

**COMUNE
DI
GERENZAGO**

(PROVINCIA DI PAVIA)

**LINEE GUIDA
PER LA PROGETTAZIONE, REALIZZAZIONE E COLLAUDO
DELLE FOGNATURE
NELL'AMBITO DELLE LOTTIZZAZIONI PRIVATE**

Redatte a cura del Prof. Ing. Carlo Ciaponi - Pavia

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. SCELTA FRA SISTEMA MISTO E SEPARATO	4
2.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	4
2.2 LINEE GUIDA	5
3. CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA	5
3.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	5
3.2 LINEE GUIDA	6
4. CALCOLO DELLE PORTATE IN TEMPO ASCIUTTO	6
4.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	6
4.1.1 <i>Deflussi di origine civile</i>	7
4.1.2 <i>Deflussi di origine industriale</i>	7
4.1.3 <i>Portate parassite</i>	8
4.2 LINEE GUIDA	8
5. CALCOLO DELLE PORTATE PLUVIALI.....	8
5.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	8
5.2 LINEE GUIDA	11
6. CALCOLI IDRAULICI PER LE CONDOTTE A PELO LIBERO.....	12
6.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	12
6.1.1 <i>Pendenza di fondo</i>	13
6.1.2 <i>Franco di sicurezza e massimo grado di riempimento</i>	14
6.1.3 <i>Dimensionamento idraulico</i>	14
6.1.4 <i>Verifica idraulica</i>	15
6.1.5 <i>Vincoli sulle velocità</i>	16
6.2 LINEE GUIDA	17
7. SCELTA DEI MATERIALI PER LE CONDOTTE.....	18
7.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	18
7.1.1 <i>Sicurezza statica</i>	18
7.1.2 <i>Resistenza all'aggressività delle acque reflue</i>	19
7.1.3 <i>Resistenza all'abrasione</i>	20
7.1.4 <i>Caratteristiche di resistenza idraulica</i>	21
7.1.5 <i>Tenuta idraulica</i>	21
7.1.6 <i>Costo</i>	21
7.2 LINEE GUIDA	22
8. MANUFATTI.....	23
8.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	23
8.1.1 <i>Caditoie pluviali</i>	23
8.1.2 <i>Pozzetti di ispezione</i>	23
8.2 LINEE GUIDA	24
9. STAZIONI DI SOLLEVAMENTO.....	25
9.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	25
9.2 LINEE GUIDA	26
10. COLLAUDO.....	26
10.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA	26
10.1.1 <i>Leggi e norme tecniche di riferimento</i>	27
10.1.2 <i>La rispondenza alle regole dell'arte e alle norme tecniche</i>	27

10.1.3	<i>Conformità dimensionale delle canalizzazioni e dei manufatti.....</i>	28
10.1.4	<i>Andamento planimetrico e altimetrico della canalizzazione.....</i>	29
10.1.5	<i>Sicurezza statica delle canalizzazioni e dei manufatti.....</i>	31
10.1.6	<i>Tenuta idraulica delle canalizzazioni e dei manufatti.....</i>	32
10.2	LINEE GUIDA	33
11.	BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE	34

1. PREMESSA

Come è noto, le fognature realizzate dai lottizzanti nell'ambito delle nuove lottizzazioni, una volta realizzate, vengono cedute al Comune e diventano, a tutti gli effetti, fognature comunali. E' quindi opportuno che tutte le fasi di attuazione, dal progetto dell'opera alla sua presa in consegna da parte dell'Amministrazione comunale, siano informate a univoci e corretti criteri tecnici di qualità, così che la fognatura, progettata e costruita dal privato, abbia i necessari requisiti per poter essere accettata dal Comune.

A tal fine, l'Amministrazione comunale di Gerenzago ha ritenuto utile fornire ai lottizzanti, per la progettazione, realizzazione e collaudo delle fognature nell'ambito delle lottizzazioni private, le seguenti linee guida che, redatte sulla base dei più moderni criteri nel campo della progettazione e realizzazione delle fognature urbane, documentano gli orientamenti tecnici assunti dall'Amministrazione comunale per quanto attiene i procedimenti tecnico-amministrativi che riguardano i piani di lottizzazione.

Le linee guida esposte nel seguito, oltre a dare precise indicazioni al lottizzante sui criteri progettuali e costruttivi ai quali deve uniformarsi, introducendo quindi nel procedimento amministrativo connesso all'attuazione della lottizzazione un importante fattore di chiarezza e trasparenza, fornisce all'Ufficio Tecnico Comunale riferimenti certi ed univoci in base ai quali uniformare i procedimenti di controllo e di approvazione.

Ovviamente, queste linee guida non modificano le responsabilità che competono ai diversi soggetti (progettista, impresa esecutrice, direttore dei lavori) coinvolti nell'attuazione dell'opera. I soggetti responsabili potranno quindi assumere anche decisioni tecniche in contrasto con le linee guida qui riportate, ma dovranno in ogni caso, per ottenere le necessarie approvazioni da parte dell'Ufficio Tecnico Comunale, giustificare e documentare in modo adeguato le scelte progettuali o costruttive difformi rispetto ai criteri che l'Amministrazione comunale ritiene ottimali.

Per i diversi aspetti trattati, le indicazioni sono suddivise in una parte di inquadramento generale, per lo più tratta dalla più moderna manualistica tecnica sull'argomento e una parte, più sintetica, che riassume le linee guida suggerite. In alcuni casi, la trattazione è corredata da esempi di calcolo.

2. SCELTA FRA SISTEMA MISTO E SEPARATO

2.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

I sistemi fognari si distinguono in *sistemi unitari* (o *misti*) e in *sistemi separati*. I primi raccolgono nella stessa canalizzazione le acque reflue di tempo asciutto di origine civile e/o industriale (*acque nere*) e le acque di origine meteorica (*acque bianche*).

La fognatura è invece definita separata quando è costituita da due distinti sistemi di canalizzazioni (detti rispettivamente *fognatura nera* e *fognatura bianca*) di cui il primo raccoglie e convoglia le acque nere e il secondo le acque bianche.

Di gran lunga più frequenti, sia a livello mondiale che in Italia, sono i sistemi unitari.

Non vi sono ragioni tecniche, igieniche, economiche di validità generale in favore di un sistema rispetto all'altro. Ogni sistema presenta, rispetto all'altro, vantaggi e svantaggi che vanno valutati con riferimento allo specifico caso.

Attualmente, la tendenza è quella di realizzare, nei nuovi insediamenti, fognature separate. Sintomatiche sono a questo proposito le direttive adottate dalla Regione Lombardia in sede di redazione del P.R.R.A. che prevedono per le aree di futura urbanizzazione ad uso esclusivamente residenziale l'adozione di fognature separate. Tali direttive sono peraltro in linea con quanto prescritto dall'art. 5 della Legge n° 36/94, come modificato dall'art. 25 del D. Lgs. n° 152/99, che impone alle Regioni di prevedere norme e misure volte a *realizzare nei nuovi insediamenti sistemi di collettamento differenziali per le acque piovane e per le acque reflue*.

Va tuttavia osservato che non esistono, allo stato attuale, norme, né a livello nazionale, né a livello regionale, che impongano l'adozione del sistema separato. Inoltre, va ricordato che, a livello nazionale, la comunità scientifica operante nel campo dei deflussi urbani, ha più volte ribadito l'opinione che la scelta fra i due sistemi non debba essere regolamentata in un senso o nell'altro per Legge, ma debba essere lasciata alla decisione del progettista a cui spetta valutare, caso per caso, quale sia la scelta migliore.

2.2 LINEE GUIDA

Nel caso specifico del Comune di Gerenzago, va ricordato che:

- Il sistema fognario esistente è di tipo misto e gli interventi di ristrutturazione già prefigurati manterranno lo schema di tipo misto. L'eventuale imposizione di una separazione delle reti all'interno delle nuove lottizzazioni, con conseguenti maggiori costi per il lottizzante, non avrebbe alcuna giustificazione razionale, stante il fatto che le acque raccolte, dopo essere state separate all'interno della lottizzazione, verrebbero poi unite nella pubblica fognatura.
- Le fognature miste esistenti, che costituirebbero il recapito dei sistemi fognari a servizio delle nuove urbanizzazioni, sono molto superficiali. Ciò renderebbe molto difficile l'eventuale realizzazione, nell'ambito della lottizzazione, di una rete di fognatura nera, con scarico a gravità nel sistema esistente, più profonda di quella bianca. Le due reti (quella nera e quella bianca) verrebbero costruite quindi all'incirca alla stessa quota e ciò determinerebbe gravi difficoltà nella realizzazione degli incroci fra le due reti e nella costruzione dei relativi allacciamenti.
- In generale, non esistono corpi idrici attraversanti l'abitato e/o prossimi alle aree destinate alle future lottizzazioni, che possano costituire un recapito alternativo per le acque meteoriche e che possano quindi giustificare la realizzazione di un sistema separato.

Per i motivi sopra indicati, si ritiene preferibile che per le nuove lottizzazioni a carattere residenziale sia adottato il sistema unitario (misto).

Sistemi separati sono invece richiesti per le nuove lottizzazioni destinate all'insediamento di attività di tipo non residenziale, al solo fine di consentire un più sicuro controllo delle acque nere di tipo industriale convogliate in fognatura.

3. CURVE DI PROBABILITA' PLUVIOMETRICA

3.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Per dimensionare un sistema di drenaggio delle acque meteoriche, è necessario stimare la quantità di pioggia che il sistema deve smaltire in occasione delle precipitazioni di maggiore intensità.

Dato il carattere aleatorio degli eventi di pioggia, la descrizione del regime delle piogge intense si deve fondare su un'analisi statistica delle osservazioni pluviometriche.

In particolare, per ricercare la durata critica e quindi l'intensità critica della pioggia, è necessario conoscere la legge secondo la quale varia, al variare della durata, l'altezza di precipitazione caratterizzata da un certo grado di rarità. Questa relazione, detta curva di probabilità pluviometrica, si rappresenta usualmente con l'espressione monomia:

$$h = a t^n \quad (1)$$

nella quale h è l'altezza di pioggia (mm), t è la durata (ore) e a e n sono parametri che variano a seconda della località indagata.

Per caratterizzare il grado di rarità dei valori h forniti dalla (1) si fa ricorso al concetto di *tempo di ritorno* T . Si definisce tempo di ritorno del valore h la lunghezza dell'intervallo di tempo T (anni) per la quale il valore di h è mediamente superato una volta.

La relazione monomia (1) fornisce i valori h dell'altezza di pioggia, relativi alle diverse durate, che hanno uno stesso valore del tempo di ritorno. Per rappresentare la pluviometria di una data località si adopera un fascio di curve, ciascuna caratterizzata da un particolare valore del tempo di ritorno.

3.2 LINEE GUIDA

La definizione delle curve di probabilità pluviometrica valide per il dimensionamento di fognature nel Comune di Gerenzago è stata effettuata nell'ambito dello studio sulla fognatura comunale, eseguito nel 2005 dallo Studio Ecotecno di Pavia.

I parametri delle curve di probabilità pluviometrica adottate per Gerenzago sono i seguenti:

- per un tempo di ritorno $T = 2$ anni:

a = 59,098 mm	n = 0,7886	per $t < 17,7$ minuti	(2a)
a = 30,555 mm	n = 0,2455	per $t > 17,7$ minuti	(2b)
- per un tempo di ritorno $T = 5$ anni:

a = 93,649 mm	n = 0,8453	per $t < 13,4$ minuti	(3a)
a = 38,806 mm	n = 0,2570	per $t > 13,4$ minuti	(3b)
- per un tempo di ritorno $T = 10$ anni:

a = 113,39 mm	n = 0,8592	per $t < 13,0$ minuti	(4a)
a = 44,796 mm	n = 0,2522	per $t > 13,0$ minuti	(4b)

Ai fini del dimensionamento di fognature al servizio di nuove lottizzazioni, si consiglia di adottare un tempo di ritorno di 5 anni.

Poiché il tempo caratteristico degli eventi critici per fognature a servizio di aree di piccola estensione (< 10 ha) è dell'ordine di pochi minuti, la curva da adottare è la (3a).

4. CALCOLO DELLE PORTATE IN TEMPO ASCIUTTO

4.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Le acque di tempo asciutto comprendono quelle di origine civile ed industriale (*acque nere*) e quelle di infiltrazione esterna (*acque parassite*).

