettamento delle acque meteoriche:

$$\mathbf{UNITA' 1: Q = (\psi \times \varphi \times I \times A) / 360 = [(0,72 \times 0,63 \times 92 \times 0,235) / 360] \times 3600 = \mathbf{98 \text{ m}^3/\text{h}}$$



UNITA' 2: $Q = (\psi \times \varphi \times I \times A) / 360 = [(0,72 \times 0,63 \times 92 \times 0,300) / 360] \times 3600 = 125,29$
m³/h

Per il dimensionamento delle tubazioni, considerando un grado di riempimento del tubo pari a 0.6 ed una pendenza $i = 0,5 \%$, ed un diametro pari a 250 mm, utilizzando la formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler – Strickler si ottiene:

Q massima per tubo da 250 mm = 158 m³/h

Considerando la portata di acqua meteorica calcolata da far defluire nelle due zone, si verifica come le tubazioni prescelte siano in grado di raccogliere la portata di acqua prevista. Le tubazioni di raccolta e trasporto delle acque meteoriche saranno tubi e raccordi in PVC arancio con bicchiere ad anello elastomerico per scarichi e condotte interrato non in pressione per il trasporto interrato di acque piovane, a norma UNI 10972.

Per i percorsi si rimanda alle planimetrie allegate.

3.5. CALCOLO VOLUME VASCA DI PRIMA PIOGGIA

Per il calcolo del volume di prima pioggia, da contenere ed inviare all'impianto di trattamento, si è fatto riferimento a quanto riportato nel Regolamento Regionale 9 dicembre 2013, n. 26 "Disciplina delle acque meteoriche di dilavamento e di prima pioggia (attuazione dell'art. 113 del D. Lgs. N. 152/06 e ss. Mm. Ed ii.)" in cui, ai fini del calcolo del volume utile della vasca di prima pioggia, si fa riferimento "ai primi 5 mm per superfici scolanti aventi estensione, valutata al netto delle aree a verde e delle coperture non carrabili che non corrivano sulle superfici scolanti stesse, inferiore o uguale a 10.000 mq".

Considerando l'estensione della superficie scolante pari a 2350 m² (UNITA' 1) e 3000 m² (UNITA' 2), si ottiene dunque:

UNITA' 1: 5 mm x 2350 m² = **11,75 m³** – volume utile minimo della vasca di prima pioggia

UNITA' 2: 5 mm x 3000 m² = **15 m³** – volume utile minimo della vasca di prima pioggia

Si scelgono quindi due impianti di tipo monoblocco aventi volume non inferiore a quello minimo calcolato.

3.6. TRATTAMENTO E RECAPITO FINALE

Per entrambi gli impianti l'acqua meteorica sarà dunque raccolta tramite un sistema di canalette, chiusini e griglie così come riportato nelle planimetrie allegate. Le canalette di raccolta saranno tra loro raccordate con pozzetti di confluenza – manutenzione mediante tubazioni in PVC e, sempre per mezzo di tali tubazioni, le acque saranno convogliate all'impianto di trattamento.

Raggiunto quest'ultimo, subiranno i seguenti trattamenti:

- Grigliatura e dissabbiatura;



- Accumulo in vasca di prima pioggia per un tempo minimo (comunque regolabile) in modo da svuotare la vasca e renderla operativa per un evento meteorico distanziato di 48 ore dall'ultima pioggia;
- Sollevamento delle acque di prima pioggia e disoleazione.

L'impianto sarà ovviamente dotato di linea di scolo acque di seconda pioggia, chiusini di ispezione e prelievo campioni in ingresso e della sezione di confluenza acque meteoriche trattate in uscita. Caratteristiche e particolari dimensionali dell'impianto sono riportate nelle planimetrie di progetto.

Per **l'UNITA' 1** le acque in uscita dall'impianto confluiranno in un pozzetto di ispezione e prelievo da cui partirà la trincea della condotta di sub-irrigazione da realizzare nell'aiuola perimetrale insistente sul lato nella zona meglio individuata in planimetria.

La trincea di sub-irrigazione disperdente è stata dimensionata in modo da poter smaltire l'intera portata legata ad un evento di durata oraria con tempo di ritorno (anche in questo caso) pari a 5 anni. Come calcolato precedentemente, la altezza di pioggia sarà pari a 42,46 mm.

