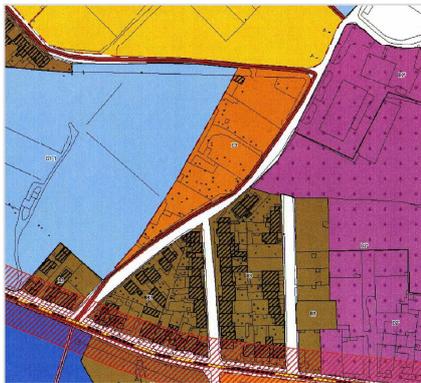




COMUNE DI ORISTANO

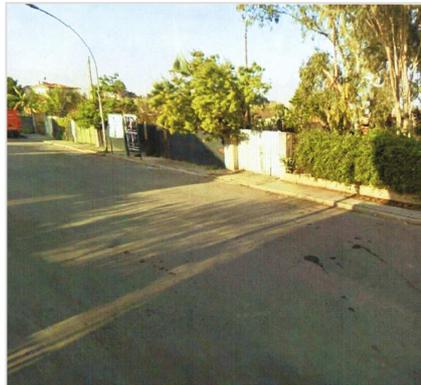
Provincia di OR

PROGETTAZIONE URBANISTICA



PIANO DI LOTTIZZAZIONE "CHIRIGHEDDU"

PROGETTO ESECUTIVO



ALLEGATO 5 RELAZIONE FOGNATURE ACQUE NERE

Committenza:
Raimondo MUGHEDDU _____

Progettista:
Dott. Geom. Valpiero E. DELUGAS

Andrea MANCA _____

Laura SCHINTU _____

Fabrizio CROBU _____

Renzo LEDDA _____

Ivo BULLEGAS _____

Responsabile dell'Urbanistica:
Ing. Michele SCANU

Sindaco:
Guido TENDAS

CALCOLO IDRAULICO

Il calcolo idraulico deve dimostrare che la tubazione è in grado di smaltire la portata d'acqua prevista. Nello specifico il calcolo riguarda la progettazione della sezione della tubazione da adottarsi per il collettore principale della rete fognaria acque nere. La portata che dovrà smaltire il collettore fognario è riferita ad un insediamento abitativo pari a 59 abitanti e ad una superficie territoriale di 8778,00 mq .

E' stato previsto di utilizzare una tubazione in **PVC del diametro = 200 mm** considerando una pendenza costante, pari a 0.65%, per tutti i tratti del collettore.

I parametri base, considerati per il calcolo della portata delle acque domestiche (acque nere), sono:

- Popolazione (numero abitanti)
- Dotazione idrica giornaliera per abitante

La dotazione idrica giornaliera secondo le più recenti previsioni del P.R.G. degli acquedotti, si può considerare di 350 litri/giorno/abitante.

La portata Q (l/s) del collettore acque nere è data da:

$$Q = \alpha \times d \times P$$

~~86400~~

Dove:

α = coefficiente di riduzione (circa 0.80);

d = dotazione idrica giornaliera per abitante (l/abitanti giorno);

P = numero di abitanti (previsione demografica)

Occorre però tenere conto del fattore di contemporaneità degli scarichi nelle ore di punta.

La portata Qc da utilizzare nei calcoli risulta quindi:

$$Q_c = K \times Q \text{ (l/s)}$$

Dove:

$K = 2.5$ coefficiente di maggiorazione ore di punta

Al valore che verrà determinato con il citato calcolo si dovrà sommare l'apporto dovuto al lavaggio delle condotte eseguito con il pozzetto di cacciata, prevedendo circa 4 lavaggi giornalieri con una portata di 10 l/s.

$$Q_c = (0.80 \times 350 \times 88/86400) * 2.5 + 10 = 10.47 \text{ l/s}$$

La portata totale Q_c che defluisce dal collettore fognario in progetto alla fogna comunale è:

$$Q_c = 10.47 \text{ l/s pari a } 0.01047 \text{ mc/s.}$$

DIMENSIONAMENTO DELLA TUBAZIONE

Per il movimento dell'acqua nelle condutture circolari di PVC è utilizzata la formula di Prandtl – Colebrook, che nel settore delle fognature a sezione circolare trova sempre maggiori consensi.

$$V = (-2 \sqrt{2} \times g \times D_i \times J) \times \log \left(\frac{K}{(3.71 \times D_i)} + \frac{(2.51 \times V)}{(D_i \sqrt{2} \times g \times D_i \times J)} \right)$$

Dove:

V = velocità media della corrente (m/s) – (rapporto tra portata e sezione bagnata);

g = accelerazione di gravità (9.81 m/s^2);

D_i = diametro interno del tubo (m);

J = pendenza della tubazione (valore assoluto);

K = scabrezza assoluta della tubazione (m) – (altezza media delle irregolarità della parete interna);

ν = viscosità cinematica (m^2/s) – (rapporto tra viscosità dinamica e densità del fluido $\nu = \eta/\rho$).

Si è posto $K = K_e$ (di esercizio) = 0.25 mm. Tale valore è circa 35 volte superiore al valore della scabrezza ($k = 0.007$ mm), delle tubazioni di PVC nuove di fabbrica.

Ponendo $K = K_e = 0.25$ mm (valore raccomandato da A.T.V. Associazione Tecnica delle Fognature), si tiene conto di:

- diminuzione della sezione per depositi e incrostazioni;
- modifica della scabrezza della parete del tubo nel corso dell'esercizio;
- giunzioni non perfettamente allineate;
- ovalizzazione del tubo;
- modifiche di direzione;
- presenza di immissioni laterali.

Si è posto $v = 1.31, 10^{-6}$ m²/s indipendentemente dalla variazione della temperatura.

Poiché in questo caso stiamo considerando un deflusso a sezione piena, si risale alla portata applicando la relazione:

$$Q = p \times (D_i^2) \times V$$

Nel nostro caso abbiamo:

$$\varnothing = 200 \text{ mm}$$

$$J = 0.50 \%$$

Dalla tabella 1 e dal grafico 1 (per comodità) si possono ricavare i valori della portata Q e della velocità V :

$$Q = 25.80 \text{ l/s} > 10.47 \text{ l/s}$$

$$V = 0.90 \text{ m/s}$$

Quanto sopra, come già specificato in precedenza, si riferisce al flusso a sezione piena e cioè relativo alla massima capacità di portata. Ciò tuttavia avviene raramente. Più spesso la sezione del tubo è occupata solo in parte dal liquido e pertanto le velocità medie e le

portate variano, al variare dell'altezza dell'acqua nel tubo, secondo la relazione indicata dal grafico 2 e dalla tabella 2.

Indicando con:

Q_p = portata relativa a riempimento parziale (l/s)

Q = portata relativa a riempimento totale (l/s)

h = altezza del riempimento (m)

D_i = diametro interno del tubo

V_p = velocità di flusso relativa a riempimento parziale (m/s)

V = velocità relativa a riempimento totale (m/s)

essendo :

$Q_p = Q_c = 10.47 \text{ l/s}$ $V = 0.90 \text{ m/s}$

$Q = 25.80 \text{ l/s}$

$Q_p/Q = 10.47/25.80 = 0.405$

Dalla tabella 2 si ricava che:

$V_p/V = 0.95$ e $h/D_i = 0.442$

$V_p = 0.95 \times 0.90 = 0.85 \text{ m/s}$

Il dimensionamento della rete rispetta comunque quello della rete fognatura acque esistente, comunale, secondo anche le indicazioni dell'Ente Gestore.