4.1.1 Deflussi di origine civile

I *deflussi di origine civile* comprendono le acque provenienti dalle abitazioni private, dagli edifici pubblici, dagli insediamenti commerciali e artigianali, dai servizi igienici degli insediamenti industriali.

La *portata media annua* q_n delle acque di origine civile che un tronco di fognatura deve smaltire può essere stimata con l'espressione:

$$q_n = \frac{P D \phi}{86400} \quad [\text{l/s}] \quad (5)$$

in cui:

- P è il numero di utenti gravanti sulla fogna a monte della sezione di calcolo;
- D è la dotazione idrica pro-capite media annua $[\text{l}/(\text{ab. d})]$;
- ϕ è il coefficiente di afflusso in fogna.

La stima del numero di utenti serviti dalla fognatura deve essere fatta tenendo conto dell'intera capacità insediativa della lottizzazione in base al suo prevedibile sviluppo.

La stima della dotazione idrica pro-capite media annua può essere assunta pari a 250 $\text{l}/(\text{ab. d})$.

La percentuale di afflusso in rete può essere assunta pari a 0,8.

La portata nera in una sezione generica di una fognatura è soggetta a fluttuazioni stagionali, giornaliere e orarie.

La *massima portata oraria* può essere stimata moltiplicando la portata media annua q_n per un *coefficiente di punta giornaliera* C_{24} (che per il Comune di Gerenzago può essere assunto pari a 1,5) e per un *coefficiente di punta oraria* C_p :

$$q_{np} = C_{24} C_p q_n \quad (6)$$

Il *coefficiente di punta* C_p può essere calcolato con l'espressione [KOCH]:

$$C_p = 1,5 + 2,5/\sqrt{q_n} \quad (7)$$

Esclusi casi particolari, quali brevi tronchi di estremità a servizio di caserme o comunità, si assume di norma $C_p \leq 3$.

4.1.2 Deflussi di origine industriale

Per la stima dei *deflussi di origine industriale* è sempre opportuno effettuare un'indagine *ad hoc* almeno per gli insediamenti produttivi di maggiori dimensioni, ciò in quanto i consumi sono fortemente influenzati dalla tipologia industriale, dal processo produttivo utilizzato e dalla percentuale di riciclo di acqua usata; i dati di letteratura possono servire solo a titolo di orientamento.

Per le zone di espansione industriale, nei casi in cui non siano noti elementi specifici sugli insediamenti previsti, le portate di punta possono essere stimate in base a parametri medi normalmente ritenuti validi per queste aree: 0,5 – 1,5 $\text{l}/(\text{s ha})$, a seconda che si preveda una tipologia industriale prevalente poco idroesigente o fortemente idroesigente.

4.1.3 Portate parassite

Le *portate parassite* sono essenzialmente determinate da acque di falda che, nel caso di fognature ad essa soggiacenti, si infiltrano attraverso giunti difettosi e condotti e manufatti fratturati.

In considerazione del fatto che le fognature a servizio di nuove lottizzazioni devono essere realizzate garantendo la perfetta tenuta dei giunti, si ritiene accettabile che il loro dimensionamento sia fatto assumendo nulle le portate parassite.

4.2 LINEE GUIDA

Per il calcolo delle portate di dimensionamento nell'ambito della progettazione di fognature per nuove lottizzazioni, si suggerisce la seguente procedura, da applicare ad ogni sezione di calcolo (tronco fognario):

- 1) *Calcolo della portata nera media q_n* :
Si adotta la (5)
- 2) *Calcolo del coefficiente di punta orario C_p* :
Si adotta la (7)
- 3) *Calcolo della portata nera di punta q_{np}* :
Si adotta la (6) ponendo $C_{24} = 1,5$

ESEMPIO: si calcoli la portata nera di punta per un tronco fognario che serve 350 abitanti residenti.

Sviluppo del calcolo:

- $P = 350$
- $D = 250 \text{ l/(ab. d)}$
- $\phi = 0,8$
- $q_n = 0,81 \text{ l/s}$ dalla (5)
- $C_p = 4,28$ dalla (7); poiché $C_p > 3$ si assume $C_p = 3$
- $C_{24} = 1,5$
- $Q_{np} = 3,65 \text{ l/s}$ dalla (6)

5. CALCOLO DELLE PORTATE PLUVIALI

5.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il dimensionamento delle canalizzazioni di una rete di drenaggio richiede il calcolo della *portata massima* (o *portata al colmo*) che, con prefissata probabilità, ogni tronco della rete deve far defluire senza inconvenienti.

Le procedure tradizionali per il calcolo della portata massima pluviale ipotizzano una precipitazione uniforme nello spazio e di intensità costante nel tempo (di durata pari a quella critica) desunta dalla curva di probabilità pluviometrica espressa nella forma (1) che lega l'altezza di precipitazione h (in mm) cumulata in uno scroscio avente tempo di ritorno T (in anni) alla durata dell'evento t (in ore).

Con queste assunzioni e con quelle adottate nel ben noto *metodo italiano dell'invaso*, il *coefficiente udometrico* (u), ovvero la portata massima di piena per unità di superficie del bacino, di norma misurata in $[l/(s \text{ ha})]$, può essere calcolato con l'espressione:

$$u = 2168 n_0 \frac{(\psi_1 a)^{1/n_0}}{v_0^{(1/n_0-1)}} \quad (8)$$

nella quale compaiono:

- il coefficiente di afflusso ψ_1 relativo alle piogge di durata unitaria e mediato sull'area del bacino;
- i parametri a e n_0 della curva di probabilità pluviometrica eventualmente ragguagliati all'area del bacino (con a espresso in metri e $n_0 = 4/3 n$);
- il volume specifico (per unità di superficie del bacino) v_0 (m) dell'invaso a monte della sezione di calcolo.

L'invaso specifico è dato dalla somma del così detto *volume dei piccoli invasi* v_1 , che dipende dalla tipologia del bacino tributario e si pone pari a $4 \div 5 \cdot 10^{-3}$ m, e dell'*invaso proprio della rete* v_R , che dipende anche dalla dimensione dello speco del tronco oggetto di dimensionamento ed è quindi incognito.

La dipendenza di v_R da u imporrebbe il calcolo iterativo del coefficiente udometrico; per una soluzione diretta della (8) sono state proposte espressioni empiriche che consentono una stima approssimata di v_R . Fra queste si ricorda l'espressione (IANNELLI) che lega il rapporto v_R/v_1 all'estensione A [ha] del bacino:

$$v_R = 0,29 v_1 A^{0,227} \quad (9)$$

L'espressione (8) si basa su alcune ipotesi circa il funzionamento del sistema bacino-rete che, in assenza di dati sperimentali, hanno consentito per molti anni di applicare il modello dell'invaso lineare sulla base di considerazioni di tipo fisico opportunamente semplificate. Negli anni più recenti, queste ipotesi hanno però ricevuto da parte di diversi Autori numerose e giustificate critiche che riguardano principalmente l'ipotesi di sincronismo (che porta ad una sovrastima dei volumi di invaso), la prassi di valutare i *piccoli invasi* proporzionali all'intera area del bacino e non, come sarebbe più corretto, alla sola parte contribuyente, l'assunzione, posta a base della (8), della legge di FANTOLI ($\psi = \psi_1 t^{n/3}$) di variazione del coefficiente di afflusso ψ con la durata della pioggia che determina per il coefficiente di afflusso connesso con l'evento critico una sottostima tanto più rilevante quanto minore risulta la durata critica della precipitazione.

Le ipotesi sopra riportate portano, tutte e sempre, ad una sottostima di u che, in alcuni casi, può risultare molto grave. Un consistente miglioramento del metodo può essere ottenuto rinunciando all'ipotesi di FANTOLI e considerando quindi il coefficiente di afflusso indipendente dalla durata della pioggia; così facendo, l'espressione (8) rimane valida purché si sostituisca a n_0 , n e a ψ_1 , ψ . Per altre correzioni, essenzialmente finalizzate al superamento dell'ipotesi di sincronismo, si rimanda alla letteratura specializzata.

Per la stima di ψ indipendente dalla durata della pioggia, il GRUPPO DI RICERCA "DEFLUSSI URBANI" consiglia di adottare la media pesata dei coefficienti ψ_{perm} e ψ_{imp} rispettivamente delle aree permeabili e impermeabili secondo l'espressione:

$$\psi = \psi_{perm} (1-I) + \psi_{imp} I \quad (10)$$

essendo I il grado di impermeabilizzazione del bacino (rapporto fra la superficie impermeabile e quella totale del bacino).

I coefficienti ψ_{perm} e ψ_{imp} vanno assunti, in funzione del tempo di ritorno T di progetto, secondo quanto riportato nella Tab. 1.

TAB. 1 – CONTRIBUTI AL DEFLUSSO DELLE AREE PERMEABILI E IMPERMEABILI DI UN BACINO URBANO SECONDO QUANTO SUGGERITO DAL GRUPPO DI RICERCA “DEFLUSSI URBANI”

T [anni]	ψ_{perm}	ψ_{imp}
<2	0,00÷0,15	0,60÷0,75
2÷10	0,10÷0,25	0,65÷0,80
> 10	0,15÷0,30	0,70÷0,90

La consapevolezza che il *modello dell'invaso lineare* è un modello di tipo concettuale molto semplificato rispetto alla complessità dei fenomeni che deve riprodurre, e che quindi i suoi parametri assumono un significato fisico labile e richiedono una taratura su base sperimentale, ha portato alcuni Autori a suggerire il calcolo di u in funzione della *costante di invaso* K alla quale è esplicitamente attribuito il significato di parametro di taratura del modello.

$$u = 0,65 \frac{10^7}{3600^n} \psi a K^{n-1} \quad (11)$$

nella quale a è espressa in metri e K in secondi.

Per la stima della costante di invaso K sono proposte in letteratura alcune espressioni ottenute dall'analisi di eventi sperimentali misurati in diversi bacini urbani.

Fra queste, si ricordano la formula di DESBORDES:

$$K = -0,21 + 4,19 A^{0,30} I^{0,45} S^{-0,38} \quad (12)$$

nella quale:

- K è la costante di invaso [minuti];
- A è l'area del bacino [ha];
- I è il rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino;
- S è la pendenza media del collettore principale [%].

Più recentemente, CIAPONI e PAPIRI hanno fornito altre espressioni per la stima di K ; fra queste, si ricorda:

$$K = 0,50 A^{0,351} I^{0,163} S_r^{-0,290} d^{0,358} \quad (13)$$

nella quale compaiono, oltre alle grandezze già definite, anche:

- S_r che è la pendenza media ponderale della rete di drenaggio [%];
- d che è la densità di drenaggio [m/ha].

Per quanto concerne il parametro d , la cui stima dipende dal grado di descrizione della rete, il valore minimo da adottare è 150 m/ha.

E' comunque consigliabile non adottare valori di K inferiori a 5 minuti.

Una volta calcolato il coefficiente udometrico u , la massima portata pluviale Q_M alla quale riferire il dimensionamento della sezione si ottiene dalla definizione:

$$Q_M = u A \quad [l/s] \quad (14)$$

5.2 LINEE GUIDA

Per il calcolo delle portate di dimensionamento nell'ambito della progettazione di fognature per nuove lottizzazioni, si suggerisce la seguente procedura, da applicare ad ogni sezione di calcolo (tronco fognario):

1) *Calcolo della costante di invaso K :*

Si adotta la (13) nella quale:

- A = estensione dell'area che gravita sulla sezione di calcolo ovvero che è servita, direttamente e/o indirettamente, dal tronco fognario per il quale si calcola la portata [ha].
- I = rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino servito (per lottizzazioni di tipo residenziale ordinarie, in genere $I \cong 0,5$ - per lottizzazioni industriali I può raggiungere anche valori prossimi a 1)
- S_r = pendenza media ponderale della rete di drenaggio [%]; poiché in fase di calcolo della portata di progetto in genere le pendenze delle condotte non sono ancora ben definite, il valore va stimato a priori; per Gerenzago si può assumere $S_r = 0,2$ %
- d = densità di drenaggio [m/ha], pari al rapporto fra lo sviluppo della rete fognaria [m] e l'area servita [ha]. Nel caso in cui risulti $d < 150$ m/ha, bisogna assumere $d = 150$ m/ha

Nel caso in cui il calcolo della costante di invaso porti a trovare $K < 5$ minuti, si consiglia di assumere $K = 5$ minuti

2) *Calcolo del coefficiente di afflusso ψ :*

Si adotta la (10) nella quale:

- I = rapporto tra l'area impermeabile e l'area totale del bacino servito (vedi punto precedente);
- ψ_{perm} = coefficiente di afflusso delle aree permeabili (valore consigliato = 0,1)
- ψ_{imp} = coefficiente di afflusso delle aree impermeabili (valore consigliato = 0,7)

3) *Calcolo del coefficiente udometrico u :*

Si adotta la (11) nella quale:

- a = coefficiente della curva di possibilità climatica = 0,092 m (vedi paragrafo 3.2)
- n = esponente della curva di possibilità climatica = 0,82 (vedi paragrafo 3.2)
- ψ = coefficiente di afflusso calcolato come indicato nel precedente punto 2)
- K = costante di invaso [secondi] calcolata come indicato nel precedente punto 1)

4) *Calcolo della portata pluviale di dimensionamento Q_M :*

Si adotta la (14) nella quale:

- A = estensione dell'area che gravita sulla sezione di calcolo ovvero che è servita, direttamente e/o indirettamente, dal tronco fognario per il quale si calcola la portata [ha].

