

**COMUNE DI CORREGGIO  
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA**

**PIANO URBANISTICO  
ATTUATTIVO  
P.P.135**

**Via Fornacelle - Fosdondo**

**RELAZIONE IDRAULICA**

## Sommario

1.	Premessa .....	3
2.	Descrizione dello stato di fatto.....	4
2.1	Descrizione dello stato di fatto della rete delle acque bianche e acque nere .....	4
3.	Dimensionamento della rete di deflusso delle acque nere .....	5
3.1	Premessa.....	5
3.2	Calcolo idraulico.....	5
3.3	Calcolo della portata degli scarichi reflui urbani.....	6
3.4	Dimensionamento delle tubazioni .....	7
3.5	Verifica idraulica.....	10
4.	Dimensionamento della rete di deflusso delle acque bianche.....	12
4.1	Ipotesi di lavoro adottate.....	12
4.1.1	Curva di possibilità pluviometrica e determinazione delle portate .....	12
4.1.2	Dimensionamento delle reti di deflusso .....	15
4.1.3	Verifica del dimensionamento dei volumi di laminazione con il metodo semplificato .....	16
5.	Progetto della rete fognaria del nuovo comparto: dimensionamento strutturale .....	21
5.1	Tubazioni flessibili .....	21

## **1. Premessa**

La presente relazione ha per oggetto l'illustrazione del nuovo sistema fognario per l'allontanamento delle acque reflue e meteoriche che verrà realizzato nel nuovo ambito produttivo da trasformare tramite P.U.A. denominato "PP135" situato nel comune di Correggio (RE), in Via Fornacelle, nella frazione di Fosdondo.

Il comparto in esame ha una Superficie Territoriale di 25.553,06 mq composta con le seguenti modalità:

- N°7 lotti a destinazione prettamente artigianale con superficie fondiaria pari a 17.802,36 mq
- Aree verdi ed aiuole erbose adiacenti ai lotti per un totale di 3.028,55 mq
- Parcheggi con blocchetti tipo "garden" drenanti a servizio dei lotti per un totale di 1.189,73 mq
- Strade interne al comparto e parcheggi in materiale bituminoso per un totale di 3.470,45 mq
- Pavimentazione marciapiede e ciclopedinale in autobloccanti per un totale di 502,75 mq
- Vasca di laminazione con superficie di 450,00 mq

Al fine di elaborare soluzioni idrauliche compatibili con lo stato di fatto si è provveduto innanzitutto alla ricerca e alla valutazione delle reti idrauliche esistenti, attraverso sopralluoghi diretti ed esame di elaborati grafici relativi alle condotte presenti, riservando particolare attenzione ai recapiti finali ed alle modifiche indotte dal cambio di destinazione d'uso della porzione d'area descritta.

Una volta ultimata l'analisi conoscitiva della situazione accertata si sono sviluppate soluzioni compatibili con l'urbanizzazione prevista, in modo da garantire un'adeguata gestione delle acque per l'intero comparto e la separazione tra la rete delle acque nere e la rete delle acque bianche.

Entrambe le linee avranno come recapito finale la linea pubblica delle acque nere di via Fornacelle, ad est del comparto.

Nello specifico l'ambito in oggetto verrà servito da una duplice rete fognaria (meteorica e nera) che avrà le sue dorsali principali lungo i principali assi stradali all'interno del comparto.

Le reti di acque meteoriche e di acque nere in progetto, interne al comparto, sono costituite da condotte di tubi in PVC serie UNI-EN 1401-1 di dimensioni che variano dal DN 200 fino al DN630 in base alla portata idraulica. Tali reti, oltre a svilupparsi all'interno dei singoli lotti, si sviluppano sotto la viabilità interna del comparto.

I nuovi tronchi di fognatura in progetto verranno alloggiati entro scavi a sezione obbligata, e saranno costituiti da condotte in PVC, le quali verranno alloggiate su un letto di sabbia con rinfianco e ricoperte in sabbia costipata per uno spessore non inferiore ai 15 cm oltre ad essere rinterrate con materiale proveniente dallo scavo o terreno vegetale nei tratti.

Sarà prevista anche una vasca a cielo aperto di volume utile pari a 500 mc per la laminazione delle portate critiche, al fine di conseguire una limitazione della portata scaricata per i primi 10 minuti al valore di 50 mm ora per mq, come previsto dalle norme del PRG per lo scarico in rete canalizia (art. 70 NTA). Questa sarà posizionata nella zona a nord-est del comparto, all'interno dell'area verde a est del lotto 7, fra lo stesso e il terrapieno che verrà creato ai margini di via Fornacelle. La vasca di laminazione avrà pianta rettangolare di dimensioni 45 x 10 m e una profondità di 1,50 m.

Tutti i pozzetti delle acque bianche saranno collegati alla vasca di laminazione. Il collegamento dei pozzetti con la vasca volano avverrà con una condotta di diametro pari a 630mm con scorrimento interrato a -1,50 m dal piano stradale.

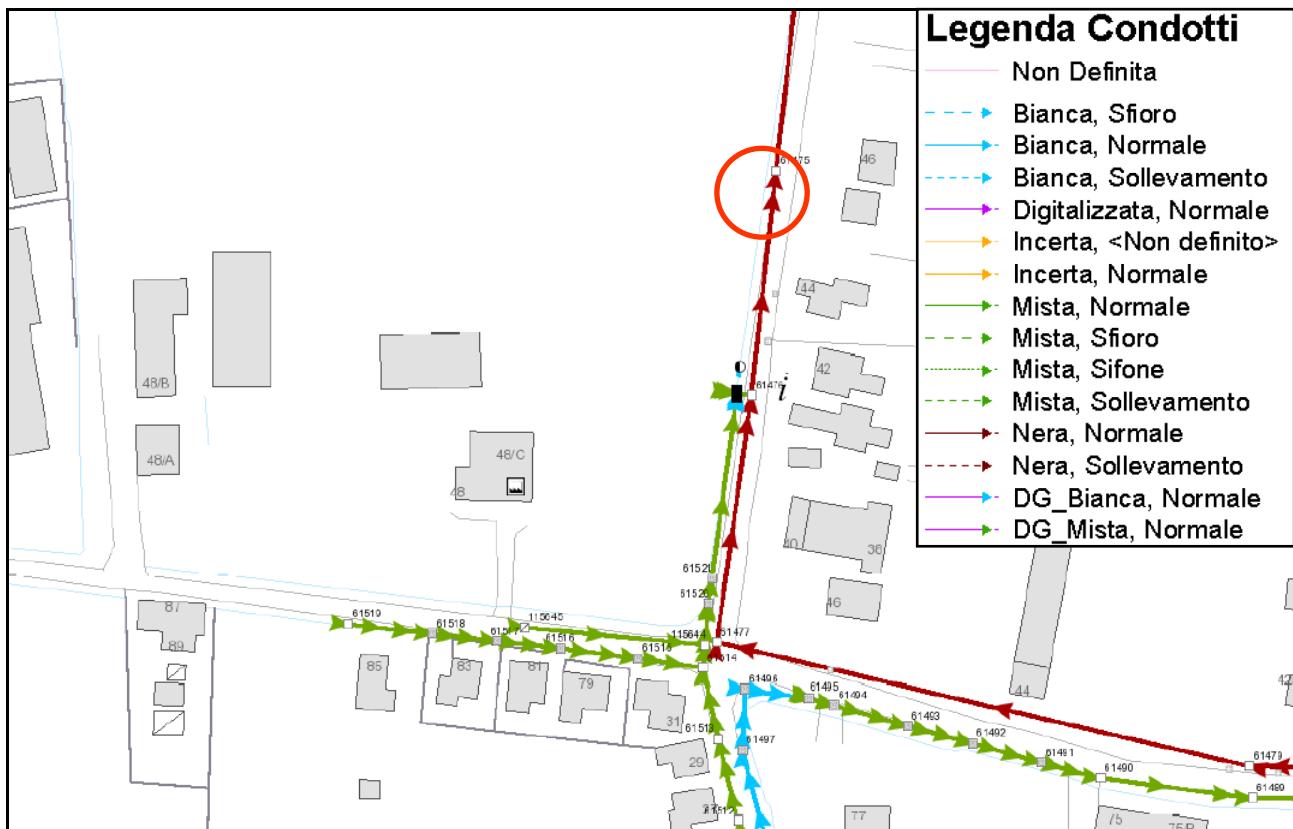
## 2. Descrizione dello stato di fatto

### 2.1 *Descrizione dello stato di fatto della rete delle acque bianche e acque nere*

L'area di PUA è localizzata nella frazione di Fosdondo, nella zona retrostante (a nord) della sede fiscale ed operativa della ditta NIAL NIZZOLI S.R.L., delimitata da via Fosdondo a sud, da via Fornacelle a est, dagli edifici a carattere produttivo-artigianale di via Bellelli a ovest e dalle abitazioni situate su via Del Sarto a nord.

Il sito, di proprietà della ditta NIZZOLI IMMOBILIARE S.R.L., risulta essere oggi terreno agricolo.

Si rinvie esclusivamente la presenza di reti fognarie nere, come indicato nella mappa fornita da Ireti, riportata di seguito.



Il comparto sarà dotato di una propria rete fognaria di acque bianche e nere che si collegheranno alla rete fognaria esistente, nella condotta pubblica delle acque nere di via Fornacelle.

