



# COMUNE DI PALERMO

Area tecnica della Riqualificazione Urbana e delle Infrastrutture

Ufficio Servizi Pubblici a Rete e di Pubblica Utilità

## **LAVORI DI AMPLIAMENTO E RAZIONALIZZAZIONE RETE FOGNARIA NELLA VIA DELLA MIMOSA LOCALITÀ "BORGO MOLARA"**



### PROGETTO ESECUTIVO

TAVOLA  <b>B</b>	OGGETTO:  <b>RELAZIONE TECNICA IDRAULICA</b>
	DATA: febbraio 2016

#### **Il gruppo di progettazione**

Ing. Roberto Cairone (Capogruppo)

Esp. Geom. Cerniglia Vincenzo

Esp. Geom. Riggio Marcello

Coord. della Sicurezza in fase di progettazione Esp. Geom. Seghini Giovanni

#### **II R.U.P.**

Ing. Roberto Cairone

## INDICE

1. PREMESSA .....	pag.	2
2. CRITERI DI PROGETTAZIONE IDRAULICA .....	pag.	2
3. CALCOLI IDRAULICI ACQUE NERE. ....	pag.	3
4. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI. ....	pag.	5
5. CALCOLI IDRAULICI ACQUE BIANCHE .....	pag.	6
6. CALCOLO STATICO DELLA CONDOTTA .....	pag.	10

## **1. PREMESSA**

La presente relazione tecnica si riferisce al progetto per i "Lavori di ampliamento e razionalizzazione della rete fognaria nella via della Mimosa in località Borgo Molare" nel Comune di Palermo, e comprende, specificatamente, gli studi ed il dimensionamento idraulico delle opere previste nell'ambito dei lavori in funzione degli aspetti tecnici, dei requisiti richiesti e delle prestazioni da soddisfare.

In sede di I seduta della Conferenza dei Servizi, convocata dal R.U.P. ai sensi dell'art. 5 della L.R. n. 12/2011 e dell'art. 58 del D.P.R. n. 207/2010 e tenutasi in data 29/01/2016, il rappresentante di A.S.P. 6 Palermo Dipartimento di Prevenzione ha richiesto che nel progetto fosse indicato anche il sistema di smaltimento delle acque meteoriche.

Considerato quanto sopra, si ritiene opportuno prevedere nel presente progetto anche il sistema di collettamento delle acque cosiddette bianche, inizialmente non previsto.

Pertanto, le opere che saranno realizzate nell'ambito del progetto di cui trattasi sono finalizzate al convogliamento dei reflui prodotti dagli abitanti la zona in questione, che attualmente non sono collettati, nonché delle acque di pioggia.

La zona, classificata come B5-E1-E2 secondo la Variante al P.R.G. del 2002, è caratterizzata da edilizia residenziale a bassa densità, dotata di urbanizzazioni primarie e secondarie, con tipologia di case unifamiliari, a schiera o a villetta e da aree agricole confinanti con gli insediamenti residenziali sopradetti.

Le opere in progetto, come meglio chiarito nella Relazione Generale, riguardano la posa in opera di una condotta fognaria del tipo misto in PVC-U De 315 mm in via della Mimosa, compresa tra la via Molara e la via Sambucia. La condotta, totalmente interrata al di sotto della sede stradale esistente, permetterà di convogliare a gravità sia i liquami prodotti in via della Mimosa che le acque bianche nell'esistente collettore del tipo misto ubicato in via Sambucia, avente a sua volta quale recapito finale il collettore di via Altofonte.

Definiti i criteri di progettazione, vengono riportati, di seguito, i calcoli e le verifiche idrauliche delle opere in progetto.

## **2. CRITERI DI PROGETTAZIONE IDRAULICA**

In linea generale, i dati base per progettare gli interventi previsti sono costituiti dalle portate afferenti le singole opere da realizzare, sia per quanto riguarda le acque meteoriche che i reflui urbani, nella considerazione che la rete fognaria in oggetto è del tipo misto.

Per quanto riguarda il collettore da realizzare si è proceduto al calcolo delle portate massime

in gioco a partire dagli abitanti residenti gravanti sulle reti confluenti.

Nel caso specifico, la verifica è stata eseguita utilizzando le portate fecali prevedibili nell'ora di punta, determinate facendo riferimento al calcolo degli Abitanti Equivalenti, riportato nella relazione idraulica del progetto definitivo a firma di AMAP S.p.A.