- u = coefficiente udometrico [$l/(s \text{ ha})$] calcolato come indicato nel precedente punto 3)

ESEMPIO: si calcoli la portata al colmo per un tronco fognario su cui grava complessivamente un'area urbanizzata di tipo residenziale a villette avente estensione pari a 1,8 ha; lo sviluppo della fognatura a servizio dell'area suddetta sia pari a 315 m.

Sviluppo del calcolo:

- $A = 1,8 \text{ ha}$
- $I = 0,5$
- $S_r = 0,2$
- $d = 315/1,8 = 175 \text{ m/ha}$
- $K = 6,97 \text{ minuti} = 418 \text{ secondi}$ dalla (13)
- $\Psi_{perm} = 0,1$
- $\Psi_{imp} = 0,7$
- $\Psi = 0,4$ dalla (10)
- $a = 0,092 \text{ m}$ dalla (3a)
- $n = 0,82$ dalla (3a)
- $u = 97,90 \text{ l/(s ha)}$ dalla (11)
- $Q_M = 176,2 \text{ l/s}$ dalla (14)

6. CALCOLI IDRAULICI PER LE CONDOTTE A PELO LIBERO

6.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il dimensionamento di un canale di fognatura consiste nel determinare le dimensioni da assegnare allo speco in modo tale che la portata di progetto Q_p possa transitare con un tirante idrico h in grado di assicurare un prefissato franco minimo di sicurezza. Il calcolo presuppone la preliminare definizione della forma e della pendenza i da assegnare alla canalizzazione, nonché la scelta dei materiali con i quali la canalizzazione verrà realizzata.

Il problema è in genere risolto ipotizzando condizioni di moto uniforme e ricorrendo alle usuali formule valide per il moto uniforme nei canali.

In Italia, per il calcolo delle fognature, è molto usata la formula di Gauckler-Strickler:

$$Q = k A R^{2/3} i^{1/2} \quad (15)$$

nella quale:

- Q = portata [m^3/s]
- k = coefficiente di scabrezza [$m^{1/3}/s$];
- A = area bagnata [m^2];
- R = raggio idraulico [m];
- i = pendenza [m/m]

Nel calcolo va tenuta in conto una scabrezza superiore a quella normalmente indicata nelle tabelle suggerite per canali e condotte, poiché, rispetto alle situazioni ivi considerate, la corrente in fognatura incontra una maggiore resistenza per incrostazioni, depositi, solidi trasportati, frequenti disturbi localizzati dovuti a pozzetti di ispezione, allacciamenti, cambi di sezione, ecc.

Per il parametro di resistenza k [$m^{1/3}/s$], si consigliano i seguenti valori:

- condotti in PVC, Polietilene e Vetroresina: $k = 80-90$;

- condotti in gres ceramico, fibrocemento, ghisa sferoidale con rivestimento interno cementizio, cemento armato con rivestimento in resina a spessore: $k = 70-80$;
- condotti prefabbricati in calcestruzzo di cemento e condotti in calcestruzzo gettati in opera e privi di intonaco liscio: $k = 60-70$.

I valori maggiori si possono adottare per canalizzazioni “speciali”, cioè canalizzazioni essenzialmente diritte, senza immissioni laterali, con pochi e ben raccordati pozzetti di ispezione.

I valori minori si adottano per canalizzazioni “normali”, cioè fognature con frequenti allacciamenti di edifici e caditoie stradali, con frequenti confluenze di tronchi e frequenti pozzetti di ispezione.

Ammettendo di aver adottato per la canalizzazione la sezione circolare, una volta stabiliti il parametro di scabrezza e la portata, nella formula di moto uniforme risultano incognite: il tirante idrico h , la pendenza i del fondo e il raggio r della sezione. Il problema del dimensionamento risulta perciò indeterminato; tuttavia, nella maggior parte delle situazioni pratiche, il grado di indeterminazione (cioè il numero delle soluzioni ammissibili) si riduce sensibilmente a causa di diversi vincoli di natura tecnico-economica.

6.1.1 Pendenza di fondo

La pendenza di fondo i da assegnare alla canalizzazione è strettamente legata alla pendenza naturale del terreno dalla quale, in generale, non dovrà discostarsi molto al fine di evitare eccessivi volumi e profondità di scavo.

Spesso i valori da assegnare alle pendenze sono fortemente condizionati dalle profondità minime o massime che la fognatura, in particolari sezioni, deve avere rispetto al piano di campagna in dipendenza di esigenze costruttive o di esercizio: così, ad esempio, la profondità minima dei condotti di testata deve garantire l'allacciamento a gravità degli utenti e l'eventuale allacciamento di un pozzetto di cacciata; l'estradosso del cielo fogna deve inoltre presentare un affondamento minimo di 30 cm rispetto alla generatrice inferiore di eventuali condotte destinate al servizio idropotabile (v. Circolare Ministero LL. PP. n° 11633/74); la profondità massima di una fognatura bianca o mista nella sezione di recapito o nelle sezioni dove sono localizzati scaricatori di piena deve garantire uno scarico possibilmente non rigurgitato delle portate di origine meteorica; eventuali attraversamenti di altri servizi (ferrovie, metanodotti, ecc.) devono uniformarsi a profondità imposte dai loro enti gestori.

Questi vincoli, che possono interessare un numero anche limitato di tronchi fognari, si ripercuotono sulle profondità di posa (e quindi sulle pendenze) anche di altre canalizzazioni che costituiscono la rete, per via della necessità di assicurare, per quanto possibile, confluenze a gravità.

I valori comunemente adottati per le pendenze variano da 0,002 a 0,050; di norma i valori più alti sono attribuiti alle fogne elementari e i valori più bassi ai collettori terminali.

In ogni caso, una volta fissati i valori delle pendenze e dimensionati gli spechi, occorre procedere al calcolo delle velocità nelle varie situazioni di esercizio al fine di verificare la loro ammissibilità (vedi successivi paragrafi 6.1.4 e 6.1.5).

6.1.2 Franco di sicurezza e massimo grado di riempimento

Fissata la pendenza i del canale, il problema del dimensionamento si riduce alla definizione della dimensione della sezione in modo che il tirante idrico h connesso con la portata Q di progetto, assicuri un prefissato franco minimo di sicurezza.

Nel caso di condotti chiusi, il franco deve consentire una completa ed efficace aerazione della canalizzazione ed evitare che i fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera, occludano momentaneamente lo speco provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata e la stabilità della condotta.

Il riempimento massimo deve essere inferiore a quello a cui corrisponde la massima velocità di moto uniforme (per condotte circolari quindi $h_{\max} < 0,8 D$); in genere si assume un valore circa pari a $0,7 D$, assicurando, in ogni caso, un franco di almeno 20 cm.

Per condotte di piccolo diametro ($D \leq 40$ cm) si assume un'altezza massima pari a metà diametro.

6.1.3 Dimensionamento idraulico

La dimensione dello speco si determina per tentativi, cercando, mediante procedimenti di verifica idraulica (v. paragrafo 6.1.4), lo speco che sia in grado di assicurare, con la portata di progetto, un grado di riempimento il più possibile vicino (per difetto) al massimo ammissibile. Per le sezioni circolari, è anche possibile determinare analiticamente la dimensione teorica (raggio r) corrispondente ad un prefissato grado di riempimento con la seguente espressione:

$$r = \left\{ Q / \left[k \left(A/r^2 \right) (R/r)^{2/3} i^{1/2} \right] \right\}^{0,375} \quad (16)$$

I valori dei rapporti adimensionali A/r^2 e R/r , possono essere ricavati in funzione del prefissato rapporto di riempimento h/r dalla Tab.2.

Ovviamente, il raggio teorico r va poi approssimato al valore commerciale immediatamente superiore.

I diametri minimi che possono essere assegnati agli specchi sono pari a 300 mm per le fogne bianche o miste e a 200 mm per le fognature nere.

ESEMPIO: per un tronco fognario da realizzarsi in cemento armato, con pendenza pari a 0,005, si dimensiona lo speco a sezione circolare atto a trasportare la portata di progetto $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ con un grado di riempimento massimo h/D pari a 0,7.

Sviluppo del calcolo:

$$h/r = 1,4$$

$$A/r^2 = 2,349 \quad \text{dalla Tab. 2}$$

$$R/r = 0,593 \quad \text{dalla Tab. 2}$$

$$r = 0,49 \text{ m} \quad \text{dalla (16) assumendo } k = 70$$

Si adotta pertanto una tubazione DN 100 cm.

L'effettivo grado di riempimento che si determina nel diametro commerciale e il valore della velocità possono essere calcolati con i procedimenti di verifica descritti nel successivo paragrafo 6.1.4.

TAB. 2 - GRANDEZZE GEOMETRICHE NORMALIZZATE PER SEZIONI CIRCOLARI

h/r	A/r ²	R/r
0,05	0,021	0,033
0,10	0,059	0,065
0,15	0,107	0,097
0,20	0,164	0,127
0,25	0,227	0,157
0,30	0,296	0,186
0,40	0,447	0,241
0,50	0,614	0,293
0,60	0,793	0,342
0,70	0,980	0,387
0,80	1,174	0,429
0,90	1,371	0,466
1,00	1,571	0,500
1,10	1,771	0,530
1,20	1,968	0,555
1,30	2,162	0,576
1,40	2,349	0,593
1,50	2,527	0,603
1,60	2,694	0,608
1,70	2,846	0,607
1,75	2,915	0,603
1,80	2,978	0,596
1,85	3,035	0,587
1,90	3,083	0,573
1,95	3,121	0,553
2,00	3,142	0,500

6.1.4 Verifica idraulica

Una volta dimensionata la canalizzazione e nota quindi la sua geometria (forma, dimensioni, pendenza) e stimato il valore del parametro di attrito che meglio si adatta alla situazione di resistenza al moto offerta dal canale, occorre in genere procedere ad una verifica consistente nella determinazione del tirante idrico h e della velocità V corrispondente alla prefissata portata Q .

Per le sezioni circolari, il calcolo può essere effettuato attraverso *scale di deflusso normalizzate* che, per diversi gradi di riempimento, forniscono, in forma adimensionale, le velocità e le portate.

La tabella 3 riporta le scale di deflusso normalizzate ricavate per le sezioni circolari valide per qualsiasi valore della pendenza e del parametro di scabrezza, purchè si adotti la formula di Gauckler-Strickler; in questa tabella i valori di V e di Q sono normalizzati rispetto ai valori V_r e Q_r relativi alle condizioni di completo riempimento del condotto.

I valori delle grandezze geometriche e idrauliche in condizioni di completo riempimento possono essere calcolate con le espressioni riportate in tabella 4; il calcolo delle grandezze idrauliche presuppone l'adozione della formula di Gauckler-Strickler.

TAB. 3 - SCALE DI DEFLUSSO NORMALIZZATE (FORMULA DI GAUCKLER-STRICKLER)

SEZIONE CIRCOLARE		
h/r	V/V _r	Q/Q _r
0,10	0,257	0,005
0,20	0,401	0,021
0,40	0,615	0,088
0,60	0,776	0,196
0,80	0,902	0,337
1,00	1,000	0,500
1,20	1,072	0,672
1,30	1,099	0,756
1,40	1,119	0,837
1,50	1,133	0,912
1,60	1,140	0,978
1,70	1,137	1,031
1,80	1,124	1,066
1,90	1,095	1,075
2,00	1,000	1,000
r = raggio della sezione circolare		

TAB. 4 - VALORI DELLE GRANDEZZE GEOMETRICHE E IDRAULICHE A COMPLETO RIEMPIMENTO

GRANDEZZA	SEZIONE CIRCOLARE
A _r	πr^2
P _r	$2 \pi r$
R _r	$r/2$
V _r	$0,630 k r^{2/3} i^{1/2}$ (*)
Q _r	$1,979 k r^{8/3} i^{1/2}$ (*)

(*) Formula di Gauckler-Strickler

ESEMPIO: si calcoli il tirante idrico h e la velocità V di una corrente di portata $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ che transita in una fognatura in calcestruzzo DN 100 cm con pendenza $i = 0,005$.

