



COMUNE DI MONTESCAGLIOSO

PROVINCIA DI MATERA

REGIMENTAZIONE DELLE ACQUE IN VIA SAN FRANCESCO

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Il Sindaco P.T.
Geom. Vincenzo ZITO

CAPOGRUPPO RTP



Dirigente area tecnica
Ing. P. NOBILE

DIRETTORE TECNICO
ing. Stefano Tranquilli
Progettista
ing. Stefano Tranquilli



Il R.U.P.
Ing. P. NOBILE

MANDANTE
Negen S.r.l.s.
ing. Fabio Ciervo
ing. Manuela D'Aguanno

Don. Ing.
FABIO CIERVO
N. 5677 SEZ. A
Civile ed Ambientale
PROVINCIA DI SALERNO



Visti/Protocolli

Elaborato 03 :
RELAZIONE IDRAULICA

Manuela D'Aguanno

Indice

1. PREMESSA.....	3
2. VALUTAZIONE DELLE PORTATE METEORICHE.....	4
2.1 Criteri di dimensionamento e verifica	5
2.1.1 Generalità.....	5
2.1.2 Le scale di deflusso	6
2.1.3 Diametri commerciali.....	7
2.1.4 Scelta dei materiali	8
2.1.5 Dimensionamento preliminare.....	10
2.1.6 Verifiche degli specchi	12
2.2 Risultati.....	14

1. Premessa

La presente relazione si riferisce allo studio idraulico per la realizzazione della rete fognaria acque meteoriche a supporto del “*Progetto per la regimentazione delle acque meteoriche in via San Francesco*” nel comune di Montescaglioso (MT).

Nel seguito verranno illustrate le metodologie utilizzate per la valutazione delle portate meteoriche e i criteri di dimensionamento e verifica adottati per la realizzazione della rete fognaria acque meteoriche a servizio della suddetta zona.

Il tracciato della rete fognaria, i particolari costruttivi e i profili dei vari tratti della rete sono riportati nelle tavole allegate al presente progetto.

I collettori della rete di acque bianche di cui trattasi nel presente capitolo sono ovviamente stati dimensionati in base alle portate meteoriche.

2. Valutazione delle portate meteoriche.

La valutazione delle massime portate pluviali in riferimento alle quali sono state proporzionate le condotte della fognatura bianca, è stata effettuata utilizzando una metodologia di tipo probabilistico.

Ciò implica la necessità di stabilire il periodo di ritorno, cioè l'intervallo di tempo durante il quale si accetta che l'evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, in base a considerazioni di carattere socio-economico e politico. Tale periodo di ritorno T è stato fissato pari a 20 anni. La massima portata di piena Q corrispondente ad un periodo di ritorno $T = 20$ anni per le piogge, coincidente per i bacini urbani alla massima portata di piena con periodo di ritorno $T = 20$ anni (per cui indicheremo $Q=Q_T$), può essere valutata come:

$$Q_T = K_T \cdot m(Q) \quad (1.)$$

dove:

- $m(Q)$ = media della distribuzione dei massimi annuali della portata di piena (piena indice).
 - K_T = fattore probabilistico di crescita, pari al rapporto tra Q_T e la piena indice.
- Per il calcolo del fattore probabilistico di crescita si procede come esposto nella Relazione Idrologica.

Per la determinazione della media della distribuzione dei massimi annuali della portata di piena $m(Q)$ in ambito extra-urbano è stata usata la metodologia VAPI, mentre in ambito urbano si è fatto riferimento al metodo razionale.

Per i dettagli sulle modalità, lo sviluppo ed i risultati del calcolo si rimanda alla Relazione Idrologica.

2.1 Criteri di dimensionamento e verifica

2.1.1 Generalità

I calcoli idraulici relativi ai canali di fognatura si distinguono in calcoli di dimensionamento e in calcoli di verifica.

Il **dimensionamento** dei singoli tronchi della rete consiste nel determinare la dimensione dello speco fognario tale che la portata di progetto possa transitare con un tirante idrico in grado di assicurare un prefissato franco di sicurezza minimo.

Il calcolo di dimensionamento presuppone una preliminare definizione delle caratteristiche principali della condotta fognaria, ed in particolare:

- la forma dello speco;
- la pendenza del tronco;
- il materiale utilizzato per la realizzazione della condotta.