Tale relazione, svolta sulla base della popolazione che recapiterà nel collettore in progetto, determinata in funzione della volumetria edificabile prevista dalle Norme Tecniche di Attuazione della variante generale al P.R.G. (approvato con DIR 124/DRU/02) e considerando un indice volumetrico capitario che per le zone residenziali è pari a 90 mc/ab, riporta un numero di abitanti equivalenti pari a circa 1.400 unità.

Il calcolo delle portate fecali è stato sviluppato considerando una dotazione idrica procapite di 320 litri/abxgiorno per i residenti (al lordo delle perdite ammesse in rete del 20%).

Per le acque bianche è stata determinata la portata di piena prevedibile per un tempo di ritorno di 10 anni, verificando il funzionamento delle condotte con un riempimento massimo del 50%. E' stata, inoltre, condotta la verifica del funzionamento delle condotte con la portata di piena calcolata considerando, anche, un tempo di ritorno di 30 anni.

Le acque piovane verranno captate mediante griglie stradali poste perpendicolarmente alla direzione di marcia della sede stradale.

### **3. CALCOLI IDRAULICI - ACQUE NERE**

Il calcolo delle portate nere in genere presenta delle lievi incertezze, sia perché non è possibile stabilire rigorosamente la dotazione idrica, sia perché non è possibile prevedere con precisione la percentuale di acqua che raggiunge la fognatura (le acque di lavaggio non distribuite dall'acquedotto, le eventuali perdite, le possibili filtrazioni di acque del sottosuolo ed infine la distribuzione delle portate nelle varie ore del giorno).

Secondo il Piano d'Ambito dell'ATO Palermo è prevista una dotazione idrica futura giornaliera di 340 l./ab.xgg; tale valore appare oggi sproporzionato, se si tiene conto dei seguenti fattori:

- effettiva mancanza sul territorio in studio di importanti attività produttive che possano giustificare un elevato valore di dotazione idrica;
- politica tariffaria attuata dagli enti gestori che tendono a penalizzare sempre più in termini economici gli sprechi di risorsa idrica;
- maggiore sensibilità ambientale, attraverso campagne pubblicitarie sempre più pressanti, nonché l'adozione di sistemi di gestione ambientale ISO 14000 sempre più diffusi negli

uffici pubblici e privati, negli alberghi, nelle aziende etc., che porta ad una crescente limitazione degli sprechi e quindi ad una riduzione dei consumi.

A supporto di quanto detto, dall'esame dei dati forniti dall'AMAP, e relativi ai volumi idrici immessi nella rete idrica di Palermo, si ha un valore medio di  $81,4 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{anno}$ , che rapportati alla popolazione del 1991 (698.128), danno un valore della dotazione idrica pro-capite di 319,6 l/abxgiorno.

Tale valore appare più consono ai reali standard di dotazione idrica di una rete moderna, come del resto riportato anche nel citato Piano degli Acquedotti, che per centri urbani con popolazione oltre 100.000 abitanti, fissava una dotazione minima nel giorno di maggior consumo, pari a 300 l/abxg. Più recentemente le informazioni fornite dal Comitato per la Vigilanza sull'uso delle Risorse Idriche sullo stato dei servizi, basate sul rapporto stilato in seguito alle ricognizioni svolte ai sensi dell'art. 11, comma 3 della legge 36/94, su 52 ambiti territoriali ottimali dei 91 complessivi, indicano una dotazione media di 297 l/abxg. [La Loggia G. & al. - Programmazione e gestione dei sistemi acquedottistici in condizioni di scarsità di risorse, CSDU - Milano]. Ancora le norme tedesche [ATV, 1973], propongono, per la progettazione di fognature, una dotazione media annua, che per centri con popolazione > 250.000 abitanti, è pari a 300 l/abxg.

Per quanto sopra detto, nei calcoli che seguono, si adatterà un valore di dotazione idrica giornaliera pro-capite di **320 l/abxg**.

La determinazione della portata nera nel giorno di massimo consumo è stata effettuata servendosi della seguente relazione:

$$Q_n = \frac{K_a \times K_m \times P \times \alpha \times d}{24 \times 3600} \quad [\text{l/s}]$$

dove:

$Q_n = [\text{l/s}]$  portata acque nere nell'ora di punta;

$P = [\text{ab}]$  numero abitanti equivalenti;

$\alpha = 0,8$  coefficiente di disperdimento (rapporto tra la dotazione idrica e la quantità conferita in fognatura);

$d = 320 [\text{l/ab} \times \text{g}]$  dotazione idrica;

- Ka = 1,25 rapporto tra la portata media nel mese di massimo consumo e la portata annua, desunto dalla relazione del P.A.R.F.;
- Km = 1,10 rapporto tra la portata media nel giorno di massimo consumo e la portata media nel mese di massimo consumo.