L'immagine seguente illustra il progetto di rete fognaria previsto per il comparto in esame.



Poiché nella linea fognaria esistente non è previsto alcun dispositivo meccanico di regolazione della portata, immediatamente a monte dello scarico verrà interrata una tubazione con sezione ristretta (diametro 200 mm), al fine di limitare la portata effluente in ragione del livello idrico presente nel condotto, nonché nella rete delle acque bianche del comparto.

Al fine di evitare rigurgiti nella rete delle acque bianche del comparto, che possono produrre allagamenti, l'intera rete fa capo ad un manufatto di laminazione collegato al manufatto di scarico attraverso una tubazione di diametro ridotto pari a 200 mm che limita la portata uscente dallo stesso manufatto di laminazione a 20 l/sec. Inoltre la condotta di scarico finale è munita di una valvola antiriflusso per evitare che l'acqua del canale risalga a monte nella rete. In questo modo si ottiene un utilizzo ottimale dei volumi di invaso disponibili per la laminazione delle acque di pioggia del comparto. La limitazione della portata scaricata richiede quindi un adeguato dimensionamento dei volumi di laminazione, come meglio evidenziato nel seguito della relazione.

### **3. Dimensionamento della rete di deflusso delle acque nere**

#### **3.1 Premessa**

Il dimensionamento della rete di raccolta degli scarichi reflui urbani (c.d. fognatura nera) è diretta conseguenza di una duplice verifica: una di natura idraulica ed una di natura statica. Il calcolo idraulico deve dimostrare che le condotte sono in grado di smaltire le portate degli scarichi reflui urbani raccolti nel comparto urbanistico di progetto e più in generale nell'ambito territoriale a cui fa riferimento la fognatura nera. Il calcolo statico deve dimostrare che le condotte sono in grado di sopportare le sollecitazioni meccaniche a cui sono sottoposte determinate dal terreno, dal traffico e dall'acqua di falda.

#### **3.2 Calcolo idraulico**

Il calcolo idraulico di una fogna nera si articola in due fasi principali:

- determinazione della portata degli scarichi reflui urbani raccolti nell'ambito territoriale a cui fa riferimento la fognatura nera;
- analisi del movimento degli scarichi reflui urbani all'interno delle condotte.

Per il calcolo della portata delle acque nere esiste una vasta letteratura che affronta questo problema: nella presente relazione si fa esplicito riferimento al Calcolo Idraulico definito nel testo dell'ISTITUTO ITALIANO DEI PLASTICI: "INSTALLAZIONE DELLE FOGNATURE IN PVC", Pubblicazione n. 3 – Novembre 1984.

Per l'analisi del movimento dell'acqua, in relazione alla scelta di utilizzare condotte circolari in PVC conformi alla norma UNI EN 1401-1 tipo SN4 - SDR 41 (ex UNI 7447 tipo 303/1), si fa riferimento alla formula di Gauckler-Strickler, che per altro trova sempre maggiori consensi in letteratura.

### 3.3 Calcolo della portata degli scarichi reflui urbani

Il calcolo della portata degli scarichi reflui urbani presenta meno difficoltà della determinazione delle portate pluviali che deve smaltire una rete di fognatura bianca. I parametri base di cui bisogna tenere conto sono quattro:

- 1)  $P$  = popolazione insediable nell'ambito territoriale a cui fa riferimento la fognatura nera di progetto;
- 2)  $d$  = dotazione idrica giornaliera per abitante ( $\approx 300$  litri/abitante giorno);
- 3)  $\alpha$  = coefficiente di riduzione ( $\approx 0,80$ );
- 4)  $K$  = coefficiente di contemporaneità (in genere varia da  $1,3 \div 2$ ).

La determinazione della portata degli scarichi urbani è data dalla formula:

$$Q = \frac{P \cdot d \cdot \alpha}{86400} \cdot K$$

In realtà la portata nera in una sezione generica di una fogna è una grandezza variabile nel tempo, condizionata dall'andamento dei consumi idrici, anche se in parte laminati dalla capacità d'invaso della rete. La portata nera attesa sarà quindi soggetta a fluttuazioni stagionali, giornaliere e orarie. I differenti valori di questa variabile potranno essere stimati, a partire dal valore della portata media nera  $Q_0$ , moltiplicando quest'ultima per differenti coefficienti sperimentali, quali:

- $C_p$  Coefficiente di punta, rapporto tra la massima portata oraria e la portata media annua
- $C_m$  Coefficiente di minimo, rapporto tra la minima portata oraria e la portata media annua
- $C_g$  Coefficiente di punta giornaliera, rapporto tra la portata media del giorno di massimo consumo e la portata media annua

La letteratura tecnica propone una serie di relazioni che indicano la variabilità di  $C_p$  in funzione del numero di abitanti che adducono gli scarichi:

$$C_p = \frac{5}{P^{1/6}} \quad \text{Giffit}$$

$$C_p = 1 + \frac{14}{(4 + P^{1/2})} \quad \text{Harman}$$

$$C_p = \frac{5}{P^{1/5}} \quad \text{Babbitt}$$

Si è ritenuto opportuno, in funzione anche di esperienze passate, utilizzare un coefficiente di punta il cui valore è stato arrotondato a 3.

Relativamente al coefficiente di punta giornaliera  $C_g$  la letteratura non dispone di un numero sufficiente di dati, anche se studi condotti dal Lamberti sui dati di consumo globale di molte città italiane hanno assegnato a  $C_g$  un valore variabile tra 1,20 e 1,50. Cautelativamente si è assunto un valore pari a 1,5.

Per il calcolo della portata minima con la quale verificare le condotte relativamente alla velocità minima, si è utilizzato il Coefficiente di punta minimo:

$$C_m = 0,2 * P^{\frac{-1}{5}}$$

### 3.4 Dimensionamento delle tubazioni

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:

$$Q = K_S \cdot A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{\frac{1}{2}}$$

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 pozetti 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 lisciato:  $k = 60-70$ .

I valori maggiori si possono adottare per canalizzazioni "speciali", cioè canalizzazioni essenzialmente diritte, senza immissioni laterali, con pochi e ben raccordati pozetti 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 pozetti 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.

#### a) 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 pozetto 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 specchi, occorre procedere al calcolo delle velocità nelle varie situazioni di esercizio al fine di verificare la loro ammissibilità.

#### b) 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.

### c) Dimensionamento

La dimensione dello speco si determina per tentativi, cercando, mediante procedimenti di verifica idraulica, 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:

$$r = Q/[k*(A/r^2)*(R/r)^{2/3}*i^{1/2}]^{0,375}$$

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.

TAB.2 - GRANDEZZE GEOMETRICHE NORMALIZZATE		
$h/r$	$A/r^2$	$R/r$
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	0,98	0,387
0,80	1,174	0,429
0,90	1,371	0,466
1,00	1,571	0,5
1,10	1,771	0,53
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	0,5

### d) 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 DEFLOSSO NORMALIZZATE (FORMULA DI GAUCKLER-STRICKLER)		
$h/r$	$V/V_r$	$Q/Q_r$
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

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

GRANDEZZA	SEZIONE CIRCOLARE
$A_r$	$\pi r^2$
$P_r$	$2 \pi r$
$R_r$	$r/2$
$V_r$	$0,630 k r^{2/3} i^{1/2}$ (*)
$Q_r$	$1,979 k r^{8/3} i^{1/2}$ (*)

(\*) Formula di Gauckler-Strickler

#### e) 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, che viene considerata una velocità autosufficiente a garantire l'autopulizia della condotta. Ovviamente la velocità di autopulizia dovrà essere tanto più elevata quanto maggiore è la possibilità di adesione dei sedimenti al fondo ed alle pareti della condotta: da tale punto di vista il PVC offre ottime garanzie, anche per velocità inferiori.

La velocità relativa alle portate nere di punta non deve di norma superare i 4 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.

### 3.5 Verifica idraulica

La determinazione delle portate con le quali dimensionare la rete delle acque nere presenta notevoli incertezze, sia perché non è facile definire quale sarà la richiesta di acqua della popolazione durante tutta la vita dell'opera, sia perché non è facile prevedere con esattezza gli altri elementi che influiscono sulla portata in fogna quali ad esempio:

- percentuale di acqua distribuita che raggiunge le fogne;
- ripartizione delle portate nelle varie ore del giorno.

Pertanto i valori da utilizzare ricadono sempre in una banda di oscillazione, determinata attraverso la scelta di particolari coefficienti. In particolare le portate delle fogne a servizio delle aree industriali vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione per abitante e per giorno ed a un opportuno coefficiente di dispersione, in modo da tener conto dell'aliquota di acqua distribuita dalla rete acquedottistica che non viene scaricata nelle fogne. Rispetto al numero delle future utenze si riportano i dati utilizzati per il dimensionamento della rete, con ipotesi considerate estremamente cautelative in riferimento al numero di abitanti che si svilupperanno nell'area in relazione della destinazione d'uso prevista e comunque riferite ai criteri suggeriti da ARPA Emilia Romagna.