Una volta definita la forma e la dimensione dello speco, il materiale e la pendenza del piano di posa per i singoli tratti, il problema della **verifica** di una rete fognaria consiste nel determinare i tiranti idrici e le velocità che si instaurano nel canale (come dimensionamento) in corrispondenza della portata di progetto e nell'assicurarsi che i valori calcolati rientrino in un range prestabilito.

Di solito la verifica idraulica viene effettuata ipotizzando la corrente in moto permanente ed uniforme a tratti, anche se nella realtà il fenomeno di propagazione della corrente nella rete fognaria avviene in moto vario. La semplificazione ipotizzata comporta errori trascurabili rispetto alla condizione reale dato che il moto è influenzato da una serie di fattori di cui, in ogni modo, non è possibile tenere conto. In particolare, non è possibile:

- valutare l'influenza sulle portate di calcolo della variazione di afflusso durante la pioggia;
- considerare il rigurgito nei canali secondari indotto dalle condizioni idrauliche che si instaurano nei canali principali;

- definire il comportamento reale della rete in base alla distribuzione spaziale e temporale delle portate all'interno della stessa rete. Per questo si adotta l'ipotesi di comportamento della rete autonomo e sincrono.

Rispetto alle modellazioni più complesse, la schematizzazione ipotizzata presenta il pregio di rappresentare il funzionamento della rete fognaria basandosi su un numero ridotto di parametri significativi permettendo, in questo modo, di poter effettuare un rigido controllo sui risultati ottenuti.

2.1.2 Le scale di deflusso

Come detto precedentemente, il progetto e la verifica della rete fognaria viene effettuato nell'ipotesi di moto uniforme e stato critico. È dunque necessario preliminarmente definire le scale di deflusso delle varie sezioni commerciali. Per costruire le scale di deflusso, si utilizza, in condizioni di moto uniforme, la nota formula di Gauckler-Stricker:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (2.)$$

dove:

- Q è la portata;
- K è il coefficiente di scabrezza;
- A è l'area della sezione bagnata;
- R è il raggio idraulico pari al rapporto tra area della sezione bagnata e perimetro bagnato;
- i è la pendenza di fondo dell'alveo.

Per le condizioni di stato critico, invece, viene esplicitata e risolta l'equazione:

$$\frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dh} = \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot B = 1 \quad (3.)$$

dove:

- B è la larghezza in superficie;

- g è l'accelerazione di gravità.

Per la costruzione delle scale di deflusso è stata redatta una procedura di calcolo che prevede una routine che determina le scale di deflusso per sezioni di tipo circolare.

In particolare, per sezioni di tipo circolare ed ovoidale tale procedura di calcolo è stata implementata facendo riferimento alla “similitudine idraulica”, e quindi costruendo le scale di deflusso per i valori unitari delle dimensioni caratteristiche e valori di riferimento del coefficiente di scabrezza K .

2.1.3 Diametri commerciali

La forma della canalizzazione di una fognatura costituisce un elemento determinante per la caratterizzazione del movimento della corrente e del comportamento della rete.

Abitualmente, per i condotti con diametro fino a 500 mm, si adotta sempre la forma circolare; i diametri minimi sono pari a 150 mm per i condotti di allacciamento degli edifici e dei pozzetti stradali, a 250 mm per i condotti neri ed a 300 mm per i condotti bianchi e misti.

Per dimensioni superiori a 500 mm, si tende ancora ad adottare la sezione circolare. Essa infatti, quando è riempita, è la migliore dal punto di vista idraulico poiché, a parità di sezione, il raggio idraulico ha il valore più elevato e quindi la portata è massima nelle stesse condizioni di pendenza e di scabrezza.

D'altra parte, con piccole altezze di riempimento, la suola del condotto circolare, a piccola curvatura, ha effetti svantaggiosi per i modesti valori del raggio idraulico e della velocità che si instaurano. Perciò, per le grandi dimensioni, i condotti sono più idonei quando si è prossimi alle condizioni di riempimento.

Nella tabella che segue si riportano il tipo ed le dimensioni delle sezioni adottate per la progettazione del presente sistema fognario.

Sezione circolare

Diametro	Area
[mm]	[m ²]
300	0.071
400	0.126
500	0.196
600	0.283
800	0.502
1000	0.785

Tabella: Dimensioni degli specchi fognari circolari.

2.1.4 Scelta dei materiali

Le condotte per fognature bianche convogliano portate solo in casi di eventi piovosi in quanto le acque derivanti dagli scarichi industriali vengono recapitati nella rete fognaria acque nere.