Pertanto risulta:

$$\text{UNITA' 1: } Q = (\psi \times \varphi \times I \times A) / 360 = [(0,72 \times 0,63 \times 42,46 \times 0,2350) / 360] = 0,0126 \text{ mc/sec} = 45,26 \text{ m}^3/\text{h}$$

La superficie di dispersione del dreno si ottiene con la seguente formula:

$$A = V / (n \times h + k \times t)$$

dove:

A = superficie di infiltrazione della trincea [m²]

V = volume totale da smaltire [m³] (per singola zona di riferimento)

n = porosità del materiale costituente la trincea (0,50 per pietrisco di riempimento)

h = profondità della trincea (m)

k = coefficiente di permeabilità del terreno naturale (m/s) (10⁻⁴ per permeabilità media)

t = tempo necessario per la dispersione del volume V (sec)

Operando le dovute sostituzioni, si ottiene quanto segue:

$$\text{UNITA' 1: } A = 45,26 / (0,50 \times 1,5 + 10^{-4} \times 3600) = 45,26 / (0,75 + 0,36) = 41,15 \text{ m}^2$$

Considerando una trincea disperdente con sezione pari ad h = 1,00 m (altezza) e larghezza pari a b = 0,80 m (con perimetro disperdente pari quindi a 1,00 + 1,00 + 0,80 = 2,80 m), otteniamo la lunghezza minima della trincea drenante, per le due zone di riferimento, pari a 15 m.

La trincea scavata sarà riempita con volume di pietrisco con pezzatura variabile tra i 3 ed i 6 cm, e rivestita da uno strato di geotessuto su tutta la superficie di contatto con il terreno



originale, in modo da ridurre le possibilità che il dreno riduca l'efficienza a causa di intasamento derivante dall'ingresso di materiale di granulometria minore.

Lungo tutta la lunghezza della trincea sarà installato un tubo forato della sezione di 200 mm che distribuirà uniformemente la portata da smaltire; per favorire tale processo il tubo sarà posato con leggera pendenza verso il basso (0,5 %).

In prossimità della trincea saranno posti nel terreno in posizione verticale degli spezzoni di tubo (passo 5 metri - diametro 63 mm) per areare il terreno sottostante e permettere la sopravvivenza dei batteri aerobici.

La trincea sarà opportunamente segnalata con paletti rossi e bianchi alti circa 1 metro del piano di campagna, e posizionati all'interno del terreno.

Le attività previste all'interno della **UNITA' 2** rientrano tra quelle elencate all'art. 8 del succitato R.R. n. 26/2013; pertanto anche le acque di seconda pioggia dovranno essere sottoposte ad un trattamento depurativo appropriato in loco e smaltite nel sottosuolo mediante trincea drenante.

3.7. ACQUE METEORICHE DI SECONDA PIOGGIA – CALCOLO PORTATA CRITICA

Per il calcolo della portata critica di pioggia si è fatto riferimento, come sopra citato, al Metodo Cinematico lineare (o metodo della corrivazione) che prevede le seguenti assunzioni preliminari:

- Gocce di pioggia cadute contemporaneamente in punti diversi del bacino impiegano tempi diversi per raggiungere la sezione di chiusura (rappresentata in questo caso dal punto di immissione all'Impianto di depurazione);

- Il contributo di ogni singolo punto del bacino alla portata di piena è direttamente proporzionale alla intensità di pioggia caduta nel punto - in un istante precedente a quello del passaggio della piena - di durata necessaria perché detto contributo raggiunga la sezione di chiusura;

- durata del contributo idraulico caratteristica di ogni singolo punto ed invariante nel tempo.

Per effetto di quanto sopra rappresentato, usualmente la portata massima al colmo (piena critica) si ottiene per piogge di durata pari al tempo di corrivazione.

La portata al colmo della piena critica è stata stimata utilizzando la seguente formula:

$$Q = (\varphi \times I \times A) / 360$$

Dove Q = portata al colmo di piena (m³/s);

φ = coefficiente di afflusso medio del bacino;

i = intensità di pioggia di durata pari al tempo di corrivazione t_c (mm/h);

S = superficie del bacino (ha)



In genere per una fognatura urbana il tempo di corrivazione t_c è calcolato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata.

Nello specifico per il calcolo del tempo di corrivazione si è fatto riferimento alla seguente equazione:

$$t_c = t_a + t_r$$

Dove

- t_a è il tempo di accesso alla rete, che dipende dalle caratteristiche geometriche e morfologiche dell'area (si assume un valore pari a 15 min);
- t_r è il tempo di rete dato dal tempo di percorrenza della canalizzazione, costituita da canaletta e tubazione, ($t_r = L_i/v_i$); dato il modesto sviluppo lineare della rete di raccolta acque meteoriche si considera come trascurabile tale tempo di rete.

Ne deriva che la portata critica risulta pari a 72,13 m³/h pari a circa 20 l/s.