Sviluppo del calcolo :

$$r = 0,50 \text{ m}$$

$$V_r = 1,96 \text{ m/s} \quad \text{dalla relazione di Tab. 4 assumendo } K = 70$$

$$Q_r = 1,54 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{dalla relazione di Tab. 4 assumendo } K = 70$$

$$Q/Q_r = 1,2/1,54 = 0,779$$

dalla tabella 2 risulta che $0,756 < Q/Q_r = 0,779 < 0,837$ corrispondente a:

$$1,30 < h/r < 1,40 \quad \text{e} \quad 1,099 < V/V_r < 1,119$$

interpolando linearmente all'interno degli intervalli individuati si ottiene:

$$h/r = 1,3 + (0,779 - 0,756) (1,4 - 1,3) / (0,837 - 0,756) = 1,328$$

$$V/V_r = 1,099 + (0,779 - 0,756) (1,119 - 1,099) / (0,837 - 0,756) = 1,105$$

e quindi:

$$h = 1,328 \times 0,5 = 0,66 \text{ m}$$

$$V = 1,105 \times 1,96 = 2,16 \text{ m/s}$$

6.1.5 Vincoli sulle velocità

La velocità della corrente nelle canalizzazioni fognarie deve essere tale da evitare sia la formazione di depositi persistenti di materiali sedimentabili che l'abrasione delle superfici interne.

La Circolare del Ministero dei LL.PP n° 11633 del 7/1/1974 (contenente istruzioni per la progettazione delle fognature) indica che per le acque nere la velocità relativa alle portate medie non deve essere di norma inferiore a 50 cm/s; la velocità relativa alle portate nere di punta non deve di norma superare i 4 m/s , mentre per le portate pluviali la velocità massima connessa con l'evento meteorico di progetto non deve superare i 5 m/s .

I limiti di velocità sopra indicati hanno un valore indicativo e possono essere derogati dal progettista tenendo conto delle particolari condizioni di progetto e delle particolari prestazioni dei materiali scelti per le canalizzazioni.

In particolare, la velocità minima nelle fognature nere e in quelle miste deve essere tanto più elevata quanto più alta è la possibilità di adesione del sedimento al fondo e alle pareti del canale (condotte di tipo cementizio), quanto maggiore è la quantità di materiale sedimentabile (testate dei condotti fognari), quanto più elevata è la probabilità di presenza di materiale sabbioso (fognature miste) e quanto più accentuate sono le caratteristiche di aggressività del liquame nei confronti della condotta.

La velocità massima ammissibile nelle fognature dipende da molti elementi ed in particolare dalla natura del materiale costituente la superficie interna del condotto, dalla natura abrasiva dei detriti trasportati dalle acque e dalla frequenza con cui si verifica la velocità massima.

La velocità massima connessa con la portata nera di punta non dovrebbe superare i 2,5 m/s; per canalizzazioni realizzate con materiali molto resistenti all'abrasione può essere accettabile anche una velocità massima di 4 m/s.

La velocità massima connessa con la portata pluviale di progetto non deve superare i 4 - 7 m/s, dipendentemente dal materiale costituente la superficie interna del condotto e dalla rarità dell'evento meteorico critico adottato per il dimensionamento della fognatura.

6.2 LINEE GUIDA

Per il calcolo idraulico della condotta si suggerisce la seguente procedura, da applicare ad ogni sezione di calcolo (tronco fognario):

- 1) *Definizione della pendenza di fondo* (vedi paragrafo 6.1.1)
- 2) *Definizione del grado di riempimento ammissibile:*
in prima approssimazione si può adottare $h/r = 1$; nell'eventualità che il calcolo porti ad un diametro $\geq 0,5$ si può adottare $h/r = 1,4$.
- 3) *Determinazione del diametro teorico:*
fissato h/r , dalla Tab. 2 si ricava i corrispondenti valori di A/r^2 e di R/r e dalla (16) si ricava il raggio teorico r .
- 4) *Definizione del diametro commerciale:*
il diametro teorico si arrotonda per eccesso al diametro commerciale più vicino D .
- 5) *Verifica idraulica in condizioni di piena:*
con la procedura indicata nel paragrafo 6.1.4 si calcola il tirante idrico h e la velocità V con cui transita nel diametro D la portata massima pluviale; si verifica che il grado di riempimento della condotta sia accettabile (vedi paragrafo 6.1.2) e che la velocità sia inferiore ai valori massimi accettabili (vedi paragrafo 6.1.5).
- 6) *Verifica idraulica in condizioni di tempo asciutto:*
con la procedura indicata nel paragrafo 6.1.4 si calcola il tirante idrico h e la velocità V con cui transita nel diametro D la portata nera di punta; nel caso di fognatura solo nera si verifica che il grado di riempimento della condotta sia accettabile (vedi paragrafo 6.1.2);

per qualsiasi tipo di fognatura si verifica che la velocità sia compatibile con i vincoli indicati nel paragrafo 6.1.5.

7. SCELTA DEI MATERIALI PER LE CONDOTTE

7.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Le difficoltà connesse con l'esecuzione corretta di getti in calcestruzzo in condizioni spesso molto disagiati e la necessità di ridurre l'impatto del cantiere sul traffico, suggeriscono, quando possibile, l'adozione di condotte prefabbricate che possono essere realizzate con materiali lapidei (calcestruzzo armato, fibrocemento, gres ceramico), plastici (PVC, polietilene, vetroresina), metallici (ghisa, acciaio).

La scelta fra i vari materiali va fatta tenendo conto che l'opera deve rispondere in modo adeguato alle diverse sollecitazioni a cui è sottoposta e che riguardano diversi aspetti, fra i quali la sicurezza statica, la resistenza all'aggressività delle acque reflue, la resistenza all'abrasione, la conservazione delle caratteristiche di resistenza idraulica e la tenuta idraulica. Con riferimento a questi aspetti (che definiscono l'affidabilità dell'opera), la progettazione deve informarsi a un criterio di omogeneità prestazionale, così che tutto il sistema progettato risulti ugualmente affidabile. Occorre cioè evitare di realizzare un sistema formato in parte con materiali con caratteristiche prestazionali ridondanti rispetto alle reali esigenze e in parte con materiali inadatti a sopportare le sollecitazioni alle quali sono sottoposti.

7.1.1 Sicurezza statica

La sicurezza statica, ovvero l'idoneità delle tubazioni scelte a resistere ai carichi esterni a cui saranno sottoposte, assume connotati diversi a seconda che le tubazioni siano rigide o flessibili. Il comportamento rigido o flessibile di una tubazione interrata dipende, oltre che dal materiale costituente la tubazione, anche dalla natura e dal grado di costipamento del materiale di rinterro che circonda la tubazione e può essere definito tramite il calcolo del *coefficiente di elasticità in sito*:

$$n = (r/s)^3 E_s / E_t \quad (17)$$

dove E_s è il modulo di elasticità del terreno, E_t quello della tubazione, r è il raggio interno medio della tubazione e s il suo spessore. La tubazione interrata è flessibile se risulta $n \geq 1$.

Nell'ambito delle normali applicazioni tecniche, le tubazioni in calcestruzzo semplice o armato, in gres e in fibrocemento sono sempre rigide, le tubazioni in PVC, PEad e vetroresina sono sempre flessibili, le tubazioni in acciaio e in ghisa possono essere flessibili o rigide a seconda dei casi.

Per le *tubazioni rigide* il carico agente deve determinare tensioni ammissibili per il materiale, cioè non deve determinare fessurazione. Questa condizione è estrinsecata dalla relazione:

$$Q_r / Q_t = K_p Q / Q_t \geq \mu \quad (18)$$

nella quale Q_t è il carico totale agente sul tubo, Q_r è il carico di fessurazione in trincea, Q è il carico di fessurazione per schiacciamento ottenuto in laboratorio, K_p è il coefficiente di posa che tiene conto della collaborazione del materiale di rinfiacco nel contrastare l'ovalizzazione

(per una posa con letto e rinfiacco in materiale granulare, si può attribuire a K_p il valore 1,5; K_p può assumere valori fino a 2 usando per il sottofondo e il rinfiacco materiale granulare ben costipato e fino a 3,5 usando calcestruzzo) e μ è il coefficiente di sicurezza che in base alla normativa italiana può essere assunto pari a 1,3, ma prudenzialmente conviene assumere pari a 1,5.

Per il calcolo del carico totale agente sul tubo si può far riferimento alla normativa UNI 7517/76 che, pur essendo nata come normativa specifica per le condotte in fibrocemento, può essere estesa a tutte le tubazioni rigide.

Va prestata attenzione al fatto che, stante il basso valore di μ , quando la sicurezza statica è assicurata solo grazie a particolari modalità di posa (e quindi a valori elevati di K_p), eventuali difformità esecutive rispetto a quelle previste possono determinare facilmente valori del rapporto (Q/Q_t) inferiori al coefficiente di sicurezza minimo.

Per le *tubazioni flessibili* la verifica statica consiste nelle seguenti operazioni: calcolo dell'inflessione diametrale a lungo termine e verifica che essa non superi i valori ammissibili stabiliti dal fabbricante e che non infici la funzionalità dell'opera, compresa la tenuta dei giunti e l'integrità dell'eventuale rivestimento (ad esempio, per tubazioni in PRFV, PVC e PEad, l'inflessione diametrale a lungo termine non deve superare il 5% del diametro iniziale della condotta); calcolo della sollecitazione o deformazione massima di flessione risultante dall'inflessione del tubo e verifica che non ecceda la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza; verifica che le pressioni radiali dovute ai carichi esterni siano inferiori alla pressione ammissibile di *buckling*.

L'inflessione diametrale e conseguentemente le sollecitazioni e le deformazioni, come pure la pressione massima ammissibile di buckling, di una tubazione flessibile interrata sono fortemente dipendenti dal modulo di elasticità del terreno che, a sua volta, dipende in modo rilevante dal grado di costipamento cui è sottoposto. Le tubazioni flessibili affidano quindi in gran parte la loro sicurezza statica alla reazione del mezzo in cui sono posate e richiedono pertanto un controllo particolarmente accurato delle modalità di posa e la garanzia che queste non vengano successivamente alterate.

7.1.2 Resistenza all'aggressività delle acque reflue

L'aggressività delle acque reflue nei confronti delle condotte riguarda non solo le fognature industriali, ma anche quelle urbane.

In particolari circostanze, infatti, per effetto di meccanismi biologici (in condizioni anaerobiche) i solfati e le sostanze organiche presenti nel liquame sviluppano Idrogeno Solforato (H_2S) che successivamente, per effetto di colonie batteriche aerobiche presenti sulle pareti emergenti del condotto, viene trasformato in Acido Solforico (H_2SO_4) che è corrosivo per molti materiali e, in particolare, per il calcestruzzo.

Il fenomeno è favorito dalle alte temperature ambientali, da un'elevata concentrazione di BOD nel liquame, dalla permanenza di depositi e di pellicole biologiche sul fondo e sulle pareti della tubazione, da una bassa velocità della corrente e da un'insufficiente ventilazione della fognatura.

Il fenomeno ha una maggior probabilità di avvenire nelle condotte di testata delle fognature (piccoli diametri e alta concentrazione di BOD); da ciò si ricava l'indicazione di scegliere per questi tratti materiali più resistenti.

L'aggressività dei liquami domestici può esercitarsi nelle fognature anche per presenza di residui di prodotti chimici usati nell'attività casalinga. Anche per questi casi, il fenomeno assume caratteri più rilevanti nei piccoli tronchi di estremità dove minori risultano gli effetti esercitati dalla diluizione. Particolarmente aggressivi possono poi risultare gli scarichi provenienti da attività produttive (artigianale o industriale) se non adeguatamente pretrattati. I fenomeni sopra descritti possono essere efficacemente fronteggiati con l'uso di materiali intrinsecamente resistenti (il gres presenta un'ottima resistenza; anche i materiali plastici presentano un'ottima resistenza con qualche debolezza nei confronti dei solventi organici o di acque molto calde peraltro piuttosto infrequenti nelle fognature urbane), oppure adottando appropriati rivestimenti interni in spessori che devono essere commisurati all'altezza delle asperità che devono coprire: la letteratura in argomento è concorde nell'indicare per i tubi in calcestruzzo spessori di almeno 0,5 mm (500 μ) in assenza di fenomeni abrasivi e di 1-3 mm in presenza di fenomeni abrasivi.