Calcolo abitanti equivalenti			
	Destinazione d'uso (ipotizzata)	N° persone (stimato)	N° abitanti equivalenti (stimato)
Lotto 1	Attività artigianali	20	10
Lotto 2	Attività artigianali	20	10
Lotto 3	Attività artigianali	30	15
Lotto 4	Attività artigianali	20	10
Lotto 5	Attività artigianali	20	10
Lotto 6	Attività artigianali	20	10
Lotto 7	Attività artigianali	30	15
		<b>Totale</b>	<b>80</b>

Una volta determinato il numero di abitanti equivalenti serviti dalla rete è necessario stimare la corrispondente dotazione idrica, ovvero la richiesta di acqua del comparto rapportata ad ogni singolo cliente e addetto impiegato dello stesso. Generalmente tale valore si riferisce al giorno di massimo consumo, che normalmente si verifica nella stagione estiva, anche se per la progettazione della rete di acque nere viene solitamente considerata la dotazione media annua.

Dal confronto tra i vari dati presenti in letteratura si è assunto un valore pari a 300 l/(ab\*d).

Per i diversi tratti si sono ottenuti i seguenti valori di portata massima e minima, espressi in mc/s:

Calcolo Portata Massima, Minima e Media per i vari tratti

Tratto	P (numero utenti gravanti sulla fognatura)	Portata Max (mc/s)	Portata Media (mc/s)	Portata Minima (mc/s)
		$Q_0 * C_p * C_g$	$Q_0$	$Q_0 * C_m$
1	20	0,000500	0,000111	0,000009
2	35	0,000875	0,000194	0,000016
3	80	0,002000	0,000444	0,000037

*Dimensionamento dei singoli tratti di collettore*

Il dimensionamento della rete è stato sviluppato considerando quanto sopra esposto e tenuto conto di:

- morfologia del terreno così come dagli elaborati in progetto;
- di un ricoprimento minimo del tubo pari a 0,70 m;

La rete fognaria progettata è costituita da una dorsale che segue l'andamento della viabilità e in cui scaricano i fabbricati in progetto, che in partenza ha un diametro di 200 mm che si allarga fino a 250 mm nel tratto finale. Tale asta scarica l'intera portata nella condotta esistente di fogna nera ubicata in via Fornacelle. Ai fini di una migliore

comprendere sia della seguente relazione che delle tavole planimetriche allegate ad essa, nella tabella che segue, vengono riportati i tratti della rete fognaria di acque nere prevista all'interno del comparto.

TRATTO	PERCORSO	LUNGHEZZA	PENDENZA	Φ	MATERIALE
		m	%	mm	
TRATTO 1	Poz. 1 => 2 => 3 => 6	75,00	0,70	200	PVC
TRATTO 2	Poz. 4 => 5 => 6	62,00	0,70	200	PVC
TRATTO 3	Poz. 6 => 7 => 8 => 9 => SCARICO	68,00	0,70	250	PVC

Sono state calcolate le portate medie, minime e massime di ogni singolo tratto, di seguito riportate:

Dotazione idrica media annua	d=	300	l/(ab*d)
Coefficiente di contemporaneità (da 1,3 a 2)	k=	2	
Coefficiente di riduzione	α=	0,8	
Coefficiente di punta minimo	c <sub>m</sub> =	0,083255321	

Calcolo Portata Massima, Minima e Media per i vari tratti

Tratto	P (numero utenti gravanti sulla fognatura)	Portata Max	Portata Media	Portata Minima
		(mc/s)	(mc/s)	(mc/s)
		Q <sub>0</sub> *C <sub>p</sub> *C <sub>g</sub>	Q <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub> *C <sub>m</sub>
1	20	0,000500	0,000111	0,000009
2	35	0,000875	0,000194	0,000016
3	80	0,002000	0,000444	0,000037

Sulla base di quanto calcolato sono stati calcolati la velocità di progetto e il tirante idrico per ogni singolo tratto, come da tabella riassuntiva riportata di seguito:

PORTE MEDIE

	i	h/D	k	D	Q	h	V	V/V <sub>r</sub>	Q/Q <sub>r</sub>	h/r
	%			mm	l/s	cm	m/s			
TRATTO 1	0,70%	0,50	80,00	200	0,111	0,78	0,1818	0,2001	0,0039	0,0779
TRATTO 2	0,70%	0,50	80,00	200	0,194	1,11	0,2483	0,2733	0,0068	0,1113
TRATTO 3	0,70%	0,50	80,00	250	0,444	1,53	0,3050	0,2893	0,0086	0,1224

PORTE MASSIME

	i	h/D	k	D	Q	h	V	V/V <sub>r</sub>	Q/Q <sub>r</sub>	h/r
	%			mm	l/s	cm	m/s			
TRATTO 1	0,70%	0,50	80,00	200	0,500	1,78	0,3359	0,3697	0,0175	0,1783
TRATTO 2	0,70%	0,50	80,00	200	0,875	2,29	0,3923	0,4319	0,0307	0,2288
TRATTO 3	0,70%	0,50	80,00	250	2,000	3,16	0,4822	0,4574	0,0387	0,2527

In tutti i rami della fognatura nera si registrano delle velocità del flusso dei liquami abbondantemente inferiori a 4,00 m/sec, per cui i flussi non presentano minimamente effetti dirompenti. Per contro i registrano delle velocità del flusso dei liquami inferiori a 0,50 m/sec, per cui i flussi possono essere soggetti a fenomeni di sedimentazione dei liquami. Senza ombra di dubbio i diametri delle condotte sono di gran lunga sovradimensionati rispetto alla portata che si registra, con conseguente velocità del flusso estremamente ridotta. Per contro non è possibile ricorrere a diametri inferiori in quanto per tubazioni di piccolo diametro, al fine di evitare pericolosi fenomeni di battimento, è bene assicurare sempre e comunque un franco libero dell'ordine di 20 cm, soprattutto in condotte fognarie principali caratterizzate da consistenti sviluppi lineari tra pozetto d'ispezione e pozetto d'ispezione ( $\approx 15 \div 20$  m). Al fine di rendere sicure le operazioni di pulizia delle fognature è bene che le condotte principali non abbiano mai diametri inferiori a 200 mm, in quanto il moto ondoso innescato dai notevoli flussi di acqua utilizzati per la pulizia potrebbero

danneggiare le condotte. Da queste considerazioni possiamo giusto escludere gli allacciamenti, caratterizzati da modesti sviluppi lineari ( $\approx 3 \div 5$  m). In ogni caso sarà necessario prevedere adeguati programmi di lavaggio.

#### 4. Dimensionamento della rete di deflusso delle acque bianche

##### 4.1 Ipotesi di lavoro adottate

Nei punti successivi si elencano le strategie operative più significative adottate per la progettazione della rete fognaria delle acque bianche del comparto di nuova realizzazione:

- separazione tra la rete delle acque nere e quella delle acque bianche;
- costruzione di una rete fognaria dimensionata adottando piogge critiche con tempo di ritorno di 10 anni, con dati pluviometrici ricavati dalle indicazioni fornite da IRETI S.p.A.;
- urbanizzazione realizzata a quote “quanto più elevate possibili”, allo scopo di favorire il deflusso e il recapito delle acque meteoriche;
- costruzione di collettori principali sovradimensionati e in sovrannumero, in grado di stoccare e laminare i volumi connessi alle piogge suddette;
- costruzione di una specifica vasca dedicata alla laminazione per poter scaricare nella linea pubblica di via Fornacelle solamente 20 l/s come da indicazioni di PRG.

##### 4.1.1 Curva di possibilità pluviometrica e determinazione delle portate

Per il calcolo delle portate di deflusso conseguenti agli eventi meteorici viene eseguita l’analisi probabilistica delle precipitazioni intense e più precisamente si utilizzano le cosiddette curve di possibilità pluviometrica. Detta  $h$  l’altezza di precipitazione in funzione della durata delle piogge stesse, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le curve di possibilità pluviometrica, una relazione monomia del tipo:

$$h(\theta, T) = a(T)\theta^n \text{ (mm)} \quad (1)$$

dedotta classificando in ordine decrescente le massime precipitazioni verificatesi in passato ed inviluppando superiormente i dati di pari ordine.

In sostanza ci si affida ad un’indagine probabilistica che consente di trovare una relazione di tipo (1) collegata ad un’assegnata probabilità di non superamento; in termini pratici si vuole trovare l’altezza di pioggia  $h$ , relativa ad una certa durata  $\theta$ , che abbia probabilità piuttosto bassa di essere uguagliata o superata. La probabilità di non superamento  $P$  è usualmente legata al tempo di ritorno  $T$  a mezzo della relazione:

$$P=1-1/T \quad (2)$$

Dove con tempo di ritorno  $T$  si è soliti indicare l’intervallo di tempo che mediamente, in senso probabilistico, intercorre tra due successivi eventi che uguagliono o superano un prefissato valore soglia. I parametri  $a(T)$  ed  $n$  sono da stimare sulla base delle serie storiche dei massimi annuali delle altezze di precipitazione di differente durata.

Le elaborazioni statistiche dei dati relativi alle precipitazioni intense hanno permesso di determinare per la superficie comunale di Correggio, le cosiddette curve di possibilità pluviometrica relative ai tempi di ritorno di 5 e di 10 anni.

Nella tabella 2 sono riportati, per ciascun tempo di ritorno, i valori dei parametri  $a$  ed  $n$  caratteristici di tali curve per durate di pioggia superiori ad un’ora adottati nel “Piano Fognario per la Provincia di Reggio Emilia” redatto da AGAC nell’anno 1998.