La portata di punta oraria,  $Q_{n,p}$ , risulta, con ovvio significato dei simboli pari a:

$$Q_{n,p} = \frac{K_p \times P \times \alpha \times d}{24 \times 3600} \text{ [l/s]}$$

dove:

- Kp = 2,00 fattore dell'ora di punta (rapporto tra la portata massima e la portata media giornaliera nell'anno).

L'applicazione delle formule sopra riportate ha fornito i valori delle portate nere ( $Q_n$ ) nel collettore, riportati nella "TABELLA 1".

Tabella 1

<b>acque nere</b>	Via della Mimosa	
abitanti equivalenti	1.400	ab.eq.
dotazione giornaliera	320	l./ab.
$Q_n$ portata media giorno max cons.	4,88	l./sec.
Kp (fattore dell'ora di punta)	2,00	
$Q_{n,p}$ portata di punta oraria	8,30	l./sec.

#### 4. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

Il calcolo e la verifica della sezione idrica dei collettori da realizzare è stata eseguita considerando una corrente a pelo libero che scorre in condizione di moto permanente con grado di riempimento non superiore di norma ad un massimo del 50%.

Si utilizza la formula di Chezy:

$$Q = \chi A \sqrt{R i} \quad [\text{mc/sec}]$$

Q è la portata (mc/sec);

i è la pendenza della condotta (m/m);

R è il raggio idraulico, rapporto tra la sezione idrica ed il contorno bagnato;

$\chi$  è la scabrezza della sezione dedotta dalla formula di Gauckler-Strickler:

$$\chi = cR^{1/6}$$

dove:

c è il coefficiente di scabrezza, assunto pari a 90 per condotte in PE, PVC di uso corrente.

Per la verifica del grado di riempimento dei collettori di progetto si è costruita per il diametro  $\phi$  315 la scala delle portate specifiche, cioè riferite all'unità di pendenza.

Parimenti si sono verificate le velocità minime e massime ed i coefficienti di riempimento.

Collettore	i (%)	DN (mm)	Di (mm)	Qn (l/s)	Vn (m/s)	h/D (%)
	2,28%	315	295	4,88	1,28	10,00%
	2,28%	315	295	8,30	1,51	13,00%

## 5. CALCOLI IDRAULICI - ACQUE BIANCHE

Per quanto concerne le acque meteoriche, 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 allo 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. L'analisi condotta ha permesso di suddividere la Sicilia in tre sottozone omogenee per le quali si fornisce una espressione esplicita della CPP.

La legge che è stata ricavata è del tipo:

$$\mu_c(t) = a \cdot t^n$$

In tale legge vanno definiti i parametri  $a$  ed  $n$  che permettono di definire la quantità  $\mu_c(t)$ , 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, che nella zona di Palermo 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 ed 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, per il dimensionamento delle condotte, 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).

Detta durata, così detto tempo di corruzione, può essere calcolata con diverse formule di natura pratico-sperimentale, reperibili in vari testi e pubblicazioni, e dipende, essenzialmente, da una serie di parametri.

Considerato che i risultati presentano valori con differenze talvolta notevoli, si è scelto di adottare il valore medio che si pone pari a 16 minuti.

Si prenderanno in considerazione, per le varie stazioni idrografiche, gli eventi di pioggia di massima intensità che hanno la maggiore probabilità di verificarsi ogni 10 anni e che abbiano la durata di almeno 16 minuti (=0,27 ore).

		a	n	Durata ore	T ritorno anni	h mm	h mm/ore
Palermo Ist. Zootecnico	1,54	25,10	0,2928	0,27	10	26,27	97,29
Palermo Serv. Idrico	1,54	28,70	0,3143	0,27	10	29,20	108,16
Palermo Oss. Astronomico	1,54	22,20	0,2687	0,27	10	23,98	88,81
Palermo Ist. Cast.	1,54	23,20	0,3119	0,27	10	23,68	87,71
						25,78	95,49

Di conseguenza la relativa intensità della pioggia attesa in 16 minuti è pari a

$$X_{0,27;10} = 25,78 \text{ mm}$$

che, rapportato all'ora, porta ad un valore di intensità di pioggia attesa di:

$$I = X_{0,27;10} : 0,27 = 95,49 \text{ mm/h}$$

La portata meteorica massima raggiungibile viene calcolata con la seguente formula:

$$Q_{\max} = (10 \times \varphi \times \phi \times I \times A) / 3,6 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

dove:  $\varphi$  è il coefficiente di afflusso che, nel caso in esame, viene posto pari a 0,63 (tabella De Martino-Cotecchia)

$\phi$  è il coefficiente di ritardo (per le zone urbanizzate è variabile fra 0,70 e 0,80); nel caso specifico, si assume pari a 0,70

I è l'intensità di pioggia espressa in m/h e vale 0,09549

A è l'area del bacino espressa in ettari e, considerando la sede stradale nonché le adiacenti aree urbanizzate, vale 0,30 ettari.