Per la scelta del materiale e del procedimento costruttivo sono stati considerati e valutati una serie di fattori discriminanti e, principalmente:

- l'interazione canalizzazione – fluido;
- l'interazione canalizzazione – terreno di posa;
- la stabilità statica;
- la tenuta idraulica.

In considerazione delle caratteristiche del fluido, della natura del suolo e sottosuolo, della stabilità statica, della tenuta idraulica e delle dimensioni degli specchi di progetto, i materiali scelti, date le caratteristiche che li contraddistinguono, sono:

- calcestruzzo vibrocompresso non armato, per le condotte circolari della fognatura per le acque bianche;
- Pead, per le condotte circolari relative ad un tratto secondario (indicato nella tavola dei profili) della fognatura per le acque bianche;
- PVC, per le condotte circolari della fognatura per le acque nere.

Le tubazioni in cemento armato vibrocompresso dovranno rispondere alle prescrizioni previste dalle normative contenute nelle DIN 40355, EN pr 1916, UNI 8520/2, UNI 8981 ed al D.M. 12-12-1985.

La resistenza caratteristica del calcestruzzo a compressione non dovrà essere inferiore a 4,5 Mpa (450 kg/cm²).

Le tubazioni dovranno essere calcolate in modo da sopportare il riempimento di prima fase ed i carichi stradali propri per le strade di 1a categoria; le norme di riferimento, in tal caso, saranno le UNI 7517, le DIN 4033 e le ATV 4157.

Il giunto è del tipo a bicchiere e la tenuta è garantita da una guarnizione predisposta in elementi di acciaio calandrato solidali alla tubazione.

Il vantaggio principale dei tubi in cemento armato è costituito soprattutto dal costo inferiore nei confronti di altre tubazioni a parità di diametro.

Lo svantaggio, soprattutto per le tubazioni di grandi dimensioni, è costituito dal peso, che rende necessari particolari mezzi di trasporto e di posa in opera; anche le trincee devono essere armate più fortemente nel tratto in cui vengono calati i tubi, che spesso dovranno essere trascinati sul fondo fino al punto di posa. Altro pregio delle tubazioni in cemento armato precompresso è costituito dalla resistenza alla corrosione entro i limiti, però consentiti dalla composizione chimica del calcestruzzo che offre una resistenza mediocre all'attacco acido, predominante in molte fognature. Tale problema tuttavia, viene superato quando si tratta di fognature per le acque meteoriche che, di per sé, non contengono contenuti acidi significativi.

La sezione tipo di posa prevede trincee piuttosto ampie al fine di mettere in sicurezza le maestranze durante la fase di scavo.

Per quanto riguarda le tubazioni sia in PVC che in Pead, tra le caratteristiche positive di tali condotte vanno annoverate la leggerezza, la buona resistenza all'abrasione, la levigatezza delle pareti in terne e la inattaccabilità dagli agenti aggressivi.

La posa in opera è prevista sul letto di sabbia, con rinfiacco in materiale sciolto, vagliato e compattato, la cui buona esecuzione appare particolarmente

importante, attesa l'esigenza che il rinfiacco collabori attivamente ad evitare l'ovalizzazione o, al limite, lo schiacciamento della tubazione quando sottoposta a carichi rilevanti.

2.1.5 Dimensionamento preliminare

Il dimensionamento dei diversi tronchi è stato dunque effettuato in riferimento alla massima portata di piena con periodo di ritorno 20 anni e verificando che, in corrispondenze delle diverse condizioni di funzionamento, si abbiano sempre:

- 1) grado di riempimento (rapporto tra il tirante idrico h e la dimensione dello speco D) $h_r = h/D$ inferiori a 0.7 per sezioni circolari e ovoidali. Tale limite viene imposto perché:
 - al di sopra si ha una riduzione di velocità e portata dovuta alla diminuzione del raggio idraulico, non compensata dall'aumento della sezione idrica;
 - viene lasciato un franco del 30% della dimensione dello speco, per evitare la formazione di sacche di aria o l'entrata in pressione della condotta fognaria;
- 2) velocità massime in tempo di pioggia inferiori a 5 m/s. Il limite superiore della velocità è importante per evitare che la rapidità della corrente possa provocare erosioni dei rivestimenti delle pareti interne della fogna.

Il proporzionamento degli specchi presuppone la costruzione delle scale di deflusso per sezione circolare di vario diametro. In particolare, la procedura di calcolo, all'uopo redatta, prevede una routine di seguito descritta.