Comune	n	a(T=5anni)	A(T=10 anni)
Correggio	0.25	33.0	40.0

Tabella 2: parametri  $a$  ed  $n$  delle curve di possibilità climatica per ciascun comune per durate di pioggia superiori all’ora

Nella tabella 3 sono invece riportati, per ciascun tempo di ritorno, i valori dei parametri  $a$  ed  $n$  caratteristici di tali curve per durate di pioggia inferiori ad un’ora adottati nel “Piano Fognario per la Provincia di Reggio Emilia” redatto da AGAC nell’anno 1998.

Comune	n(T=5anni)	n(T=10anni)	a(T=5anni)	A(T=10 anni)
Correggio	0.66	0.63	37.8	47.0

Tabella 3: parametri  $a$  ed  $n$  delle curve di possibilità climatica per ciascun comune per durate di pioggia inferiori all'ora

Nelle figure 2 e 3 sono invece riportate, per ciascun tempo di ritorno  $T$ , le curve di possibilità pluviometrica relative all'area comunale di interesse sia per le durate di pioggia superiori all'ora sia per quelle inferiori all'ora.

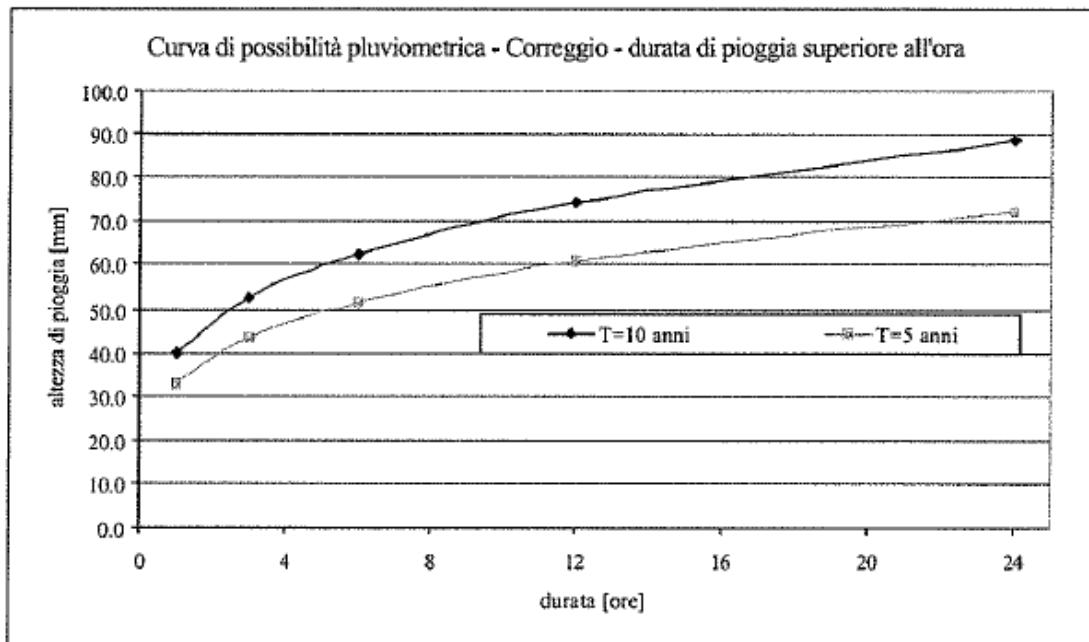


Figura 2: curve di possibilità pluviometrica per il Comune di Correggio per durate di pioggia superiori all'ora

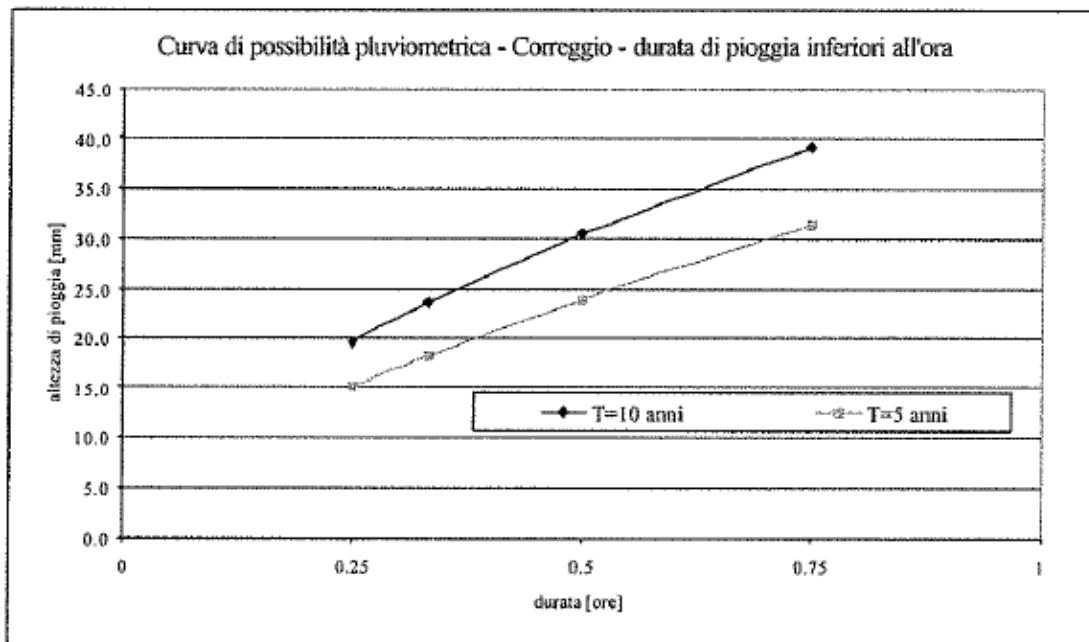


Figura 3: curve di possibilità pluviometrica per il Comune di Correggio per durate di pioggia inferiori all'ora

I valori delle altezze di pioggia di fissata durata ed assegnato tempo di ritorno, per ciascuna stazione analizzata, sulla base dei valori dei parametri della curva di possibilità pluviometrica sono riportati nelle tabelle 4 e 5 di seguito riportate:

Pluviografo [mm]	$h$ (1 ora) [mm]	$h$ (3 ore) [mm]	$h$ (6 ore) [mm]	$h$ (12 ore) [mm]	$h$ (24 ore) [mm]
Correggio	33.0	43.3	51.4	61.0	72.5

Tabella 4: altezze di pioggia per le diverse durate e  $T=5$  anni

Pluviografo [mm]	h (1 ora) [mm]	h (3 ore) [mm]	h (6 ore) [mm]	h (12 ore) [mm]	h (24 ore) [mm]
Correggio	40.0	52.6	62.6	74.4	88.5

Tabella 5: altezze di pioggia per le diverse durate e T=10 anni

Con riferimento allo studio del comportamento del reticolo di drenaggio urbano ed il relativo progetto delle opere, la scelta del tempo di ritorno T deve basarsi su un'attenta analisi del cosiddetto rischio d'insufficienza; del rischio, cioè che occasionalmente si possano manifestare eventi estremi più intensi di quelli compatibili con le caratteristiche idrauliche della rete e, quindi, con portate maggiori di quelle previste, accompagnate da esondazioni, ristagni d'acqua, danni a cose e persone di entità talora elevata. Il territorio interessato è caratterizzato da un elevato rischio idraulico, essendo il centro abitato di Correggio, oltre agli adiacenti campi agricoli, spesso interessato da frequenti fenomeni di allagamento.

Per quanto riguarda la scelta dei tempi di ritorno di progetto, non esistono vincoli di normativa in Italia; le indicazioni desunte dall'art. 28 bis delle Norme Tecniche di Attuazione allegate al P.R.G. del Comune di Correggio hanno permesso di definire il tempo di ritorno di progetto pari a T=10 anni.

Le portate corrispondenti alle superfici scolanti individuate ed ai tempi di pioggia previsti, di seguito quantificate, vengono calcolate adottando il metodo cinematico:

$$Q = \frac{\Phi * \varepsilon * h * A}{t_c}$$

dove:

- $\Phi$  coefficiente di deflusso (rapporto tra pioggia netta afferente alla rete e pioggia totale) assunto pari a 0,95 per le aree impermeabili e 0,10 per le aree verdi;
- $\varepsilon$  coefficiente di laminazione/ritardo (valore che dipende dalle caratteristiche del bacino (superficie, pendenza dei versanti, sviluppo della rete idrografica, natura dei terreni, etc..), assunto pari a 1;
- $h$  altezza di pioggia determinata per il rispettivo tempo di corriavazione assunto pari a 10 minuti;
- $A$  area scolante;
- $t_c$  tempo di corriavazione, pari a 10 minuti.

Suddividendo l'area in esame in sottobacini, definiti in funzione della configurazione della rete ipotizzata, si ottengono le portate riassunte nella tabella successiva.