La condotta fognaria verrà realizzata con tubi in PVC-U strutturato SN8 posti in opera con pendenza massima del 2,28% e verificati con formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, considerando una corrente a pelo libero in moto permanente

I risultati dei relativi calcoli sono riepilogati di seguito:

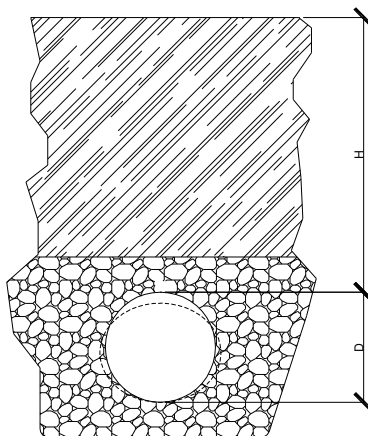
(tempo di ritorno 10 anni)	bacino	
Area del bacino	0,30	ha
Coefficiente di afflusso	0,63	
Coefficiente di ritardo	0,70	
Intensità di pioggia	0,09549	m./h
Qmax	0,04	m <sup>3</sup> /sec.
Diametro nominale tubazione	315	mm.
Diametro interno tubazione	295	mm.
Pendenza della condotta	2,28	%
Velocità media della corrente	2,47	m./sec.
Coefficiente di riempimento	29	%

Va evidenziato che i suddetti valori si verificheranno raramente e solo nei casi di piogge eccezionali. Si riportano, di seguito, i grafici delle portate/% riempimento e velocità/portate% per i diametri di condotte utilizzati:

tubazione PVC  $\varnothing$  315 mm. (diam. int. mm. 295)

## 6. CALCOLO STATICO DELLA CONDOTTA

Si fa riferimento ai simboli indicati nella figura seguente:



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 rinfiacco 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

Il tubo flessibile, quale tipicamente è il tubo in PVC, deformandosi sul 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 sulla generatrice per metro lineare di tubo si determina ipotizzando che il carico gravi interamente sul tubo, e si determina utilizzando la seguente formula:

$$Q_t = \gamma \times B \times H$$

dove:  $\gamma$  = peso specifico del terreno ( Kg/mc)

$H$  = altezza del riempimento a partire dalla generatrice superiore del tubo

$B$  = larghezza della trincea misurata in corrispondenza della generatrice superiore del tubo

Nel caso in esame vengono verificate le condizioni peggiori per le due tipologie presenti ( $\emptyset$  315 mm.) che presentano, rispettivamente, fondo fogna posto a non meno di - ml. 1,30 da cui derivano  $H = 0,90$  m.

Per un peso specifico del materiale valutato in sicurezza pari a 1900 Kg/mc la relazione di cui sopra fornisce il carico sulla generatrice per metro lineare:  $Q_t = 1368$  kg/ml.

#### 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 a partire dalla generatrice del tubo 0,90 m
- $\varphi$  = coefficiente correttivo per l'effetto dinamico dei carichi, pari a  $1+0,3 \times H$

Da quanto sopra si ricava che il massimo carico totale sulla generatrice vale, rispettivamente:

$$Q_{710} = 4880 \text{ Kg./ml.}$$

### 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 Dx di un anello elastico sottoposto ad un carico.

Si ha:

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

Dove

- $(s/D)^3$  (s = spessore del tubo UNI EN 1401 SN8 19,4/25,0 mm e D = diametro) momento d'inerzia del tubo
- E=modulo di elasticità del materiale costituente il tubo ( $30.000*10^4$ Kg/mq)
- E1=modulo elastico del terreno di riempimento valutando 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 95% della densità massima ottenuta in laboratorio con la prova AASHTO modificata.
- I valori di E1 si possono ricavare dall'espressione  $9*10^4*(H+4)/a'$
- 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 è in linea con quanto desiderato:

$$\frac{\Delta x}{D} \% = 4,93\% \quad \ll 5\% \text{ (verificato)}$$

Palermo, lì febbraio 2016

Il Coordinatore del  
gruppo di progettazione  
ing. Roberto Cairone