Scala di deflusso in moto uniforme e in stato critico per sezioni circolari.

Per semplicità di calcolo, la scala di deflusso è stata definita in riferimento a dimensioni unitarie e valori di K di riferimento. In particolare una condotta di diametro $D = 1$, pendenza del piano di posa dell'1% e coefficiente di scabrezza K_r di Strickler pari a 70 $m^{1/3}/s$. In tal modo è stata definita una scala di deflusso "normalizzata", utilizzata per ogni tipo di sezione circolare, per qualunque pendenza e qualunque materiale.

Determinati i valori delle portate bianche in ingresso ai vari tratti della rete fognaria e stabilito il valore del coefficiente di scabrezza K di Strickler pari a 70 m^{1/3}/s visto il materiale usato, il calcolo è stato svolto in moto uniforme o stato critico rispettivamente per debole o forte pendenza.

Nel primo caso l'altezza d'acqua di progetto h è pari a quella critica h_c . Fissato il grado di riempimento $h/D_r = 0.5$, dalla scala di deflusso normalizzata di stato critico si è ricavata la portata Q_{rc} . Conseguentemente si è ottenuto il valore del diametro utile D_u utilizzando la relazione:

$$D_u = D_r \cdot \left(\frac{Q}{Q_{rc}} \right)^{\frac{2}{5}} \quad (4.)$$

che mette in relazione la scala di deflusso della sezione di diametro D_u con quella "normalizzata".

Nel secondo caso l'altezza di progetto è pari a quella di moto uniforme h_u . Fissato il grado di riempimento $h/D = 0.5$, dalla scala di deflusso normalizzata in moto uniforme si determina la portata Q_{ru} . Anche in questo caso è stato ricavato facilmente il valore del diametro D_u utilizzando la formula

$$D = D_r \cdot \left[\frac{K_r}{K} \cdot \frac{Q}{Q_{ru}} \cdot \frac{1}{i^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (5.)$$

Il valore di D_u ottenuto è stato confrontato con i diametri delle tubazioni presenti in commercio in modo da adottare nella pratica il diametro commerciale più vicino a quello individuato teoricamente.

2.1.6 Verifiche degli specchi

Una volta definite le dimensioni degli specchi fognari e le portate di verifica sia per le acque bianche che nere, si verifica che pendenza, grado di riempimento e velocità, siano contenuti entro i limiti prefissati.

Per la **verifica della pendenza** dell'alveo vengono calcolati, innanzitutto, i valori delle portate "normalizzate" che effettivamente competono ai diametri commerciali scelti utilizzando le seguenti formule:

per alvei a forte pendenza

$$Q_{rc} = Q \cdot \left[\frac{D_r}{D} \right]^{5/2} \quad (6.)$$

per alvei a debole pendenza

$$Q_r = \left[\frac{D_r}{D} \right]^{8/3} \cdot \frac{K_r}{K} \cdot \frac{1}{i^{1/2}} \cdot Q \quad (7.)$$

dove:

- D = diametro di progetto commerciale;
- Q = portata di progetto.

A questo punto, utilizzando le scale di deflusso "normalizzate" di stato critico per gli alvei a forte pendenza, e di moto uniforme per quelli a debole pendenza, considerando i due valori di portata calcolati con le formule (7) e (8) vengono ricavati i valori dei tiranti idrici h_{rc} e h_{ru} .

L'altezza d'acqua di stato critico e moto uniforme rispettivamente viene determinata adottando le seguenti formule:

$$h_c = h_{rc} \cdot \left[\frac{D}{D_r} \right] \quad (8.)$$

$$h_u = h_{ru} \cdot \left[\frac{D}{D_r} \right] \quad (9.)$$

Note h_c ed h_u , è stato stabilito se l'alveo è a debole o a forte pendenza in corrispondenza della portata Q , in maniera tale da poter **verificare il grado di riempimento**

- alveo è a forte pendenza: $\frac{h}{D} < 0.85$;
- alveo è a debole pendenza: $\frac{h}{D} < 0.8$.

Per un funzionamento ottimale, la sezione in moto uniforme deve presentare un grado di riempimento inferiore a 0.8 e quello in stato critico prossimo a 0.85.