#### Calcolo Portate delle superfici scolanti

Bacino	Denominazione	Aree Effettive	Q calc. per il	$\Phi$ di calcolo	Aree efficaci
			mq		
1	Coperture fabbricati	7.691,84	0,2307552	0,90	6.922,66
2	Verde interno ai lotti (stimato)	100,00	0,0003333	0,10	10,00
3	Parcheggi in garden interni	700,00	0,0046667	0,20	140,00
	Superfici impermeabili interne ai lotti				
4	(stimato)	4.419,31	0,1178483	0,80	3.535,45
5	Verde pubblico	3.028,55	0,0100952	0,10	302,86
6	Strade	3.363,46	0,0896923	0,80	2.690,77
7	Marciapiedi e ciclabili	502,75	0,0134067	0,80	402,20
8	Parcheggi in garden esterni	1.189,73	0,0079315	0,20	237,95
9	Vasca laminazione	450,00	0	0,00	0,00
10	Cordoli e muretti di recinzione	205,79	0,0054877	0,80	164,63
	Lotti 1 e 2 (serviti da rete esistente e non considerati ai fini dei calcoli)	3.901,63	0	0,00	0,00
	<b>Totali</b>	<b>25.553,06</b>	<b>0,4802168</b>		<b>14.406,51</b>

#### 4.1.2 Dimensionamento delle reti di deflusso

Con le ipotesi fin qui esposte, si è provveduto al dimensionamento/verifica della rete fognaria, in accordo anche con quanto stabilito da “Criteri tecnico progettuali – Linee Guida” emessi da AGAC S.p.A., ora IRETI s.p.a:

- nelle condotte bianche la velocità dell’acqua non può essere superiore a quella prescritta dal costruttore per ciascun materiale;
- progetto delle condotte delle acque bianche con un grado di riempimento massimo pari al 70÷75% per i tubi con D>400 mm e del 50% con D<400 mm;
- le condotte delle fognature bianche non devono avere diametri inferiori ai 250 mm.

Al fine di evitare che rigurgiti nella rete delle acque bianche del comparto possano produrre allagamenti l’intera rete fa capo ad un manufatto di laminazione collegato al manufatto di scarico attraverso una tubazione di diametro ridotto pari a 200 mm che limita la portata uscente dallo stesso manufatto di laminazione a 20 l/sec.

Tale tratto terminale è posto a quota – 1,50 m (quota di scorrimento della tubazione) rispetto alla quota della strada di via Fornacelle. Inoltre la condotta di scarico finale è munita di una valvola antiriflusso per evitare che l’acqua del canale risalga a monte della rete.

In questo modo si ottiene un utilizzo ottimale dei volumi di invaso disponibili per la laminazione delle acque di pioggia del comparto.

Tali volumi, necessari al sistema in virtù del vincolo imposto dal PRG, saranno assicurati dalla presenza di una vasca di laminazione, di capacità pari a 500 mc, costruita lateralmente al lotto 7, adiacente alla dorsale terminale della rete fognaria, nella quale l’acqua confluirà dal pozzetto terminale non appena la portata effluente non sarà più sufficiente al completo deflusso delle acque meteoriche.

I risultati ottenuti sono riassunti nella tabella seguente:

CARATTERISTICHE ASTE PRINCIPALI

Tratto	Asta	Pendenza	Superficie scolante (approssimata)	Portata	Velocità	h (tirante idrico)	Diametro collettore	Grado di riempimento	Materiale tubo
n°	n°	%	mq	mc/s	m/s	m	mm	%	
1	1-2	0,2	119,52	0,0016	0,3132	0,0359	250	14,35	PVC
2	2-3	0,2	239,51	0,0031	0,4017	0,0529	250	21,16	PVC
3	3-4	0,2	359,50	0,0047	0,4493	0,0645	250	25,82	PVC
4	4-5	0,2	479,49	0,0063	0,4949	0,0759	250	30,37	PVC
5	5-6	0,2	578,10	0,0075	0,5183	0,0833	250	33,30	PVC
6	6-7	0,2	665,64	0,0087	0,5391	0,0898	250	35,91	PVC
7	7-14	0,2	784,44	0,0102	0,5674	0,0986	250	39,44	PVC
8	8-9	0,2	144,57	0,0019	0,3345	0,0398	250	15,92	PVC
9	9-10	0,2	144,57	0,0019	0,3345	0,0398	250	15,92	PVC
10	10-11	0,2	256,79	0,0034	0,4085	0,0546	250	21,83	PVC
11	11-12	0,2	354,29	0,0046	0,4472	0,0640	250	25,62	PVC
12	12-13	0,2	451,79	0,0059	0,4858	0,0735	250	29,40	PVC
13	13-14	0,2	531,92	0,0069	0,5073	0,0798	250	31,93	PVC
14	14-15	0,2	1458,31	0,0190	0,6636	0,1413	250	56,51	PVC
15	15-23	0,2	1600,26	0,0209	0,6794	0,1499	250	59,97	PVC
16	16-17	0,2	83,79	0,0011	0,2829	0,0303	250	12,11	PVC
17	17-18	0,2	5543,48	0,0724	0,9268	0,2382	400	59,55	PVC
18	18-19	0,2	7607,66	0,0993	1,0074	0,2508	500	50,16	PVC
19	19-20	0,2	7766,64	0,1014	1,0119	0,2538	500	50,77	PVC
20	20-21	0,2	7939,14	0,1036	1,0167	0,2572	500	51,43	PVC
21	21-22	0,2	8125,65	0,1061	1,0219	0,2607	500	52,15	PVC
22	22-23	0,2	8300,42	0,1084	1,0267	0,2641	500	52,82	PVC
23	23-24	0,2	11904,68	0,1554	1,1135	0,3345	500	66,89	PVC
24	24-25	0,2	12093,76	0,1579	1,1166	0,3383	500	67,67	PVC

25	25-26	0,2	12369,98	0,1615	1,1212	0,3440	500	68,79	PVC
26	26-27	0,2	12724,95	0,1661	1,1268	0,3513	500	70,26	PVC
27	27-28	0,2	12998,51	0,1697	1,1302	0,3573	500	71,46	PVC
28	28-29	0,2	13131,23	0,1714	1,1318	0,3602	500	72,05	PVC
29	29-30	0,2	13197,59	0,1723	1,1326	0,3617	500	72,34	PVC
30	30-31	0,2	13251,06	0,1730	1,1333	0,3629	500	72,58	PVC

#### 4.1.3 Verifica del dimensionamento dei volumi di laminazione con il metodo semplificato

Come si evince dalle già citate "Linee Guida" redatte dai tecnici di AGAC, ora Ireti s.p.a. "... la realizzazione delle vasche di laminazione si propone di limitare i problemi connessi con l'insufficienza idraulica dei collettori e dei canali ricettori. Le vasche di laminazione entrano in funzione quando la portata generata dall'evento meteorico supera i limiti di capacità massima della rete di fognatura o del canale a cielo aperto di scarico. Successivamente, esauritasi l'onda di piena, il volume di acqua invasato all'interno della vasca viene reimmesso nella rete di fognatura. ...omissis ...

Il fenomeno della laminazione è descritto dal seguente sistema di equazioni:

- *equazione di continuità:*  $Q_e(t) - Q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt} \quad (3.9)$

- *legame funzionale tra volume  $W$  e livello idrico  $y$ :*  $W(yt) = W(y(t)) \quad (3.10)$

- *legge d'efflusso dalla vasca:*  $Q_u(t) = Q_u(t, y(t)) \quad (3.11)$

- dove:  $Q_e(t)$  è la portata, nota, che all'istante di tempo  $t$  affluisce alla vasca di laminazione, il cui valore dipende dall'evento meteorico in atto e dalle caratteristiche del bacino e della rete di fognatura a monte della vasca di laminazione;  $Q_u(t)$  è la portata che nello stesso istante di tempo defluisce dalla vasca di laminazione, il cui valore varia nel tempo in funzione delle caratteristiche del dispositivo di scarico;  $W(t)$  ( $yt$ ) sono rispettivamente il volume invasato e il livello idrico nella vasca di laminazione.

Si tenga presente che il legame funzionale tra il volume invasato e il livello idrico dipende unicamente dalla geometria della vasca e che la legge d'efflusso espressa dall'equazione (3.11) è invece definita in funzione delle modalità di scarico della portata. Pertanto, nel caso di dispositivi di tipo fisso quali stramazzi e luci sotto battente, la portata è direttamente funzione del tempo, attraverso il livello idrico  $y(t)$ . Sostituendo le relazioni (3.10) e (3.11) nella (3.9) si ottiene un'equazione differenziale nell'incognita  $y(t)$ , che può integrarsi numericamente con metodi alle differenze finite.

La progettazione delle vasche di laminazione si fonda sulla determinazione del volume d'invaso  $W^*$  che consente di ridurre, con la minima capacità di invaso, la portata al colmo dell'evento critico di progetto di assegnato tempo di ritorno TR. Note la portata entrante  $Q_e(t)$  e la portata massima  $Q_{u \max}$  che la rete di fognatura a valle della vasca è in grado di convogliare e definite la geometria della vasca e le caratteristiche dei dispositivi di scarico, se si ipotizza che nell'intervallo di tempo  $(t_1, t_2)$  durante il quale la portata  $Q_e(t)$  eccede le capacità della rete, la portata uscente  $Q_u(t)$  sia costante e uguale alla massima  $Q_{u \max}$ , si determina il minimo volume di invaso  $W^*$  che consente di ottenere la laminazione dell'onda di piena (vedi figura 5).

