

# COMUNE DI PALERMO

## AREA GESTIONE DEL TERRITORIO

UFFICIO RETI E INFRASTRUTTURE

*Progetto per il completamento della via  
Palinuro da via Galatea a via Mondello*



PROGETTO ESECUTIVO

TAVOLA:

B

OGGETTO:

*Relazione rete fognaria*

DATA: Febbraio 2014

Il gruppo di progettazione:

Ing. R. Cairone (Coordinatore del gruppo)

Arch. G. Migliore, Esp. Geom. L. D'Agostino, Esp. Geom. N. Schiera

Il R.U.P.

Ing. M. Verga

Il Capo Area

Arch. V. Vadalà

## RELAZIONE TECNICA

### 1. - Rete fognaria

#### 1.1. - Descrizione generale

Lo smaltimento delle acque piovane è realizzato mediante caditoie di tipo stradale poste ai margini della carreggiata ovvero tramite canalette con griglia in ghisa, così come riportato nelle planimetrie di progetto; opportune pendenze consentiranno un facile smaltimento delle acque stesse. Queste, mediante una rete di scarico in PVC rigido di diametro variabile da 200 mm a 315 mm e con una pendenza non inferiore allo 0,3 %, intervallata da pozzetti di ispezione, verranno scaricate in un pozzetto di preimmissione che sarà a sua volta collegato al Canale Ferro di Cavallo.

Infatti, a seguito dei contatti avuti con il competente Settore Manutenzione ed il gestore della rete fognaria AMAP S.p.A., si è appreso che il collegamento al canale denominato Ferro di Cavallo dovrà realizzato attraverso un pozzetto di preimmissione che sarà posto in opera da parte dell'Impresa esecutrice dei lavori di bonifica del Canale Ferro di Cavallo a cura del Settore Manutenzione (RUP l'ing. Luciano Vallone).

Pertanto, nell'ambito del presente progetto si eseguiranno soltanto le canalizzazioni per la raccolta delle acque meteoriche che saranno convogliate nel predetto pozzetto di preimmissione.

Le tubazioni dovranno avere sezione circolare costante e le estremità rifinite in modo da consentire il montaggio e assicurare la tenuta del giunto; tubi e raccordi devono essere conformi alle Norme UNI 7442, UNI 7447, UNI 7613, UNI 303/2 e UNI EN 1401.

Le giunzioni saranno del tipo rigido con giunti a bicchiere da incollare ovvero elastici con giunti a bicchiere a tenuta mediante guarnizione elastomerica.

I raccordi e i pezzi speciali devono rispondere alle stesse caratteristiche dei tubi.

#### 1.2. - Dimensionamento della rete di scarico delle acque piovane

La presente relazione riguarda il calcolo dell'impianto fognario di smaltimento delle acque meteoriche da realizzare all'interno del progetto per il "*Completamento della via Palinuro da via Galatea a via Mondello*".

All'interno dell'area oggetto di intervento è possibile individuare una zona unica, costituita dai percorsi pavimentati.

Verrà realizzata una rete di caditoie collegate a dei collettori principali che convogliano le acque meteoriche in un pozzetto di preimmissione che sarà realizzato nell'ambito di altro appalto e da questo, successivamente, al canale Ferro di Cavallo esistente.

### 1.2.1. - Elementi pluviometrici

La quantità di acqua di prima pioggia da trattare viene calcolata fissando la "pioggia di progetto", ovvero l'evento di pioggia di fissato tempo di ritorno e durata; per quest'ultima valutazione si fa ricorso alla curva di probabilità pluviometrica, per la quale è necessaria una preliminare identificazione del modello probabilistico delle piogge brevi. Si fa riferimento ad uno studio della Facoltà d'ingegneria dell'Università degli Studi di Palermo predisposto dai Dott. ing. Marcella Cannarozzo, Ricercatore, Istituto di Idraulica, Università di Palermo; prof. ing. Francesco D'Asaro, Associato di Sistemazioni Idraulico Forestali, Istituto di Genio Rurale e Forestale, Università di Basilicata; Dott. ing. Vito Ferro, Dottore di Ricerca in Ingegneria Idraulica, Ricercatore, Istituto di Genio Rurale, Università di Reggio Calabria.

Nello studio, datato 1992, vengono dedotte le espressioni delle curve di probabilità pluviometrica (cpp) per l'intero territorio siciliano applicando il modello probabilistico a doppia componente (TCEV Two Component Extreme Value) alla serie dei massimi annuali delle piogge di breve durata registrate nelle stazioni pluviografiche siciliane.