Infine, viene effettuata una **verifica della velocità**. In particolare è necessario che il valore della velocità rimanga contenuto entro un intervallo compreso tra 0.5 m/s e 5 m/s. Infatti:

- la velocità minima, soprattutto per la fogna nera e relativamente alla portata di tempo asciutto, non può essere minore di 0.5 m/s in quanto, almeno una volta al giorno, devono essere garantite le velocità tali da permettere l'autopulitura della condotta fognaria. In tal modo si evita il ristagno dei reflui e il deposito di materiale solido e di conseguenza il fenomeno della putrefazione delle sostanze organiche che devono essere allontanate dalla rete entro e non oltre le 12 – 24 ore.
- la velocità massima non deve essere superiore ai 5 m/s perché si deve evitare che la rapidità della corrente possa provocare erosioni dei rivestimenti delle pareti interne alle condotte fognarie.

Per effettuare tali verifiche sono dunque state calcolate le velocità nei vari tratti di cui si compone la rete fognaria:

- 1) se per la portata considerata la condotta è a forte pendenza, si considera la condizione di moto uniforme e il valore della velocità è dato dalla relazione:

$$V = \left(\frac{D}{D_r} \right)^{2/3} \cdot \frac{K}{K_r} \cdot i^{1/2} \cdot V_r \quad (10.)$$

- 2) Se per la portata considerata la condotta è a debole pendenza, si considera, invece, la condizione di stato critico e la velocità è data dalla seguente relazione:

$$V = \left(\frac{D}{D_r} \right)^{1/2} \cdot V_{rc} \quad (11.)$$

Poiché le condizioni di autolavaggio delle tubazioni devono essere garantite fin dall'entrata in esercizio della fognatura, le velocità minime vanno calcolate con riferimento alla portata di punta Q_p che si ritiene possano ordinariamente verificarsi nella situazione attuale.

Il progetto della fognatura bianca è stato effettuato utilizzando la portata pluviale con periodo di ritorno decennale e ventennale e rispettando i criteri sul massimo grado di riempimento e sulle velocità minima e massima.

2.2 Risultati

I risultati ottenuti applicando la metodologia su descritta sono riportati nelle tabelle che seguono.

T	Tratto	Portata	Pendenza	Tipo di speco	Dimensione speco	Altezza critica	Altezza di moto uniforme	Tipo di corrente	Grado di riempimento uniforme	Grado di riempimento critico	Velocità	Verifica grado riempimento	Verifica velocità massima	Verifica velocità minima
[---]	[---]	[m³/s]	[m/m]	[---]	[m]	[m]	[m]	[---]			[m/s]	[---]	[---]	[---]
10	A-B	0,8356	0,07	circ	0,6	0,562	0,323	veloce	0,54	0,94	5,39	non soddisfatta	non soddisfatta	Soddisfatta
10	B-C	0,2528	0,07	circ	0,4	0,355	0,201	veloce	0,50	0,89	4,00	non soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
10	C-D	0,0465	0,09	circ	0,4	0,150	0,077	veloce	0,19	0,37	2,72	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
10	B-E	0,0882	0,07	circ	0,4	0,211	0,114	veloce	0,28	0,53	3,00	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
10	E-F	0,0697	0,07	circ	0,4	0,186	0,101	veloce	0,25	0,47	2,81	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
20	A-B	0,9758	0,07	circ	0,6	0,578	0,356	veloce	0,59	0,96	5,59	non soddisfatta	non soddisfatta	Soddisfatta
20	B-C	0,2950	0,07	circ	0,4	0,372	0,221	veloce	0,55	0,93	4,15	non soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
20	C-D	0,0544	0,09	circ	0,4	0,162	0,083	veloce	0,21	0,41	2,85	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
20	B-E	0,1030	0,07	circ	0,4	0,229	0,123	veloce	0,31	0,57	3,14	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta
20	E-F	0,0814	0,07	circ	0,4	0,202	0,109	veloce	0,27	0,51	2,93	Soddisfatta	Soddisfatta	Soddisfatta

Tabella A – *tabella idraulica di sintesi per il dimensionamento e la verifica della rete fognaria bianca.*

Si è deciso di accettare i risultati anche per i tratti A-B e B-C, nonostante la verifica non sia soddisfatta sia in termini di grado di riempimento che di velocità massima, in quanto, come noto, il calcolo dell'altezza di pioggia realizzata con una legge monomia tende a sovrastimare, e non di poco, le portate di calcolo. Ne consegue che gli effettivi gradi di riempimento delle condotte è inferiore a quello calcolato, così come le velocità massime.