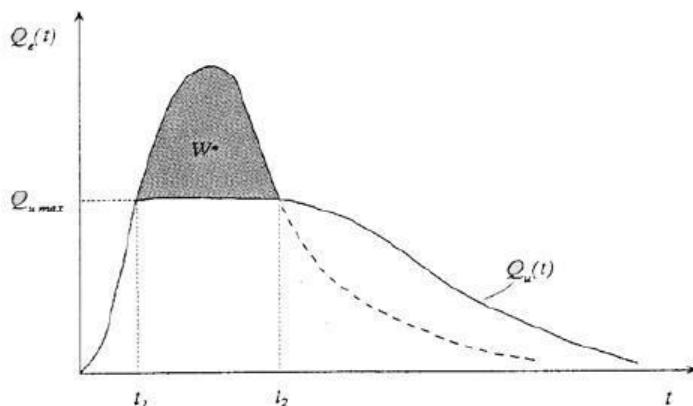


Fig. 5 – Processo di laminazione dell’onda di piena impiegando dispositivi di scarico a portata costante

Partendo da questo dato opportunamente incrementato, utilizzando il sistema di equazioni (3.9)÷(3.11), è possibile verificare se il dimensionamento della vasca è stato eseguito in modo corretto, considerando l’effettivo legame che lega tra di loro allo scorrere del tempo portate scaricate e livello di invaso, legame che in generale evidenzia valori crescenti con il livello della portata scaricata. Alcuni metodi semplificati di calcolo, illustrati nel seguito, consentono di valutare con buona approssimazione il volume di laminazione necessario per contenere la portata massima scaricata nei limiti prefissati.

Nel caso in esame il calcolo è stato sviluppato adottando un classico sistema di afflusso/deflusso e determinando la portata applicando il “metodo cinematico”.

Non potendo utilizzare un coefficiente di deflusso uguale per tutte le aree si è calcolato il prodotto A per i vari sottobacini scolanti, già individuati al paragrafo precedente, in modo da ottenere un valore per l’intero bacino che tenga conto delle caratteristiche delle diverse aree.

In questa maniera, replicando quanto già considerato nella tabella di cui al paragrafo 3.3.2., si è ottenuto per l’intero bacino un prodotto di A pari a 17.827,01 mq, con cui calcolare mediante la formula del metodo cinematico le portate e quindi i volumi in entrata alla vasca di laminazione.

Nella verifica è stata considerata la curva di possibilità pluviometrica  $h\delta, T = aT * \delta n$  per un tempo di ritorno pari a 10 anni:

	<b>a</b>	<b>n</b>
<b><math>t &lt; 1h</math></b>	<b>47,00</b>	<b>0,63</b>
<b><math>t &gt; 1h</math></b>	<b>40,00</b>	<b>0,25</b>

I dati derivanti dallo sviluppo dei conteggi sono riepilogati nelle tabelle seguenti. La portata effluente dalla vasca di laminazione è stata considerata pari ad 20 l/sec, limitata mediante condotta di diametro pari a 200 mm, e il franco è stato calcolato sul volume reso disponibile dalla costruzione della vasca di laminazione, per complessivi 573,75 m<sup>3</sup> e sull’invaso dei collettori principali e secondari della rete.

Si riporta, di seguito, il calcolo degli invasi relativi alla rete dei collettori dell’area da urbanizzare e una stima di quelli interni ai lotti.

#### INVASO NATURALE GENERATO DALLA RETE FOGNARIA (acque bianche) DEL COMPARTO

DIAMETRO TUBAZIONE (cm)	ESTENSIONE TUBAZIONE (ml)	INVASO (mc)
URBANIZZAZIONE		54,53
20	176,60	5,55
25	154,00	7,56
31,5	17,00	1,32
40	24,00	3,01
50	62,00	12,17
63	80,00	24,93
RETE INTERNA LOTTI 3-7		64,26
31,5	825	64,26
<b>TOTALE</b>		<b>118,79</b>

Dalla tabella sottostante emerge che il volume massimo di laminazione strettamente necessario è di 537,32 m<sup>3</sup> in corrispondenza di un evento critico di durata 150 minuti rispetto al quale si verifica un franco del 25,31 %, considerato cautelativo.

Tr=10 anni

Durata evento pluv.	h pioggia	Intensità di pioggia	Sup. scolante	Coeff. ritardo	Portata istantanea	Portata scaricata ammissibile	Vol. complessivo	Vol. da laminare	Volume laminato nelle condutture	Capacità residua sistema condutture + vasca	Franco
min	mm	mm/h	mq		mc/s	mc/s	mc	mc	mc	mc	%
0	0,00	0,00			0,000		0,00	0,00		618,79	
5	9,82	117,87			0,377		113,20	107,20		511,59	82,68%
10	15,20	91,20			0,292		175,19	163,19		455,60	73,63%
15	19,62	78,50			0,251		226,18	208,18		410,62	66,36%
20	23,52	70,57			0,226		271,12	247,12		371,67	60,06%
25	27,07	64,98			0,208		312,04	282,04		336,75	54,42%
30	30,37	60,74			0,194		350,02	314,02		304,77	49,25%
35	33,47	57,37			0,184		385,72	343,72		275,07	44,45%
40	36,40	54,61			0,175		419,57	371,57		247,22	39,95%
45	39,21	52,28			0,167		451,89	397,89		220,90	35,70%
50	41,90	50,28			0,161		482,91	422,91		195,89	31,66%
55	44,49	48,54			0,155		512,79	446,79		172,00	27,80%
60	47,00	47,00			0,150		541,68	469,68		149,11	24,10%
65	40,81	37,67			0,121		470,33	392,33		226,47	36,60%
70	41,57	35,63			0,114		479,12	395,12		223,67	36,15%
75	42,29	33,84			0,108		487,46	397,46		221,34	35,77%
80	42,98	32,24			0,103		495,39	399,39		219,41	35,46%
85	43,64	30,80			0,099		502,95	400,95		217,84	35,20%
90	44,27	29,51			0,094		510,19	402,19		216,60	35,00%
95	44,87	28,34			0,091		517,13	403,13		215,66	34,85%
100	45,45	27,27	14.406,51	0,80	0,087	0,02	523,81	403,81	118,79	214,99	34,74%
105	46,01	26,29			0,084		530,23	404,23		214,56	34,67%
110	46,54	25,39			0,081		536,44	404,44		214,36	34,64%
115	47,06	24,56			0,079		542,43	404,43		214,36	34,64%
120	47,57	23,78			0,076		548,23	404,23		214,56	34,67%
125	48,06	23,07			0,074		553,86	403,86		214,93	34,73%
130	48,53	22,40			0,072		559,32	403,32		215,48	34,82%
135	48,99	21,77			0,070		564,62	402,62		216,18	34,94%
140	49,44	21,19			0,068		569,77	401,77		217,02	35,07%
145	49,87	20,64			0,066		574,79	400,79		218,00	35,23%
150	50,30	20,12			0,064		579,69	399,69		219,11	35,41%
155	50,71	19,63			0,063		584,46	398,46		220,33	35,61%
160	51,12	19,17			0,061		589,12	397,12		221,68	35,82%
165	51,51	18,73			0,060		593,67	395,67		223,13	36,06%
170	51,90	18,32			0,059		598,11	394,11		224,68	36,31%
175	52,27	17,92			0,057		602,46	392,46		226,33	36,58%
180	52,64	17,55			0,056		606,72	390,72		228,07	36,86%
185	53,00	17,19			0,055		610,89	388,89		229,90	37,15%
190	53,36	16,85			0,054		614,98	386,98		231,82	37,46%
195	53,71	16,53			0,053		618,98	384,98		233,81	37,78%
200	54,05	16,21			0,052		622,91	382,91		235,88	38,12%

205	54,38	15,92			0,051		626,77	380,77		238,02	38,47%
210	54,71	15,63			0,050		630,56	378,56		240,23	38,82%
215	55,03	15,36			0,049		634,28	376,28		242,51	39,19%
220	55,35	15,10			0,048		637,94	373,94		244,86	39,57%
225	55,66	14,84			0,048		641,53	371,53		247,26	39,96%
230	55,97	14,60			0,047		645,06	369,06		249,73	40,36%
235	56,27	14,37			0,046		648,54	366,54		252,25	40,77%
240	56,57	14,14			0,045		651,96	363,96		254,83	41,18%
245	56,86	13,93			0,045		655,33	361,33		257,46	41,61%
250	57,15	13,72			0,044		658,65	358,65		260,14	42,04%
255	57,43	13,51			0,043		661,92	355,92		262,87	42,48%
260	57,71	13,32			0,043		665,14	353,14		265,65	42,93%
265	57,99	13,13			0,042		668,32	350,32		268,48	43,39%
270	58,26	12,95			0,041		671,45	347,45		271,35	43,85%
275	58,53	12,77			0,041		674,53	344,53		274,26	44,32%
280	58,79	12,60			0,040		677,58	341,58		277,21	44,80%
285	59,05	12,43			0,040		680,58	338,58		280,21	45,28%
290	59,31	12,27			0,039		683,55	335,55		283,24	45,77%
295	59,56	12,11			0,039		686,48	332,48		286,32	46,27%
300	59,81	11,96			0,038		689,37	329,37		289,42	46,77%
305	60,06	11,82			0,038		692,22	326,22		292,57	47,28%
310	60,31	11,67			0,037		695,04	323,04		295,75	47,79%
315	60,55	11,53			0,037		697,83	319,83		298,96	48,31%
320	60,79	11,40			0,036		700,58	316,58		302,21	48,84%
325	61,02	11,27			0,036		703,30	313,30		305,49	49,37%
330	61,26	11,14			0,036		705,99	309,99		308,80	49,90%
335	61,49	11,01			0,035		708,65	306,65		312,14	50,44%
340	61,72	10,89			0,035		711,28	303,28		315,51	50,99%
345	61,94	10,77			0,034		713,88	299,88		318,91	51,54%
350	62,16	10,66			0,034		716,45	296,45		322,34	52,09%
355	62,38	10,54			0,034		719,00	293,00		325,79	52,65%
360	62,60	10,43			0,033		721,52	289,52		329,28	53,21%

Le motivazioni del dimensionamento stabilito risiedono nella possibilità che i livelli di piena nel recettore si mantengano ai livelli di progetto per periodi piuttosto lunghi, limitando fortemente, di fatto, o addirittura impedendo lo scarico delle acque del comparto. In tale ipotesi (portata scaricata ammissibile=0) tutte le acque meteoriche del comparto debbono essere accumulate nella vasca di laminazione, come si vede dalla tabella precedente.