L'analisi condotta ha permesso di suddividere la Sicilia in tre sottozone pluviometriche omogenee per le quali si fornisce una espressione esplicita della cpp.

La legge ricavata è del tipo:

$$\mu_c(t) = a * t_n$$

In tale legge vanno definiti i parametri a e n che permettono di definire la quantità  $\mu_c$  pari alla media campionaria delle altezze di pioggia. Le valutazioni fanno riferimento ai parametri identificati per le diverse stazioni pluviometriche della Sicilia. In particolare lo studio fa riferimento a determinate stazioni pluviometriche, in particolare nella zona di Palermo gli studi hanno fatto emergere i seguenti valori:

STAZIONE	a	n
Palermo Ist. Zoot.	25,1	0,2928
Palermo Serv. Idrografico	28,7	0,3143
Palermo Oss. Astronomico	22,2	0,2687

Palermo Ist. Cast.	23,2	0,3119
--------------------	------	--------

La formula binomia tiene conto, quindi, della macrozona in cui è situata la stazione di osservazione e di due fattori che sono la durata dell'evento e il periodo di ritorno dell'evento al quale si fa riferimento. In pratica trattandosi di notazione probabilistica si cerca quale evento ha la maggiore probabilità di non essere superato nel periodo di tempo considerato.

Quindi è necessario individuare il tempo di ritorno. Tale tempo di ritorno, generalmente, per il dimensionamento delle fognature, è molto elevato, al fine di tenere in conto eventi di pioggia copiosa che hanno la maggiore probabilità di verificarsi durante la vita utile del condotto. Nel nostro caso, atteso la dimensione modesta dell'opera si fa riferimento ad un tempo di ritorno pari a 10 anni. Altro parametro da considerare è la durata dell'evento. Come noto l'intensità della pioggia aumenta man mano che si riduce il tempo stesso dell'evento (in pratica è più probabile che un evento breve sia più intenso di quanto non sia un evento più lungo e tale probabilità aumenta man mano che si riducono i tempi dell'evento). La durata dell'evento che si prende in considerazione è generalmente pari a un quarto d'ora (=0,25 h).

Pertanto per la varie stazioni idrografiche si prenderanno in considerazione gli eventi di pioggia di massima intensità che hanno la maggiore probabilità di verificarsi ogni 10 anni e che abbiano durata di almeno ¼ h secondo la formula:

$$x_{0,25;10} = 25,1 * [0,5391 - 0,001635 * 0,25 + (0,000221 * 0,25^2 + 0,00117 * 0,25 + 0,9966) \log 10] * 0,25^{0,2928} = 25,597 \text{ mm}$$

$$x_{0,25;10} = 28,7 * [0,5391 - 0,001635 * 0,25 + (0,000221 * 0,25^2 + 0,00117 * 0,25 + 0,9966) \log 10] * 0,25^{0,3143} = 28,409 \text{ mm}$$

$$x_{0,25;10} = 22,2 * [0,5391 - 0,001635 * 0,25 + (0,000221 * 0,25^2 + 0,00117 * 0,25 + 0,9966) \log 10] * 0,25^{0,2687} = 23,409 \text{ mm}$$

$$x_{0,25;10} = 23,2 * [0,5391 - 0,001635 * 0,25 + (0,000221 * 0,25^2 + 0,00117 * 0,25 + 0,9966) \log 10] * 0,25^{0,3119} = 23,041 \text{ mm}$$

Dalla media delle precipitazioni prevedibili sulla base delle 4 stazioni idrografiche selezionate si ottiene:

$$x_{0,25;10} = 25,1140 \text{ mm}$$

ciò vuol dire che ci si può attendere che nel quarto d'ora critico nell'arco di dieci anni è lecito attendersi una precipitazione di 25 mm.

Quanto sopra vuol dire che l'intensità di pioggia attesa è pari a:

$$I = x_{0,25;10} * 4 = 25,114 * 4 = 100,456 \text{ mm/h}$$

Considerati tali valori si ottiene la portata massima raggiungibile mediante la formula:

$$Q_{\max} = (10 * \varphi * \Phi * I * A) / 3,6$$

essendo:

$\varphi$  = coefficiente di afflusso, che nel caso in esame può porsi pari a 0,25;

$\Phi$  = coefficiente di ritardo, che nel caso in esame può porsi pari a 0,65;

I = intensità di pioggia espressa in m/h che vale 0,10;

A = area del bacino interessato posta, come si è detto, pari a 1,00 ettari.