7.1.3 Resistenza all'abrasione

L'abrasione è l'azione meccanica di distruzione del fondo e delle pareti delle condotte fognarie esercitata dal materiale solido (soprattutto dalla sabbia) trasportato dalla corrente.

L'intensità dell'azione abrasiva dipende dalla durezza e concentrazione degli elementi solidi trasportati, dalla velocità di trasporto, dalla durata dell'evento di trascinamento e dalla dinamica del fenomeno di trasporto solido (probabilità che il materiale venga trascinato sul fondo).

Sono soggette ad abrasione soprattutto le canalizzazioni con pendenze medio-alte destinate al trasporto di acque meteoriche che trascinano in fognatura materiali provenienti dalla disaggregazione del manto stradale, dalle pavimentazioni e più in generale dal dilavamento del bacino tributario.

Anche le acque nere non sono però prive di materiale abrasivo (proveniente essenzialmente dalle pulizie domestiche) con l'aggravante della continuità della portata.

Sono poi soggette ad abrasione anche le fognature oggetto di interventi di manutenzione con getti ad alta pressione ($p = 200 - 500$ bar): questi sistemi, usati in modo sistematico in molte città europee, hanno dimostrato di determinare gravi danni e ciò modifica un po' il concetto di abrasione da "lento effetto di usura" determinato dallo scorrimento del liquame a "impatto" determinato da questi getti ad altissima pressione ma di durata molto breve.

Adottando il *metodo di Darmstadt* (recepito nelle norme EN 295 per i tubi gres e EN 598 per i tubi in ghisa) risulta che i materiali che resistono meglio all'abrasione sono (in ordine decrescente, ma con indici di resistenza fra loro molto simili): PEad, Ghisa con rivestimento interno di cemento alluminoso o d'alto forno, gres, PVC. Il peggior comportamento è stato misurato per le tubazioni in fibrocemento senza rivestimento che presentano resistenza all'abrasione inferiore a quella del calcestruzzo.

Per i tubi in calcestruzzo, la resistenza all'abrasione dipende dalla composizione granulometrica degli inerti, dal dosaggio di cemento, dal rapporto acqua-cemento e dalle modalità di stagionatura. Per questi tubi i rivestimenti protettivi sono efficaci solo se il loro spessore è di qualche millimetro.

Per la realizzazione di canalizzazioni con forti pendenze trovano utile impiego le tubazioni in PEad corrugate internamente (macroscabrezza trasversale a passo costante); questi tubi infatti uniscono un'elevata resistenza intrinseca del materiale all'abrasione ad un basso valore della

conduttanza idraulica (grazie alle macroscabrezze) che consente di contenere la velocità a valori accettabili anche con pendenze rilevanti.

7.1.4 Caratteristiche di resistenza idraulica

Le caratteristiche di scabrezza delle tubazioni in condizioni di materiale nuovo sono poco significative poiché con l'uso, in breve tempo, sul fondo e sulle pareti si forma una pellicola biologica che insieme ai depositi determina la scabrezza idraulica della canalizzazione.

Questo aumento della scabrezza con l'uso, che caratterizza in modo più o meno marcato tutti i materiali, dipende dalla facilità con cui le sostanze organiche aderiscono alle pareti e soprattutto dalle velocità che caratterizzano le portate transitanti.

Inoltre, poiché di norma nel calcolo idraulico effettuato ipotizzando condizioni di moto uniforme non sono prese in considerazione le perdite di carico localizzate dovute alle singolarità, il parametro di scabrezza che interviene nelle formule del moto uniforme deve inglobare il comportamento idraulico complessivo dei diversi elementi che compongono la tubazione (frequenza, irregolarità e discontinuità dei giunti, raccordi e immissioni laterali, pozzetti di ispezione, difetti di allineamento altimetrico e planimetrico, ecc.).

L'influenza dei fattori di disturbo prevale nettamente su quella esercitata dalla scabrezza della parete.

7.1.5 Tenuta idraulica

La condotta, comprensiva dei giunti, dei manufatti e dei pezzi speciali, deve risultare, in tutte le prevedibili condizioni di esercizio, impermeabile alla penetrazione di acque dall'esterno e alla fuoriuscita di acqua dall'interno. Questo requisito è motivato dalla necessità di difesa delle falde dall'inquinamento, di difesa delle infrastrutture acquedottistiche (posate in prossimità delle fognature) da possibili contatti con liquami, di eliminazione delle acque parassite che determinano aggravii dei costi di sollevamento oltre che problemi alla depurazione.

Il Decreto Min. LL.PP. 12/12/1985 stabilisce l'obbligatorietà del collaudo della tenuta idraulica con pressione di collaudo realizzabile tra l'asse della condotta e il piano stradale per tratte caratterizzate da dislivelli non superiori a 0,50 m.

I sistemi di giunzione, per la quasi totalità delle tubazioni disponibili sul mercato sono in genere affidabili e garantiscono la tenuta idraulica.

Andrebbe invece evitato l'uso di tubazioni quali quelle prefabbricate in calcestruzzo a sezione ovoidale e quelle prefabbricate in calcestruzzo con giunto a mezzo spessore che, per via delle loro caratteristiche intrinseche (eccessiva tolleranza dimensionale degli elementi che si devono unire, mancanza di una sede di alloggiamento della guarnizione) non garantiscono la tenuta del giunto.

La tenuta idraulica non dipende unicamente dalla tenuta delle tubazioni ma riguarda anche i pezzi speciali e i manufatti; particolare cura deve quindi essere riservata, sia in fase progettuale che realizzativa ai sistemi di giunzione fra tubazioni e manufatti nonché alla predisposizione, mediante pezzi speciali, degli allacciamenti degli utenti e delle caditoie.

7.1.6 Costo

Nel considerare gli aspetti economici, va tenuto presente che sul costo totale della fognatura (comprensivo di scavi, rinterri, spostamento servizi, manufatti, allacciamenti, ripristini stradali) l'incidenza del costo di acquisto della condotta è piuttosto piccolo nel campo dei

piccoli e medi diametri; per essi, in genere, è quindi opportuno ricorrere a materiali più pregiati e resistenti (considerando anche che i fenomeni di aggressività sono più accentuati proprio nel campo dei diametri più piccoli). Per i grandi diametri, il costo di acquisto della condotta può incidere notevolmente sul costo totale dell'opera e quindi diventano importanti le differenze di costo dei vari materiali; in tal caso occorre valutare bene se la scelta di materiali molto più costosi sia effettivamente giustificata dal beneficio di maggior durata dell'opera e di minori costi di esercizio.

7.2 LINEE GUIDA

Sulla base delle considerazioni tecniche sopra indicate, ai fini della realizzazione di fognature a servizio di lottizzazioni, si consiglia di adottare i seguenti materiali:

Tubazioni in grès ceramico

Va previsto l'impiego di tubazioni in grès ceramico, con giunto a bicchiere e doppio anello in poliuterano, per la realizzazione di tutti i tratti fognari con funzionamento a gravità (siano essi di fognatura mista, nera o bianca), aventi diametro inferiore o uguale a 400 mm.

I tubi saranno conformi alle norme UNI-EN 295 e avranno le seguenti classi di resistenza:

- ϕ 200 mm classe 240 kN/m²;
- ϕ 250 mm classe 240 kN/m²;
- ϕ 300 mm classe 240 kN/m²;
- ϕ 350 mm classe 160 kN/m²;
- ϕ 400 mm classe 160 kN/m²;

L'adozione di classi di resistenza inferiori dovrà essere giustificata mediante idonee verifiche statiche.

Tubazioni in cemento armato

Va previsto l'impiego di tubazioni in cemento armato per la realizzazione di tutti i tratti fognari con funzionamento a gravità, aventi diametro superiore o uguale a 500 mm.

I tubi saranno a sezione interna circolare con giunzione a bicchiere con anello elastomerico di tenuta; saranno conformi al progetto di norma UNI E07.04.064.0 e apparterranno alla 2^a classe di resistenza (resistenza minima a fessurazione: 100 kN/m²; resistenza minima a rottura: 140 kN/m²).

L'adozione di classi di resistenza inferiori dovrà essere giustificata mediante idonee verifiche statiche.

Tubazioni in PVC

Può essere previsto l'impiego di tubazioni in PVC per la realizzazione di piccoli fognoli con funzionamento a gravità, aventi diametro inferiore o uguale a 200 mm.

I tubi saranno con giunzione a bicchiere ed anello elastomerico di tenuta e saranno conformi alle norme UNI 7447 e del tipo 303/1 (serie pesante).

In condizioni gravose per quanto riguarda i carichi sui tubi (rinterro inferiore a m. 1,00 nel caso di posa sotto piani soggetti a traffico veicolare e/o rinterro superiore a 2,5 m) occorrerà adottare particolari modalità di posa atte a proteggere la tubazione dallo schiacciamento (ad esempio: sottofondo, rinfiando e ricoprimento in calcestruzzo) e documentare con idonee verifiche statiche la conformità delle scelte adottate ai fini della stabilità statica delle tubazioni.

8. MANUFATTI

8.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Un sistema fognario è costituito, oltre che dalle canalizzazioni, da numerosi manufatti che assolvono a diverse funzioni.

8.1.1 Caditoie pluviali

Le caditoie hanno la funzione di intercettare le acque meteoriche defluenti nella rete scolante di superficie e di convogliarle nella rete fognaria sotterranea. Possono essere costituite da aperture grigliate, poste al centro stradale o ai lati dipendentemente dalla configurazione trasversale della strada, o da aperture (bocche di lupo) praticate nel cordolo di demarcazione del marciapiede. Appositi pozzetti (in genere prefabbricati) raccolgono le acque intercettate e le convogliano alla rete di fognatura con tubazioni del diametro di 150÷200 mm e pendenza $\geq 1\%$. I pozzetti possono essere di tipo normale con allacciamento alla fognatura allineato con il fondo, talvolta equipaggiati con cestello asportabile per il trattenimento del materiale grossolano. Più spesso, il pozzetto è munito di vaschetta di fondo di decantazione (per raccogliere il materiale sabbioso pesante che proviene dalla strada, impedendo che confluisca in fognatura) e di chiusura idraulica (sifone) per impedire che i gas maleodoranti presenti in fognatura fuoriescano dalle griglie e dalle bocchette.

Le caditoie devono essere poste a distanza mutua tale da evitare che sul piano viabile si formino altezze d'acqua incompatibili con la sicurezza del traffico. La portata intercettata da una caditoia dipende dalla pendenza longitudinale e trasversale della cunetta, dalle dimensioni della griglia e dalla sua tipologia (a fondo piano, ribassata, ecc.). A titolo orientativo, si può ritenere che la portata intercettata da un'usuale caditoia stradale a griglia o a bocchetta non superi, con un'efficienza accettabile, i 3÷5 l/s e che quindi la superficie impermeabile servibile da una caditoia possa essere stabilita in circa 100÷200 m², dipendentemente dall'intensità massima di precipitazione relativa a durate di 2÷5 minuti.

8.1.2 Pozzetti di ispezione

Affinché sia possibile effettuare le normali operazioni di ispezione, manutenzione e pulizia, la rete fognaria deve essere dotata di appositi manufatti di ispezione opportunamente ubicati lungo il suo tracciato. Per le condotte non praticabili, fra un manufatto di ispezione e quello successivo la canalizzazione deve essere rettilinea in modo che la stessa possa essere traguadata.

Le distanze minime fra i manufatti di ispezione consigliate dal GRUPPO DI RICERCA "DEFLUSSI URBANI" sono indicate nella Tab. 5.

I manufatti di ispezione sono di norma realizzati con muratura di calcestruzzo; spesso, per canalizzazioni di piccole dimensioni, sono utilizzati elementi prefabbricati disponibili sul mercato in varie dimensioni e tipologie.

Per i pozzetti profondi, la discesa avviene attraverso un torrino avente sezione rettangolare o, preferibilmente (per ragioni statiche), circolare con dimensione minima trasversale consigliata intorno ai 70÷90 cm. L'accessibilità ai pozzetti è attuata attraverso dispositivi di coronamento e chiusura (chiusini e rispettivi telai) la cui progettazione deve attenersi alla norma UNI EN 124. Essi sono normalmente in ghisa (grigia o sferoidale).