Durata evento pluv.	h pioggia	Intensità di pioggia	Sup. scolante	Coeff. ritardo	Portata istantanea	Portata scaricata ammissibile	Vol. complessivo	Vol. da laminare	Volume laminato nelle condutture	Capacità residua sistema condutture + vasca	Franco
min	mm	mm/h	mq		mc/s	mc/s	mc	mc	mc	mc	%
0	0,00	0,00	17.827,01	0,80	0,000	0,02	0,00	0,00	145,93	719,43	
5	9,82	117,87			0,467		140,08	134,08		585,35	81,36%
10	15,20	91,20			0,361		216,79	204,79		514,64	71,53%

15	19,62	78,50		0,311		279,88	261,88		457,55	63,60%
20	23,52	70,57		0,280		335,49	311,49		407,94	56,70%
25	27,07	64,98		0,257		386,13	356,13		363,30	50,50%
30	30,37	60,74		0,241		433,13	397,13		322,30	44,80%
35	33,47	57,37		0,227		477,30	435,30		284,13	39,49%
40	36,40	54,61		0,216		519,19	471,19		248,24	34,50%
45	39,21	52,28		0,207		559,18	505,18		214,25	29,78%
50	41,90	50,28		0,199		597,56	537,56		181,87	25,28%
55	44,49	48,54		0,192		634,54	568,54		150,89	20,97%
60	47,00	47,00		0,186		670,30	598,30		121,13	16,84%
65	40,81	37,67		0,149		581,99	503,99		215,43	29,95%
70	41,57	35,63		0,141		592,88	508,88		210,55	29,27%
75	42,29	33,84		0,134		603,19	513,19		206,24	28,67%
80	42,98	32,24		0,128		613,00	517,00		202,43	28,14%
85	43,64	30,80		0,122		622,37	520,37		199,06	27,67%
90	44,27	29,51		0,117		631,32	523,32		196,11	27,26%
95	44,87	28,34		0,112		639,91	525,91		193,52	26,90%
100	45,45	27,27		0,108		648,17	528,17		191,26	26,58%
105	46,01	26,29		0,104		656,13	530,13		189,30	26,31%
110	46,54	25,39		0,101		663,80	531,80		187,63	26,08%
115	47,06	24,56		0,097		671,22	533,22		186,21	25,88%
120	47,57	23,78		0,094		678,40	534,40		185,03	25,72%
125	48,06	23,07		0,091		685,36	535,36		184,07	25,59%
130	48,53	22,40		0,089		692,11	536,11		183,32	25,48%
135	48,99	21,77		0,086		698,67	536,67		182,76	25,40%
140	49,44	21,19		0,084		705,05	537,05		182,37	25,35%
145	49,87	20,64		0,082		711,27	537,27		182,16	25,32%
150	50,30	20,12		0,080		717,32	537,32		182,11	25,31%
155	50,71	19,63		0,078		723,23	537,23		182,20	25,33%
160	51,12	19,17		0,076		728,99	536,99		182,44	25,36%
165	51,51	18,73		0,074		734,62	536,62		182,81	25,41%
170	51,90	18,32		0,073		740,12	536,12		183,31	25,48%
175	52,27	17,92		0,071		745,50	535,50		183,93	25,57%
180	52,64	17,55		0,070		750,77	534,77		184,66	25,67%
185	53,00	17,19		0,068		755,93	533,93		185,50	25,78%
190	53,36	16,85		0,067		760,99	532,99		186,44	25,91%
195	53,71	16,53		0,065		765,95	531,95		187,48	26,06%
200	54,05	16,21		0,064		770,81	530,81		188,62	26,22%
205	54,38	15,92		0,063		775,58	529,58		189,84	26,39%
210	54,71	15,63		0,062		780,27	528,27		191,16	26,57%
215	55,03	15,36		0,061		784,87	526,87		192,55	26,76%
220	55,35	15,10		0,060		789,40	525,40		194,03	26,97%
225	55,66	14,84		0,059		793,85	523,85		195,58	27,19%
230	55,97	14,60		0,058		798,22	522,22		197,21	27,41%
235	56,27	14,37		0,057		802,52	520,52		198,91	27,65%
240	56,57	14,14		0,056		806,76	518,76		200,67	27,89%
245	56,86	13,93		0,055		810,93	516,93		202,50	28,15%
250	57,15	13,72		0,054		815,03	515,03		204,40	28,41%

255	57,43	13,51		0,054		819,08	513,08		206,35	28,68%
260	57,71	13,32		0,053		823,06	511,06		208,36	28,96%
265	57,99	13,13		0,052		826,99	508,99		210,44	29,25%
270	58,26	12,95		0,051		830,87	506,87		212,56	29,55%
275	58,53	12,77		0,051		834,69	504,69		214,74	29,85%
280	58,79	12,60		0,050		838,46	502,46		216,97	30,16%
285	59,05	12,43		0,049		842,17	500,17		219,26	30,48%
290	59,31	12,27		0,049		845,84	497,84		221,59	30,80%
295	59,56	12,11		0,048		849,47	495,47		223,96	31,13%
300	59,81	11,96		0,047		853,04	493,04		226,39	31,47%
305	60,06	11,82		0,047		856,58	490,58		228,85	31,81%
310	60,31	11,67		0,046		860,06	488,06		231,36	32,16%
315	60,55	11,53		0,046		863,51	485,51		233,92	32,51%
320	60,79	11,40		0,045		866,92	482,92		236,51	32,87%
325	61,02	11,27		0,045		870,28	480,28		239,14	33,24%
330	61,26	11,14		0,044		873,61	477,61		241,82	33,61%
335	61,49	11,01		0,044		876,90	474,90		244,53	33,99%
340	61,72	10,89		0,043		880,16	472,16		247,27	34,37%
345	61,94	10,77		0,043		883,38	469,38		250,05	34,76%
350	62,16	10,66		0,042		886,56	466,56		252,87	35,15%
355	62,38	10,54		0,042		889,71	463,71		255,72	35,54%
360	62,60	10,43		0,041		892,82	460,82		258,60	35,95%

Come si vede la vasca ha in queste condizioni un'autonomia di 6 ore, con un franco minimo (dopo 60 minuti) del 24,10%, che si ritiene adeguato in considerazione dell'approssimazione del metodo delle sole piogge utilizzato.

## 5. Progetto della rete fognaria del nuovo comparto: dimensionamento strutturale

Per il dimensionamento strutturale dei collettori si è proceduto con la verifica dei tubi attraverso l'applicazione della norma UNI 7517 e, nel caso delle tubazioni flessibili si è fatto riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association) C950/88. La norma UNI 7517, pubblicata nel 1976, è stata ritirata in data 31/03/1995 ma non sostituita e viene tuttora utilizzata come riferimento per il calcolo dei carichi agenti sulle tubazioni, dovuti al rinterro ed ai sovraccarichi esterni.

Le condizioni di posa e l'elasticità delle tubazioni influenzano le sollecitazioni ed è quindi necessario classificare le tubazioni in base all'elasticità, caratteristica che dipende dal materiale costituente il tubo e dalla natura del terreno. Da considerazioni riportate in letteratura, che si tralasciano per brevità, emerge che in generale, le tubazioni plastiche, tra cui anche quelle in PVC utilizzate per le fognature nere e per le fognature bianche, sono sempre flessibili in qualsiasi suolo.

Nelle tubazioni flessibili la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato ultimo di deformazione senza il raggiungimento di uno stato di fessurazione. Da queste osservazioni discendono due diversi metodi di verifica delle tubazioni, di seguito illustrati per i diversi casi di progetto (tubi di diverso diametro, in condizioni di minima e massima di profondità di rinterro).

### 5.1 *Tubazioni flessibili*

Per la verifica statica delle tubazioni flessibili interrate si può fare riferimento alla norma AWWA (American Water Works Association) C950/88 che si riferisce a "tubi a pressione in resine termoindurenti rinforzate con fibre di vetro" ma che può essere ragionevolmente estesa a tutti i materiali plastici ed alle tubazioni flessibili in genere. Le verifiche sono da effettuare considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali a lungo termine; è noto infatti che i materiali plastici presentano un decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche. Si definiscono requisiti di lungo termine le proprietà valutate dopo 50 anni o 100000 ore di esercizio.

Come detto, si procederà alla verifica dei diversi casi significativi, riassunti nella seguente tabella:

**Collettori da verificare**

Tratto	Verifica	D (m)	H (m)
1	BIANCHE T1-6	0,250	1,51
2	BIANCHE T6-14	0,315	1,26
3	BIANCHE T14-23	0,400	1,16
4	BIANCHE T23-31	0,630	0,65
5	BIANCHE T8-14	0,250	0,72
6	BIANCHE T16-17	0,250	1,31
7	BIANCHE T17-18	0,400	1,15
8	BIANCHE T18-23	0,500	0,65
9	NERE T1-6	0,200	1,05
10	NERE T6-9	0,250	1,04
11	NERE T4-6	0,200	0,92

Per procedere alla verifica statica dei tubi occorre innanzitutto calcolare il carico totale agente sul tubo. Nel caso delle tubazioni flessibili, a differenza di quanto valido per le tubazioni rigide, le condizioni di posa in trincea stretta o larga non incidono in realtà sulla scelta delle formule di calcolo, che verrà quindi condotto secondo un'unica modalità.