Pertanto:

$$Q_{\max} = (10 * \varphi * \Phi * I * A) / 3,6 = (10 * 0,25 * 0,65 * 0,10 * 1,00) / 3,6 = 0,045 \text{ mc/sec}$$

### 1.2.2. - Portata idraulica

In arrivo alla rete fognante si avrà una portata di 0,045 m<sup>3</sup>/sec pari a 45,00 l/sec; i condotti in PVC sono stati dimensionati per un funzionamento con un grado di riempimento del 65%.

Per i calcoli vengono adottate le procedure raccomandate dall'Istituto Italiano dei Plastici nella pubblicazione n. 3 del novembre 1984 "Installazione delle fognature di PVC - Raccomandazione per il calcolo e l'installazione di condotte in PVC rigido nella costruzione di fognature e di scarichi industriali interrati".

Il capitolo 3 "Calcolo idraulico" enuncia che il calcolo deve dimostrare che la tubazione è in grado di smaltire la portata d'acqua prevista.

Per il movimento dell'acqua nelle condutture circolari in PVC viene consigliato l'utilizzo della formula di Prandtl-Colebrook.

$$V = -2 \sqrt{2 * g * D_i * J * \log\left(\frac{K}{3,71 * D_i} + \frac{2,51\nu}{D_i \sqrt{2 * g * D_i * J}}\right)}$$

V = velocità media della corrente m/sec (rapporto fra portata e sezione bagnata);

g = accelerazione di gravità (9,81 m/sec<sup>2</sup>);

D<sub>i</sub> = diametro interno della tubazione (m);

J = pendenza della tubazione in valore assoluto

K = Scabrezza della tubazione (m) - (altezza media delle asperità)

$\nu$  = viscosità cinematica [m<sup>2</sup>/sec] - (rapporto fra viscosità dinamica e densità del fluido)

L'istituto consiglia di porre K pari a 0,25 mm (2,5\*10<sup>-4</sup> m) per tenere conto delle condizioni della condotta in esercizio sebbene questo valore sia circa 35 volte maggiore delle tubazioni in PVC

nuove di fabbrica.

Adottando un diametro  $\Phi$  315 mm per il collettore principale, si ricava dalla tabella n. 1 allegata alle raccomandazioni per una pendenza pari allo 0,6 % una portata di  $Q_p=93,13$  l/sec ed una velocità di  $V_p=1,32$  m/sec, di gran lunga superiore a quella necessaria.

Questi valori si riferiscono alla capacità della condotta a piena portata, cosa che si verifica raramente. Dalla tabella n. 3 allegata alle raccomandazioni dell'Istituto si evince che per un rapporto fra tirante d'acqua e diametro pari a 0,60 ( $h/D_i=0,60$ ) si ha un coefficiente di incremento della velocità pari a 1,05 ed un coefficiente di riduzione per la portata pari a 0,660.

Per cui nelle condizioni reali si hanno  $Q_r=Q_p*0,660=93,13*0,660=61,46$  l/sec e velocità pari a  $V_r=V_p*1,05=1,32*1,05=1,39$  m/sec. Tali portate sono ampiamente in linea con le previsioni progettuali, il tronco di rete risulta quindi dimensionato adeguatamente a smaltire il flusso previsto, anzi sembrerebbe che la tubazione sia sovrabbondante. In realtà è bene puntualizzare che per ragioni pratiche si è costretti ad utilizzare un diametro di tali dimensioni in quanto al disotto di esso sarebbero difficoltose le operazioni di manutenzione periodica.

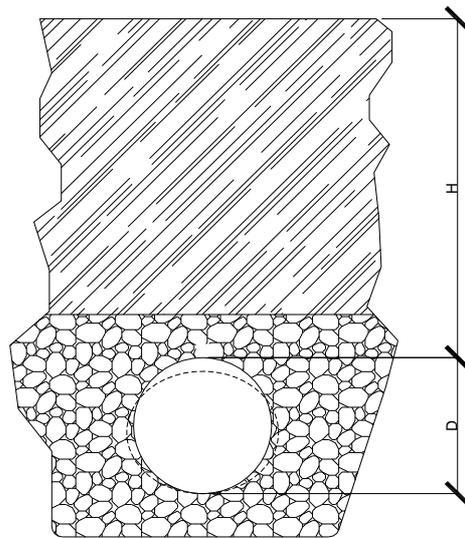
### 1.3. - Calcolo statico

Nel calcolo statico delle condotte in PVC l'unico parametro da tenere in considerazione è la deformazione diametrale dei tubi. Nel senso che prima di pervenire ad un collasso del materiale si avrà una deformazione incompatibile con il corretto utilizzo del sistema.