TAB. 5 – DISTANZE MINIME FRA I MANUFATTI DI ISPEZIONE SECONDO QUANTO SUGGERITO DAL GRUPPO DI RICERCA “DEFLUSSI URBANI”

Diametro [mm]	Distanza minima [m]
Minore di 600	30÷40
da 600 a 1000	40÷50
da 1000 a 1700	60÷80
oltre i 1700	100

La dimensione minima della luce è pari a ϕ 60 cm per i chiusini circolari e a cm 50 x cm 70 per quelli rettangolari. Per la discesa nel pozzetto possono essere previste delle grappe in acciaio o in ghisa (gradini alla marinara) che devono essere opportunamente trattate o rivestite con materiali anticorrosione. Per i pozzetti molto profondi, le norme di sicurezza impongono che la discesa venga suddivisa mediante ripiani con dislivello inferiore a 4 m.

La funzione di ispezione è espletata anche da altri manufatti da realizzarsi in corrispondenza di ogni singolarità quale: confluenza, salto, cambio di sezione, cambio di direzione, cambio di pendenza, ecc. Nei canali di piccola dimensione, la deviazione planimetrica si realizza direttamente nel pozzetto mediante cunetta curva.

Per i collettori di media e grande dimensione i cambiamenti di direzione vanno invece realizzati con appositi manufatti adottando raggi di curvatura maggiori di almeno 2 volte la larghezza del collettore. Bruschi cambiamenti di direzione in correnti veloci possono essere realizzati mediante pozzetti di salto, ai quali si ricorre anche per contenere le pendenze dei condotti in corrispondenza di strade molto ripide.

8.2 LINEE GUIDA

Si consiglia di attenersi alle indicazioni del precedente paragrafo 8.1

In particolare:

- le caditoie vanno realizzate con pozzetti prefabbricati, muniti di chiusura idraulica, con dimensioni in pianta cm 45 x 45 in numero pari ad almeno 1 caditoia ogni 200 m² di superficie drenata;
- le tubazioni di allacciamento delle caditoie devono essere realizzati in PVC (tipo 303/1-serie pesante) con diametro minimo di 160 mm e pendenza minima pari a 0,01 (1%);
- i pozzetti di ispezione possono essere realizzati con elementi prefabbricati aventi in pianta le seguenti dimensioni minime: per sezione circolare ϕ 120 cm; per sezione rettangolare cm 100 x cm 120;
- i giunti fra gli elementi prefabbricati devono essere accuratamente sigillati internamente ed esternamente mediante malta di cemento;
- i pozzetti di ispezione devono essere previsti ad ogni confluenza, cambio di diametro e cambio di direzione; nei tratti rettilinei senza confluenze e cambi di diametro occorre attenersi, per quanto riguarda le distanze massime fra i pozzetti, alle indicazioni di Tab. 5;
- sul fondo dei pozzetti di ispezione vanno realizzate, per lo scorrimento dei liquami, idonee cunette riproducenti la sagoma inferiore del condotto (altezza $\phi/2$ per tubazioni con $\phi \leq 0,5$ m; altezza $\phi/3$ per $\phi > 0,5$ m);
- i chiusini dei pozzetti devono essere in ghisa sferoidale a sagoma preferibilmente circolare ϕ 600 mm e devono essere atti a sopportare il carico connesso con il traffico veicolare.

9. STAZIONI DI SOLLEVAMENTO

9.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Nella realizzazione di una rete fognaria è talvolta necessario il *sollevamento* meccanico dei liquami (ad esempio per recuperare quota ed evitare un eccessivo approfondimento degli scavi), oppure il loro *pompaggio* ad un punto di recapito. Le caratteristiche dei liquami (elevata torbidità, rilevante contenuto di sostanza organica, presenza di corpi galleggianti e di solidi sedimentabili, aggressività e sviluppo di gas) impongono particolare accortezza nella progettazione di questi impianti.

La *vasca di carico* deve essere studiata in modo da evitare zone morte, ove potrebbero sedimentare solidi inerti (sabbie), ma anche sostanze organiche putrescibili. Il disegno della zona di alimentazione deve essere curato in modo da assicurare che il flusso in arrivo alle elettropompe sia il più possibile disaerato, libero da vortici e rotazioni.

Per garantire il funzionamento delle pompe si possono adottare due differenti strategie consistenti nell'eliminazione delle sostanze solide grossolane presenti nel liquame mediante grigliatura preliminare (con griglie ad interspazio fra le barre stabilito in funzione della sezione libera di passaggio della girante della pompa) oppure nell'utilizzazione di pompe speciali idonee al sollevamento di acque luride grezze. Quando possibile, la grigliatura va evitata per gli oneri gestionali che ne derivano e, nel caso di stazioni localizzate in zone urbane centrali, per gli inconvenienti che il prelievo giornaliero del grigliato necessariamente comporta.

Per il sollevamento di acque luride grezze, i tipi di pompa più usati sono le pompe centrifughe con *girante monocanale chiusa a flusso radiale* (il passaggio sferico di diametro pari a 100 mm è universalmente ritenuto ideale per evitare problemi di intasamento della girante), con *girante monocanale semiaperta* o *arretrata a vortice* (entrambe adatte in presenza di elevati quantitativi di materiali lunghi e fibrosi), con *girante monocanale semi-arretrata a vortice* (per unità piccole e medie), con *girante semiaperta multicanale con gruppo tritratore* sull'aspirazione (per portate da sollevare molto piccole).

Per il sollevamento delle acque di pioggia, con grandi portate e piccole prevalenze, sono solitamente utilizzate *pompe ad elica*.

L'installazione delle pompe può essere *annegata* o *a secco* e il motore elettrico può essere *sommersibile* o *non sommersibile*. In genere si preferisce l'installazione annegata con elettropompe sommersibili; questa installazione, favorendo il raffreddamento del motore elettrico, ammette un elevato numero di avviamenti orari (fino a 10÷20 per elettropompe di piccola potenza) e permette conseguentemente di ridurre le dimensioni delle vasche, i costi delle opere civili e i tempi di permanenza del liquame. Di norma, per le pompe sommersibili è prevista un'installazione scorrevole, con accoppiamento automatico alla tubazione di mandata. Al fine di rendere le operazioni di manutenzione meno sgradevoli agli operatori, è anche consigliabile installare in apposito pozzetto (affiancato alla vasca di sollevamento) eventuali saracinesche e valvole di ritegno sulla mandata. Le pompe installate devono essere sempre almeno due (una con funzione di riserva). Il diametro della condotta di mandata non dovrebbe essere inferiore a 100 mm e in essa la velocità della corrente dovrebbe essere almeno pari a 0,7 m/s.

Deve essere sempre previsto un scarico di emergenza (troppo pieno) che entri in funzione automaticamente, in caso di fuori servizio delle pompe, quando il liquame nella vasca supera un livello massimo ammissibile. Lo scarico va posizionato preferibilmente nella stazione di sollevamento, ma può essere localizzato in qualsiasi punto del collettore di adduzione a gravità purché il rigurgito non generi inconvenienti all'utenza.

Il *quadro elettrico* di comando delle elettropompe, in cassetta stagna, va preferibilmente posizionato all'esterno. E' opportuno inoltre installare all'esterno un segnalatore luminoso di livello di allarme nella vasca di sollevamento e, per ogni elettropompa installata, una spia luminosa di blocco.

I dispositivi più sicuri per comandare l'avviamento e l'arresto delle elettropompe sono rappresentati da sonde piezoelettriche, insensibili al materiale solido e alle schiume superficiali; quelli più economici sono costituiti da regolatori di livello a variazione d'assetto in acqua che rimangono in costante immersione anche quando sono interessati dal liquido, evitando così il deposito su di essi di materiale galleggiante.

Ad ogni avviamento e arresto di un'elettropompa si verificano nella condotta premente condizioni di moto vario con conseguenti sovrappressioni e depressioni che devono essere attentamente valutate in sede di progetto perché la loro entità può talvolta rendere necessario l'uso di adeguati dispositivi di protezione (casse d'aria, vasche di espansione, sfiati reversibili) atti a contenerne gli effetti dannosi.

9.2 LINEE GUIDA

Si consiglia di attenersi alle indicazioni del precedente paragrafo 9.1

10. COLLAUDO

10.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Fra le diverse opere di ingegneria civile, le fognature sono molto probabilmente quelle per le quali in genere si riscontra la maggiore discrasia fra le regole dell'arte rigorosamente disciplinate nei capitolati speciali d'appalto e le effettive modalità realizzative.

Ciò è dovuto a diversi fattori fra i quali gioca un ruolo importante il fatto che la costruzione della fognatura avviene in condizioni spesso disagiati e rischiose, che costringono ad operazioni rapide e con scarsa possibilità di controllo. La necessità di ridurre l'ingombro e l'impatto del cantiere nei confronti della viabilità costringe spesso ad usare procedimenti costruttivi caratterizzati dal fatto che lo scavo viene immediatamente riempito a condotta appena posata e ciò impedisce un efficace controllo dei tratti eseguiti da parte della direzione dei lavori, a meno che non sia prevista un'assistenza continua degli stessi. La scarsa conoscenza del sottosuolo e dei sottoservizi determina poi spesso, in fase costruttiva, la necessità di improvvisare varianti (ad esempio di allineamento planimetrico ed altimetrico) rispetto alle soluzioni progettuali, per far fronte ai diversi vincoli ed ostacoli che mano a mano si possono presentare. Talvolta, per evitare costose sospensioni dell'attività del cantiere, queste varianti improvvisate vengono attuate in tutta fretta senza la preventiva autorizzazione del direttore dei lavori e vengono poi "seppellite" non appena realizzate.

Più in generale, sulle carenze costruttive che spesso si osservano nel campo delle fognature, pesa certamente lo scarso aggiornamento culturale di molte imprese costruttrici che considerano ancora la fognatura come opera a bassa tecnologia e che non hanno ancora

maturato la consapevolezza delle implicazioni che i difetti costruttivi possono determinare sulla gestione di tutto il complesso sistema di protezione ambientale di cui il sistema fognario costituisce una componente fondamentale.

Va anche detto che nel campo fognario, a differenza di quanto avviene per altre opere di ingegneria civile, i difetti costruttivi, purché di non eccessiva entità, raramente si traducono in disservizi immediatamente percepiti dall'utenza. Questo fatto, insieme alla possibilità di "seppellire" subito l'opera e di nascondere i difetti, induce spesso, soprattutto nelle imprese più spregiudicate, comportamenti caratterizzati da incuria e negligenza.

Quanto detto evidenzia l'importanza del collaudo che, se eseguito in modo scrupoloso, consente di evidenziare e perseguire almeno i difetti costruttivi più macroscopici.

Come indicato nell'art. 187 del DPR 554/99, la principale finalità del collaudo è quella di verificare e certificare che l'opera sia stata eseguita a regola d'arte e secondo le prescrizioni tecniche prestabilite, in conformità del contratto e degli eventuali atti di sottomissione aggiuntivi.

Nel seguito sono esaminati alcuni aspetti tecnici del collaudo, con particolare riferimento alle opere di fognatura e di collettamento dei liquami realizzate con sistemi a gravità.

10.1.1 Leggi e norme tecniche di riferimento

Nelle attività tecniche riguardanti le fognature, oltre a rispettare norme di carattere generale, comuni ad altre opere di ingegneria civile, quali la legislazione dei Lavori pubblici e le normative per le opere in cemento armato, per le opere in zona sismica, per gli impianti elettrici, per la sicurezza del lavoro, per gli interventi in strade pubbliche (Codice della strada), vanno tenute presenti le specifiche indicazioni normative contenute nei seguenti dispositivi:

- 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"*.

10.1.2 La rispondenza alle regole dell'arte e alle norme tecniche

L'esame della normativa sopra citata e dei capitoli speciali d'appalto che comunemente corredano i progetti, porta a riconoscere i principali requisiti che un'opera fognaria deve

possedere affinché possano ritenersi soddisfatte le regole dell'arte e le norme tecniche prestabilite. Questi requisiti possono essere così elencati:

- conformità dimensionale delle canalizzazioni e dei manufatti alle indicazioni progettuali;
- assenza di restringimenti accidentali e di ostacoli al deflusso della corrente;
- rettilineità planimetrica della canalizzazione fra i manufatti di ispezione;
- conformità della livelletta alle indicazioni progettuali e sua linearità fra i manufatti di ispezione;
- sicurezza statica delle canalizzazioni e dei manufatti;
- tenuta idraulica delle canalizzazioni e dei manufatti.