I contributi che agiscono sulla tubazione interrata sono quelli riconducibili ai seguenti carichi:

1. carico dovuto al rinterro;
2. carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili;
3. calcolo dell'effetto della massa dell'acqua contenuta nel tubo;
4. calcolo dell'eventuale carico dovuto alla falda;

Tali contributi sono calcolati come segue:

1- Carico dovuto al rinterro

La formula maggiormente cautelativa ha la forma seguente:

$$P_{ST} = H * \gamma_t * D$$

dove:

-  $P_{ST}$  carico verticale dovuto al rinterro sul tubo (N/m)

-  $\gamma_t$  forza specifica del rinterro (N/m<sup>3</sup>)

- D diametro esterno del tubo (m)

Adottando cautelativamente un valore di  $\gamma_t$  pari a 20'000 N/m<sup>3</sup> si ottiene:

Tubazioni	Tratto	D (m)	H (m)	$\gamma_t$ (N/m <sup>3</sup> )	$P_{ST}$ (N/m)
1	BIANCHE T1-6	0,250	1,51	20000	<b>7550</b>
2	BIANCHE T6-14	0,315	1,26		<b>7938</b>
3	BIANCHE T14-23	0,400	1,16		<b>9280</b>
4	BIANCHE T23-31	0,630	0,65		<b>8190</b>
5	BIANCHE T8-14	0,250	0,72		<b>3600</b>
6	BIANCHE T16-17	0,250	1,31		<b>6550</b>
7	BIANCHE T17-18	0,400	1,15		<b>9200</b>
8	BIANCHE T18-23	0,500	0,65		<b>6500</b>
9	NERE T1-6	0,200	1,05		<b>4200</b>
10	NERE T6-9	0,250	1,04		<b>5200</b>
11	NERE T4-6	0,200	0,92		<b>3680</b>

## 2- Carico dovuto ai sovraccarichi verticali mobili

Questi sovraccarichi mobili concentrati, correlati al transito di un convoglio tipo, agiscono sulla generatrice superiore del tubo e sono calcolati con la formula

$$P_{vc} = D * P_v * \varphi$$

dove:

- $P_{vc}$  carico verticale sulla generatrice superiore del tubo dovuto ai sovraccarichi mobili concentrati di un convoglio qualsiasi (N/m);
- $P_v$  è la pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai sovraccarichi mobili concentrati, in N/m<sup>2</sup>, che nel caso maggiormente cautelativo di un convoglio HT45 è stimato con la seguente espressione:  $P_v = 43100H^{-1.206}$ ;
- fattore dinamico,  $\varphi = 1 + (0.3/H)$ .

La formula fornisce i seguenti risultati:

Tubazione	Tratto	D (m)	H (m)	Pv	$\varphi$	Pvc (N/m)
1	BIANCHE T1-6	0,250	1,51	26219,9	1,1987	<b>7857</b>
2	BIANCHE T6-14	0,315	1,26	32615,98	1,2381	<b>12720</b>
3	BIANCHE T14-23	0,400	1,16	36036,36	1,2586	<b>18142</b>
4	BIANCHE T23-31	0,630	0,65	72460,91	1,4615	<b>66720</b>
5	BIANCHE T8-14	0,250	0,72	64052,23	1,4167	<b>22685</b>
6	BIANCHE T16-17	0,250	1,31	31120,61	1,2290	<b>9562</b>
7	BIANCHE T17-18	0,400	1,15	36414,61	1,2609	<b>18366</b>
8	BIANCHE T18-23	0,500	0,65	72460,91	1,4615	<b>52952</b>
9	NERE T1-6	0,200	1,05	40637,13	1,2857	<b>10450</b>
10	NERE T6-9	0,250	1,04	41108,82	1,2885	<b>13242</b>
11	NERE T4-6	0,200	0,92	47659,46	1,3261	<b>12640</b>

## 3- Calcolo dell'effetto della massa dell'acqua contenuta nel tubo

La norma UNI 7517 prevede di tener conto del carico verticale della massa d'acqua contenuta nel tubo solo nel caso di condotte di fognatura urbana e a condizione che il tubo sia posato su terreni normali esenti da zolle, con un angolo d'appoggio compreso tra 0 e 20°. Cautelativamente si calcola tale carico, pari a:

$$Pa = 5788 * d^2$$

dove:

- $Pa$  è il carico verticale sul tubo, in N/m, dovuto alla massa d'acqua contenuta;
- $d$  è il diametro interno del tubo, in m.

La formula fornisce i seguenti risultati:

Tubazione	Tratto	D (m)	H (m)	d (m)	Pa (N/m)
1	BIANCHE T1-6	0,250	1,51	0,238	<b>328</b>
2	BIANCHE T6-14	0,315	1,26	0,300	<b>521</b>
3	BIANCHE T14-23	0,400	1,16	0,380	<b>836</b>
4	BIANCHE T23-31	0,630	0,65	0,599	<b>2077</b>
5	BIANCHE T8-14	0,250	0,72	0,238	<b>328</b>

6	BIANCHE T16-17	0,250	1,31	0,238	<b>328</b>
7	BIANCHE T17-18	0,400	1,15	0,380	<b>836</b>
8	BIANCHE T18-23	0,500	0,65	0,475	<b>1306</b>
9	NERE T1-6	0,200	1,05	0,188	<b>205</b>
10	NERE T6-9	0,250	1,04	0,238	<b>328</b>
11	NERE T4-6	0,200	0,92	0,188	<b>205</b>

#### 4- Calcolo e verifica dell'inflessione diametrale.

Per tubazioni in PVC l'inflessione diametrale a lungo termine della condotta non deve superare il 5% del diametro della condotta. L'inflessione massima anticipata nella tubazione, con il 95% di probabilità è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e W_c + W_L) K_x r^3}{E_t I + 0,061 K_a E_s r^3} + \Delta a$$

dove:

- $y$  è l'inflessione verticale del tubo (cm);
- $D_e$  è il fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo, assunto per un grado di costipamento da moderato a elevato, pari a 2;
- $W_c$  è il carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza (N/cm);
- $W_L$  è il carico mobile sul tubo per unità di lunghezza (N/m);
- $K_x$  è il coefficiente di inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo, assunto per un angolo equivalente di letto pari a  $60^\circ$ , per fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo;
- $r$  è il raggio medio del tubo pari a  $(D-s)/2$  (cm);
- $E_t I$  è il fattore di rigidità trasversale della tubazione ( $N/cm^2$ )
- $E_s$  è il modulo elastico del terreno ( $N/cm^2$ )
- $K_a, a$  sono parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statistica dell'inflessione).

Nel caso delle verifiche in esame vengono scelti:

- tubi in PVC di classe SN=4, rigidità pari a  $4'000 N/m^2$ ;
- $D_e$  viene assunto pari a 2 per gradi di costipamento da moderato o elevato;
- $K_x$  corrispondente a fondo sagomato con materiale di riempimento moderatamente costipato ai fianchi del tubo (densità Proctor  $> 85\%$  e  $< 95\%$ ) o materiale di letto e rinfianco di tipo ghiaioso pari a 0,103;
- $K_a$  e  $a$  uguali rispettivamente a 0,75 e 0;
- $E_s$  pari a  $690 N/cm^2$ ;
- Il fattore di rigidità trasversale della tubazione viene assunto pari a  $0,2 N/cm^2$ , dunque dimezzato rispetto al valore originale delle tubazioni in PVC di classe SN=4.

Si ottengono i seguenti risultati:

Tubazione	Tratto	W <sub>c</sub>	W <sub>L</sub>	r	D	Δy	Δy/D
		N/cm	N/cm	cm	cm	cm	%
1	BIANCHE T1-6	75,50	78,57	11,90	25,000	0,749059	3,00
2	BIANCHE T6-14	79,38	127,20	15,00	31,500	0,93305	2,96
3	BIANCHE T14-23	92,80	181,42	19,00	40,000	1,197544	2,99
4	BIANCHE T23-31	81,90	667,20	29,95	63,000	2,71142	4,30
5	BIANCHE T8-14	36,00	226,85	11,90	25,000	0,975104	3,90
6	BIANCHE T16-17	65,50	95,62	11,90	25,000	0,73942	2,96
7	BIANCHE T17-18	92,00	183,66	19,00	40,000	1,199606	3,00
8	BIANCHE T18-23	65,00	529,52	23,75	50,000	2,15192	4,30
9	NERE T1-6	42,00	104,50	9,40	20,000	0,615028	3,08
10	NERE T6-9	52,00	132,42	11,90	25,000	0,771393	3,09
11	NERE T4-6	36,80	126,40	9,40	20,000	0,652569	3,26

Tutte le verifiche condotte per i casi rappresentativi (diversi diametri dei tubi, spessore di rinterro massimo e minimo), risultano positive, essendo l'inflessione diametrale a lungo termine della condotta non superiore al 5% del diametro della condotta.

Correggio, lì 28/08/2020