A tale proposito per ottenere i migliori risultati è indispensabile:

- utilizzare per il sottofondo, il rinfilanco ed il ricoprimento i materiali più adatti (sabbia o ghiaia);
- procedere al loro compattamento nel modo più valido;
- provvedere che la trincea presenti la minor larghezza possibile

Si fa riferimento ai simboli indicati nella figura seguente:



Il tubo flessibile, quale tipicamente è il tubo in PVC, deformandosi nel piano orizzontale provoca una reazione laterale del terreno, di conseguenza da un carico radiale si passa ad una sollecitazione di compressione sulle pareti del tubo del tutto analoga a quella tipica dell'arco.

La resistenza meccanica dei tubi destinati alle fognature è determinata dai carichi esterni (Q) e non dalla pressione idraulica interna accidentale.

I carichi esterni di cui tenere conto sono:

- $q_t$  carico del terreno;
- $q_m$  carico di traffico e carichi mobili.

#### **CARICO DEL TERRENO**

Il carico del terreno sul tubo flessibile ( $\Phi$  315 mm) si determina ipotizzando che il carico del terreno gravi interamente sul tubo e si determina utilizzando la seguente formula

$$q_t = \gamma * H$$

ove

- $\gamma$  = peso specifico del terreno (Kg/mc);
- $H$  = altezza del riempimento misurata a partire dalla generatrice superiore del tubo .

Nel caso in esame la peggiore condizione si ha per il fondo fogna posto a -1,50 ml per cui  $H=1,20$ . Per un peso specifico del materiale valutato in sicurezza pari a 2000 Kg/mc fornisce il carico sulla generatrice per metro lineare vale  $q_t=2000*1,20=2400$  kg/mq. A vantaggio della

sicurezza si è trascurato il benefico effetto della componente d'attrito che il materiale di riempimento esercita sulle pareti dello scavo.

#### CARICHI MOBILI

Il carico mobile si ricava dalla formula:

$$q_m = \frac{3}{2 * \pi} * \frac{P}{(H + D/2)^2} * \varphi$$

ove

- P = carico concentrato posto pari a 9000 Kg (caso in cui sono previsti passaggi di autotreni pesanti);
- D = diametro nominale esterno del tubo (0,315) in metri;
- H = altezza del riempimento misurato a partire dalla generatrice superiore del tubo, che può porsi sulla base della valutazione della minore incidenza della trincea stretta pari a 1,20 m;
- $\varphi$  = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi indicati con P, che si assume pari a  $1+0,3H$ .

Da quanto sopra si ricava che il massimo carico sulla generatrice vale 3.200 Kg.

#### DIMENSIONAMENTO

Al fine di dimensionare il condotto appare opportuno limitare la deformazione radiale del tubo al 5%; per il calcolo della deformazione radiale si utilizza la formula di Spangler che fornisce la deformazione radiale  $\Delta x$  di un anello elastico sottoposto ad un carico nel tempo.

Si ha:

$$\frac{\Delta x}{D} \% = \frac{0,125 * T * Q}{\frac{E}{T} * (s/D)^3 + 0,0915 * E_1}$$

ove

- $(s/D)^3$  (s = spessore del tubo UNI EN 1401 SN2 6,2 mm e D = diametro) momento d'inerzia del tubo
- $Q = (2400 + 3200) * D = 5600 * D =$  carico totale esterno del tubo in kg/m
- E = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo ( $30.000 * 10^4$  Kg/mq)

- $E_1$ =modulo elastico del terreno di riempimento; si ottiene applicando la formula  $E_1=9*10^4/\alpha*(H+4)$  essendo H l'altezza in metri del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo e  $\alpha$  un fattore dipendente dalla compattazione del rinfiango del tubo collegato alla prova Proctor; si valuta una compattazione del materiale di riempimento, eseguita con adatto macchinario ed all'umidità ottima fino al raggiungimento su uno strato di spessore non inferiore a 20 cm di una densità non inferiore al 90% della densità massima ottenuta in laboratorio con la prova AASHTO modificata e dalla tabella n.8 allegata alle "Installazione delle fognature di PVC - Raccomandazione per il calcolo e l'installazione di condotte in PVC rigido nella costruzione di fognature e di scarichi industriali interrati" dell'Istituto Italiano dei Plastici nella pubblicazione n. 3 del novembre 1984 si ha  $\alpha = 1,5$
- T= coefficiente di sicurezza posto pari a 2 per tenere conto dell'assestamento del tubo nel tempo sotto carico

Dai conteggi si ottiene che nelle peggiori condizioni il valore  $\frac{\Delta x}{D}\% = 1,69\%$  in linea con quanto desiderato.

Palermo, febbraio 2014

Il Progettista  
(Ing. Roberto Cairone)