Non devono, invece, essere presi in considerazione in fase di collaudo altri importanti requisiti, quali la idoneità dimensionale dell'opera rispetto alla funzione cui è destinata, o l'idoneità dei materiali scelti nei confronti delle diverse sollecitazioni (aggressività delle acque reflue, abrasione) a cui saranno sottoposti. Questi aspetti, infatti, pur molto importanti ai fini di una completa valutazione tecnica dell'opera, attengono ad aspetti di scelta progettuale e, una volta che il progetto sia stato approvato, non sono sindacabili in sede di collaudo.

Nel seguito, sono discusse le modalità che possono essere adottate per verificare la rispondenza di un'opera fognaria ai diversi requisiti sopra elencati.

Con riferimento al grado di criticità e all'importanza del danno che può derivare dalle eventuali deficienze riscontrate, sono inoltre commentati i possibili esiti del collaudo sulla base delle tre diverse ipotesi prospettate dall'art. 197 del DPR 554/99 relativamente alla gravità dei riscontri effettuati che possono determinare l'inaccettabilità dell'opera, l'eliminazione dei difetti o l'accettazione dei difetti con decurtazione del compenso dovuto all'appaltatore.

10.1.3 Conformità dimensionale delle canalizzazioni e dei manufatti

E' del tutto ovvia, ma conviene che sia ricordata, l'esigenza che il collaudo accerti la conformità dimensionale delle canalizzazioni e dei manufatti alle indicazioni progettuali.

L'esperienza porta a riconoscere che questa conformità è rispettata nella quasi totalità dei casi, sia perché di facile verifica da parte della direzione dei lavori, sia perché il rispetto delle dimensioni di progetto rientra nei normali canoni comportamentali delle imprese costruttrici.

A questa generale conformità dimensionale, non mancano però alcune, seppur rare, eccezioni. Talvolta, ad esempio, capita che, per particolari condizioni del mercato o per contingenti disponibilità di magazzino, l'impresa abbia maggior convenienza a fornire tubazioni di diametro maggiore di quello prescritto e che, pertanto, utilizzi queste tubazioni ritenendo, in buona fede, che questo comportamento rientri nella fattispecie di una prestazione di qualità superiore fornita senza sovrapprezzo e che sia pertanto lecito. Queste maggiorazioni dimensionali senza incidenza sui costi sono talvolta addirittura accettate da direttori dei lavori che, poco competenti nelle discipline idrauliche, ignorano il fatto che ad un inutile aumento delle dimensioni della sezione del tubo può corrispondere un peggioramento delle prestazioni idrauliche della fognatura, perché, ad esempio, diminuiscono le velocità di scorrimento dei liquami in tempo asciutto.

Altre difformità dimensionali vengono talvolta messe in atto dalle imprese per risolvere problemi locali legati all'eccessivo ingombro delle tubazioni prescritte. E' tipico, ad esempio, il caso in cui per sottopassare servizi o manufatti esistenti che interferiscono con l'ingombro in altezza della tubazione di progetto, questa venga localmente sostituita con due o più

tubazioni affiancate di diametro inferiore. Purtroppo, spesso, queste soluzioni improvvisate sono realizzate (e subito “seppellite”) direttamente dagli operai dell’impresa che, ignorando il fatto che l’area della sezione varia con il quadrato del diametro, adottano criteri di equivalenza idraulica assolutamente erronei quali, ad esempio, quello di ritenere che una tubazione di diametro D possa essere sostituita con due tubazioni affiancate di diametro $D/2$.

Come è noto, una riduzione della sezione rappresenta un ostacolo al normale deflusso della corrente e determina dei rigurgiti che, se particolarmente significativi, in occasione delle piene possono provocare il funzionamento in pressione dei tronchi fognari e, addirittura, la fuoriuscita dell’acqua nelle strade e nei piazzali.

Ostacoli al normale deflusso della corrente possono essere determinati anche da altri difetti costruttivi. Talvolta, ad esempio, le tubazioni di allacciamento di scarichi privati o di caditoie, anziché essere collegate alla fognatura mediante pezzi speciali prefabbricati, sono inserite malamente nel condotto fognario con il risultato che questi tubi di allacciamento sporgono, spesso anche in misura significativa, oltre la superficie interna della fognatura (o del pozzetto) determinando, se presenti in notevole frequenza, una “macroscabrezza” che riduce la conduttanza della condotta e costituendo dei punti critici di innesco per l’accumulo e l’accrescimento di masse formate da vario materiale veicolato dalla fognatura (stracci, carta, ecc.) che contro questi ostacoli tende a fermarsi.

Lo stesso effetto di disturbo al regolare deflusso della corrente in condizioni di piena, può essere determinato da altre situazioni quali quella determinata dall’attraversamento della sezione da parte di tubazioni connesse con altri servizi.

Non è poi infrequente riscontrare ostacoli al deflusso determinati da cumuli di materiale (mattoni, tavole di legno, malta cementizia) dimenticati dagli operai all’interno di pozzetti e tubazioni.

Tutte queste situazioni anomale possono essere individuate e localizzate attraverso una ispezione televisiva realizzata mediante idonea attrezzatura costituita da telecamera orientabile disposta su carrello semovente filo-guidato. L’operazione di ispezione televisiva risulta particolarmente semplice ed economica nel caso di fognature di recente costruzione non ancora interessate da depositi rilevanti che possono ostacolare l’avanzamento del carrello. A titolo orientativo, si può ritenere che in una giornata di lavoro possano essere ispezionati circa 1000-1500 m di fognatura. Questa operazione, il cui costo dovrebbe essere previsto dal progettista fra le somme a disposizione della stazione appaltante, potrebbe essere effettuata a cura della direzione lavori che avrebbe così il modo di ordinare, prima del collaudo finale, la rimozione e o la correzione delle anomalie più gravi.

Il rapporto scritto della video-ispezione, corredato dalla video-cassetta e dalle foto degli elementi più significativi, dovrebbe essere messo a disposizione del collaudatore e rientrare fra gli allegati della documentazione di collaudo.

10.1.4 Andamento planimetrico e altimetrico della canalizzazione

Una vecchia regola dell’arte, spesso indicata nei capitolati speciali d’appalto, prescrive che in tutte le fognature non praticabili la canalizzazione sia rigorosamente rettilinea fra un manufatto di ispezione e quello successivo. La norma nasceva dall’esigenza di poter traguadare lungo la fogna, con l’aiuto di appositi specchi, per valutare il suo stato di pulizia ed eventualmente passare speciali dispositivi per ripulire la canalizzazione.

Attualmente, i moderni sistemi di ispezione televisiva e di pulizia idrodinamica delle fognature possono essere applicati anche per tratti piuttosto lunghi (100÷200 m) non

necessariamente rettilinei: la mancata rispondenza al requisito di rettilineità dell'andamento planimetrico non induce quindi significativi problemi gestionali, se non quelli determinati dall'impossibilità di effettuare l'ispezione senza l'ausilio di mezzi e tecnici specializzati.

Anche dal punto di vista della funzionalità idraulica, la deviazione planimetrica della canalizzazione, purchè graduale, non determina alcun problema. Va peraltro detto che il rispetto da parte dell'appaltatore della regola di mantenere la condotta rettilinea è indice di accuratezza realizzativa e assicura l'assenza di difetti di tenuta dei giunti per eccessivo disassamento.

Per quanto riguarda l'andamento altimetrico, il collaudo deve accertare e certificare la rispondenza delle pendenze effettivamente assegnate alle canalizzazioni rispetto a quelle di progetto. La pendenza della canalizzazione, infatti, rappresenta un importante parametro di dimensionamento idraulico che, se non rispettato in fase realizzativa, potrebbe determinare un'alterazione del funzionamento idraulico del sistema rispetto a quanto prefigurato in fase progettuale. E' pertanto importante che, o in corso d'opera o a lavori ultimati, la Direzione Lavori proceda alla ricostruzione dell'effettivo profilo altimetrico della fognatura attraverso il rilievo delle quote di scorrimento in corrispondenza dei manufatti di ispezione. Questo compito, che dovrebbe gravare sul direttore dei lavori, non è esplicitamente previsto in alcuna normativa, ma può essere ragionevolmente ascritto ai compiti di misura e rilevamento ai fini della documentazione contabile, nonché di assistenza al collaudo, che spettano all'Ufficio di direzione dei lavori.

Le eventuali difformità del profilo altimetrico effettivo rispetto a quello di progetto costituiranno oggetto di valutazione da parte del collaudatore che, a seconda della gravità del riscontro, prenderà le opportune determinazioni.

A questo proposito va rilevato che, in assenza di specifiche normative che definiscano le tolleranze, la valutazione della non conformità e la definizione dei conseguenti esiti del collaudo, devono ispirarsi ad una equilibrata ponderazione delle conseguenze che le difformità degli andamenti altimetrici determinano dal punto di vista idraulico e funzionale. A tal fine, va sottolineato che, mentre i calcoli di dimensionamento effettuati in fase progettuale vengono generalmente effettuati ipotizzando condizioni di moto uniforme e quindi ammettendo una particolare relazione fra portata, tirante idrico e pendenza, in realtà, nelle fognature, il moto uniforme rappresenta una condizione eccezionale che non si verifica mai, se non in via approssimativa. L'effettivo funzionamento idraulico di una rete fognaria connesso con una determinata configurazione di pendenze andrebbe quindi verificato, per le diverse condizioni di esercizio, con modelli computazionali più complessi. L'uso di questi modelli, atti a valutare gli effetti di rigurgito e le condizioni di funzionamento in pressione che si verificano quando la rete è sottoposta a portate superiori a quelle di progetto, potrebbe portare a riconoscere, in molti casi, la scarsa influenza delle pendenze delle condotte ai fini delle portate massime che possono essere veicolate dalla rete senza provocare esondazioni.

Va in ogni caso considerato difetto grave, soprattutto nel caso di fognature nere o miste, la presenza di tratti a pendenza nulla o addirittura acclivi nel senso del moto. Questi tratti, infatti, determinano in tempo asciutto situazioni di ristagno dei liquami e di deposito dei materiali sedimentabili da essi veicolati. L'accumulo di questi materiali dà luogo, soprattutto nelle fognature nere, ma anche in quelle miste a seguito di lunghi periodi senza precipitazioni, alla continua riduzione delle sezioni disponibili che, soprattutto nel caso dei piccoli e medi diametri, possono assumere una notevole rilevanza. Se si indica con ΔH l'innalzamento di quota dei piani di scorrimento dei punti di estremità del tratto erroneamente acclive e con D il

diametro della condotta, la gravità della contropendenza è tanto più marcata quanto maggiore è il rapporto $\Delta H / D$. Per rapporti uguali o maggiori dell'unità, sussiste il rischio di completa occlusione della sezione.

L'esperienza nella realizzazione di fognature porta a riconoscere che spesso la livelletta è rispettata in termini medi fra un manufatto di ispezione e quello successivo, ma con un profilo altimetrico molto irregolare fra i due manufatti. Talvolta le irregolarità di livelletta presenti fra un manufatto di ispezione e il successivo comportano la presenza di tratti, ancorché brevi, a pendenza nulla o addirittura acclivi nel senso del moto, con le conseguenze negative sopra descritte.

Un collaudo rigoroso dovrebbe pertanto contemplare anche l'accertamento della regolarità e linearità della livelletta fra un manufatto di ispezione e il successivo. Ciò può essere fatto solo avvalendosi di imprese specializzate dotate di attrezzature per ispezione televisiva in automatico atte anche al rilievo delle pendenze. Va peraltro segnalato che il rilievo delle pendenze, per lo più basato sulla misura mediante clisimetro dell'inclinazione della telecamera che avanza all'interno della condotta, risente delle irregolarità accidentali (dovute ad esempio a depositi) del piano su cui scorre il carrello filoguidato; i risultati, pertanto, non sono sempre di facile e univoca interpretazione. L'ispezione visiva con telecamera, in ogni caso, evidenzia in modo molto chiaro eventuali innalzamenti dei livelli idrici dovuti a locali contropendenze e consente di individuare in modo sicuro le situazioni più gravi caratterizzate da rapporti $\Delta H/D$ piuttosto elevati.