La trincea di sub-irrigazione disperdente è stata dimensionata in modo da poter smaltire l'intera portata critica con tempo di ritorno (anche in questo caso) pari a 5 anni. Pertanto risulta:

UNITA' 1: $Q = 72,13 \text{ m}^3/\text{h}$.

La superficie di dispersione del dreno si ottiene con la seguente formula:

$$A = V / (n \times h + k \times t)$$

dove:

A = superficie di infiltrazione della trincea [m²]

V = volume totale da smaltire [m³] (per singola zona di riferimento)

n = porosità del materiale costituente la trincea (0,50 per pietrisco di riempimento)

h = profondità della trincea (m)

k = coefficiente di permeabilità del terreno naturale (m/s) (10^{-4} per permeabilità media)

t = tempo necessario per la dispersione del volume V (sec)

Operando le dovute sostituzioni, si ottiene quanto segue:

UNITA' 1: $A = 72,13 / (0,50 \times 1,5 + 10^{-4} \times 3600) = 72,13 / (0,75 + 0,36) = 65 \text{ m}^2$

Considerando una trincea disperdente con sezione pari ad h = 1,3 m (altezza) e larghezza pari a b = 0,80 m (con perimetro disperdente pari quindi a 1,3 + 1,3 + 1,80 = 4,4 m), otteniamo la lunghezza minima della trincea drenante, per la zona di riferimento, pari a 15 m.



L'impianto di trattamento delle acque di seconda pioggia consente un processo depurativo in continuo fino ad una portata massima pari a 25 l/s (compatibile con la massima portata al colmo stimata precedentemente pari a 20 l/s).

Per ulteriori dettagli e specifiche si rimanda alle Tavole di progetto e allegati grafici.

3.8. TRATTAMENTO ACQUE REFLUE DA AUTOLAVAGGIO

Nell'**UNITA' 2** è prevista la realizzazione di una zona attrezzata per funzioni terziarie con annesso impianto per distribuzione carburanti. L'area sarà anche dotata di un impianto di autolavaggio.

Le acque provenienti dall'impianto di autolavaggio saranno opportunamente trattate mediante un sistema realizzato in polietilene da interro, costruito da quattro manufatti distinti: dissabbiatore, deoliatore a coalescenza, filtro percolatore areato, vasca imhoff per sedimentazione.

Il liquame in uscita dall'impianto potrà essere scaricato in pubblica fognatura.

I manufatti saranno dotati di sfiati, tronchetti in PVC ingresso e uscita liquami e tappi per l'ispezione e la manutenzione periodica.

Le acque provenienti da impianti di autolavaggio in cui si svolge una normale attività operativa contengono solitamente sabbia, fango, inerti vari, detersivi, residui di prodotti asciuganti e lucidanti, idrocarburi e tracce di metalli.

Questi impianti sono costituiti da una fase di pretrattamento, generalmente realizzata in una o due vasche, in cui avviene la separazione, per gravità, di solidi e oli; da una fase di trattamento biologico e filtrazione realizzata in una terza vasca mediante un processo di biofiltrazione aerata artificialmente. L'apporto di carico inquinante biodegradabile e di ossigeno disciolto fornisce alla biomassa attiva il substrato necessario per svilupparsi aderendo alla superficie dei corpi di riempimento i quali, oltre ad essere un buon filtro, costituiscono, anche, una superficie ottimale per l'attecchimento dei microrganismi. Il liquame attraversa la vasca dall'alto verso il basso, mentre l'aria viene insufflata in direzione opposta. Esaurito il suo ciclo vitale, parte di biomassa si stacca dai supporti e, unitamente ad eventuali schiume o materiale in sospensione, è convogliata alla sedimentazione finale. In questo modo si evita il deflusso allo scarico di eventuali solidi sospesi. Il grado di depurazione raggiunto consente lo scarico fognatura.

L'impianto di trattamento acque provenienti da autolavaggi è stato dimensionato in funzione delle portate massime che transitano nelle varie sezioni di trattamento.



PARAMETRI DI CALCOLO

Consumi acqua per auto: 150 l/auto

Potenzialità massima: 5 auto/ora x tunnel

Coefficiente d'afflusso: 1

RENDIMENTI DEPURATIVI

Riduzione: Sostanze sedimentabili > 90%

Idrocarburi totali < 5 mg/l

Standard qualitativi del D.Lgs. 152/06



Sommario

1. OGGETTO E SCOPO	1
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	1
3. IMPIANTO DI SCARICO ACQUE NERE E RACCOLTA ACQUE METEORICHE.....	2