10.1.5 Sicurezza statica delle canalizzazioni e dei manufatti

La sicurezza statica rappresenta un requisito indispensabile che richiede, in fase di collaudo, la verifica che le tubazioni scelte e le modalità adottate per la loro posa siano idonee a conferire alla canalizzazione la necessaria resistenza ai carichi esterni a cui sarà sottoposta.

Come è noto, le problematiche relative alla resistenza statica delle condotte assumono connotati diversi a seconda che queste siano rigide o flessibili (vedi precedente paragrafo 7.1.1). Per entrambe, le condizioni di resistenza dipendono dal modulo di elasticità del terreno che, a sua volta, dipende in modo rilevante dal grado di costipamento cui è sottoposto.

Ciò vale soprattutto per le tubazioni flessibili che affidano in gran parte la loro sicurezza statica alla reazione del mezzo in cui sono posate e che richiedono pertanto un controllo particolarmente accurato delle modalità di posa e la garanzia che queste non vengano successivamente alterate. L'attenzione al contributo dato dalla reazione del mezzo in cui le tubazioni sono posate è dovuta, tuttavia, anche per le tubazioni rigide, rispetto alle quali c'è in generale un atteggiamento di maggior fiducia che può portare a sottovalutare la necessità di rispettare precise regole di posa.

In generale, si deve purtroppo osservare che non è ancora entrata nella cultura tecnica delle imprese costruttrici la consapevolezza dell'importanza che la modalità di posa riveste nei confronti della sicurezza statica della tubazione. Ne conseguono talvolta comportamenti negligenti che possono poi portare a gravi danni per l'opera.

Da qui nasce l'esigenza che questo aspetto diventi oggetto di attenzione in fase di collaudo.

Andrà quindi innanzitutto accertato che i carichi esterni già esercitati nel corso dei lavori e nel periodo intercorrente fra l'ultimazione dei lavori e il collaudo non abbiano superato la resistenza della condotta.

Se realizzata con tubazioni rigide, la canalizzazione non deve presentare fessurazioni o rotture.

Se realizzata con tubazioni flessibili, la canalizzazione non deve presentare inflessioni diametrali superiori ai valori ammissibili stabiliti dal capitolato speciale d'appalto (in genere dell'ordine del 5%) e comunque a quelli che inficiano la funzionalità dell'opera compresa la tenuta dei giunti.

Per la visualizzazione di eventuali rotture o fessurazioni è del tutto sufficiente un'ispezione televisiva di tipo ordinario con telecamera avente orientabilità dell'obiettivo di 360°.

Per una misura precisa dell'inflessione diametrale lungo la canalizzazione sono invece necessarie attrezzature molto più sofisticate per le quali non esistono ancora degli standards a livello di mercato. Una semplice ispezione televisiva può tuttavia evidenziare eventuali situazioni eclatanti di ovalizzazione o di collasso della tubazione per instabilità all'equilibrio elastico.

Ulteriori accertamenti di collaudo potrebbero riguardare, soprattutto nel caso delle tubazioni flessibili, il grado di costipamento ottenuto per il materiale di rinfiacco e di ricoprimento delle tubazioni e la sua rispondenza a quello prescritto dal progetto.

Le prove per la determinazione del grado di costipamento, da condursi con le modalità stabilite dalle norme tecniche vigenti, potrebbero essere effettuate e verbalizzate, preferibilmente in corso d'opera, a cura del Direttore dei Lavori; i relativi documenti dovrebbero poi essere sottoposti all'esame del collaudatore, fatta salva la facoltà di quest'ultimo di richiederne la ripetizione per alcune sezioni.

10.1.6 Tenuta idraulica delle canalizzazioni e dei manufatti

La tenuta idraulica di un sistema fognario costituisce un requisito indispensabile in una moderna fognatura. La condotta, comprensiva dei giunti, dei manufatti e dei pezzi speciali, deve risultare, in tutte le prevedibili condizioni di esercizio, impermeabile alla penetrazione di acque dall'esterno e alla fuoriuscita di acqua dall'interno. Questo requisito è motivato dalla necessità di difesa delle falde dall'inquinamento, di difesa delle infrastrutture acquedottistiche (posate in prossimità delle fognature) da possibili contatti con liquami, di eliminazione delle acque parassite che determinano aggravii dei costi di sollevamento oltre che problemi alla depurazione.

I sistemi di giunzione, per la quasi totalità delle tubazioni disponibili sul mercato sono in genere molto affidabili e garantiscono la tenuta idraulica. Andrebbe invece evitato l'uso di tubazioni quali quelle prefabbricate in calcestruzzo a sezione ovoidale e quelle prefabbricate in calcestruzzo con giunto a mezzo spessore che, per via delle loro caratteristiche intrinseche (eccessiva tolleranza dimensionale degli elementi che si devono unire, mancanza di una sede di alloggiamento della guarnizione) non garantiscono la tenuta del giunto.

La tenuta idraulica non dipende unicamente dalla tenuta delle tubazioni ma riguarda anche i pezzi speciali e i manufatti; particolare cura deve quindi essere riservata, sia in fase progettuale che realizzativa ai sistemi di giunzione fra tubazioni e manufatti nonché alla predisposizione, mediante pezzi speciali, degli allacciamenti degli utenti e delle caditoie.

Il Decreto Min. LL.PP. 12/12/1985 stabilisce l'obbligatorietà del collaudo della tenuta idraulica con pressione di collaudo realizzabile tra l'asse della condotta e il piano stradale per tratte caratterizzate da dislivelli non superiori a 0,50 m.

Le modalità di collaudo della tenuta delle tubazioni con funzionamento a pelo libero sono state recentemente precisate e definite dalla norma UNI EN 1610 del novembre 1999. La norma stabilisce che il collaudo possa essere effettuato con aria (metodo L) o con acqua

(metodo W) e che si possano collaudare separatamente i soli tubi, i tubi e i pozzetti di ispezione, i soli pozzetti di ispezione.

La prova di tenuta con aria si applica alle sole tubazioni (escludendo quindi i pozzetti di ispezione) e consiste nel posizionare a valle del tratto considerato un otturatore pneumatico e, a monte, un altro otturatore pneumatico dotato di valvola passante per il riempimento con aria della condotta (a mezzo compressore) e di valvola passante per il collegamento della condotta ad una attrezzatura per il rilievo e la registrazione della pressione. La norma indica quattro possibili metodi di collaudo (LA, LB, LC, LD) la scelta fra i quali è preferibilmente indicata nel capitolato speciale d'appalto; per ognuno di questi metodi, la norma stabilisce la pressione iniziale p_0 a cui va portata l'aria all'interno della condotta e la massima caduta di pressione Δp ritenuta accettabile dopo un tempo di prova stabilito in funzione del diametro della condotta e del materiale.

La prova con acqua, di esecuzione più problematica per i notevoli volumi idrici che possono risultare necessari, ma certamente di più sicura interpretazione, consiste nell'isolare mediante otturatori pneumatici un tratto di condotta, comprensivo degli eventuali manufatti di ispezione, per una tratta caratterizzata da un dislivello, fra le due sezioni di estremità, non superiore a 50 cm. Attraverso il pozzetto di ispezione più a valle (o, se mancante, attraverso la valvola passante dell'otturatore) si procederà al riempimento della condotta sino a che l'acqua raggiunge il piano stradale in corrispondenza del pozzetto con chiusino altimetricamente più depresso (o, se mancante, fino a raggiungere la pressione stabilita per la prova). La pressione, misurata sulla generatrice superiore del tubo, sarà comunque compresa fra un valore minimo di 0,1 bar e un valore massimo di 0,5 bar. Nel corso della prova, della durata di 30 minuti, non si deve consentire, rabboccando con acqua, che la pressione di prova scenda di oltre 0,01 bar (circa 1 cm di altezza d'acqua). La prova è soddisfatta se la quantità di acqua aggiunta (nel tempo di 30 minuti) risulta inferiore o uguale ai seguenti valori specifici definiti con riferimento alla superficie interna bagnata:

- 0,15 l/m² per le tratte che comprendono solo tubazioni;
- 0,20 l/m² per le tratte che comprendono tubazioni e manufatti di ispezione;
- 0,40 l/m² per le prove condotte solo su manufatti di ispezione.

In talune situazioni, ad esempio dopo aver riscontrato con le prove sopra descritte che un'intera tratta presenta carenze di tenuta e dopo aver accertato con ispezione televisiva che non esistono anomalie tali da giustificare questa situazione, può essere utile collaudare separatamente ogni singolo giunto al fine di accertare su quali di essi si debba intervenire per ripristinare la tenuta idraulica della condotta. In base alla norma UNI EN 1610, il collaudo dei singoli giunti può sostituire il collaudo di un'intera tratta per tubazioni aventi il diametro maggiore di 1 m.

10.2 LINEE GUIDA

Si consiglia di attenersi alle indicazioni del precedente paragrafo 10.1.

In particolare, il funzionario addetto al collaudo dell'opera ai fini della presa in consegna da parte del Comune dovrà acquisire la seguente documentazione:

- certificati attestanti l'origine e le caratteristiche delle tubazioni impiegate (questi certificati devono essere acquisiti a cura del D.L. ai fini dell'accettabilità del materiale);
- certificati attestanti l'origine e le caratteristiche dei manufatti prefabbricati impiegati (questi certificati devono essere acquisiti a cura del D.L. ai fini dell'accettabilità del materiale);

- certificati attestanti l'origine e le caratteristiche dei chiusini dei pozzetti e delle griglie delle caditoie (questi certificati devono essere acquisiti a cura del D.L. ai fini dell'accettabilità del materiale);
- dichiarazione di conformità da parte della Ditta installatrice per quanto riguarda eventuali impianti elettrici e documentazione attestante il corretto sviluppo della procedura per quanto riguarda la denuncia e la verifica degli impianti di messa a terra;
- documentazione attestante l'esistenza della richiesta di autorizzazione allo scarico rivolta all'Amministrazione provinciale (nel caso di recapito, anche di scaricatori di piena, in corpi idrici superficiali) e/o al Comune per lo scarico in fognatura;
- rilievo planimetrico e altimetrico redatto a cura del D.L. riprodotto l'esatto posizionamento planimetrico della fognatura e il suo reale profilo altimetrico;
- documentazione fotografica predisposta a cura della D.L. attestante le modalità di posa delle tubazioni con particolare riferimento ai materiali impiegati per la creazione del sottofondo, rinfiamento e ricoprimento delle tubazioni;
- documentazione predisposta a cura della D.L. relativa ad eventuali prove per la determinazione del grado di costipamento del materiale inerte posato a sottofondo e rinfiamento della tubazione;
- verbali relativi a prove di tenuta idraulica effettuate dalla D.L. secondo la norma UNI EN 160 del 1999 ai sensi del D.M. LL.PP. 12/12/1985.

La documentazione sopracitata, se completa ed adeguata, è in genere sufficiente a documentare la qualità esecutiva dell'opera da collaudare.

In questo caso, dopo aver acquisito la documentazione, l'operazione di collaudo potrà al più consistere in una verifica, anche a campione, dei seguenti aspetti:

- correttezza del rilievo plani-altimetrico della fognatura;
- conformità dimensionale delle tubazioni e dei manufatti rispetto alle indicazioni di progetto;
- verifica della corretta esecuzione dei pozzetti (realizzazione della cunetta di fondo; sigillatura dei giunti degli elementi prefabbricati);
- verifica visiva dell'assenza di sedimenti nei pozzetti e del corretto scorrimento dei liquami.

Nel caso in cui la documentazione prodotta dalla D.L. sia ritenuta carente, o comunque insufficiente a garantire la qualità costruttiva della fognatura, e nel caso in cui, anche a seguito della visita di collaudo e delle ricognizioni dirette, permangano dei dubbi circa la conformità dell'opera alle regole dell'arte, il funzionario addetto al collaudo ai fini della presa in consegna della fognatura da parte del Comune potrà, a sua discrezione, richiedere un'ispezione televisiva mediante telecamera filo-guidata ed acquisire il rapporto scritto della video-ispezione, corredato dalla video cassetta e dalle foto degli elementi più significativi. Il costo della video-ispezione sarà a carico del lottizzante.

11. BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

C. CIAPONI, S. PAPIRI – *Sistemi di drenaggio urbano (fognature)* - Manuale di Ingegneria Civile e Ambientale. Ed. Zanichelli / Esac, luglio, 2003

AA.VV, *Sistemi di fognatura – Manuale di progettazione*, Ed. Centro Studi Deflussi Urbani, Hoepli, Milano, 1997.