

OGGETTO :

LOTTIZZAZIONE

"VILLA DELLE ROSE ECOTRE"

DOCUMENTO :

ALLEGATO n. 10

Relazioni Idrauliche

data 04/05/2023

Committente:

VILLA DELLE ROSE SRL

Via Cristoforo Colombo, 93

29122 Piacenza

PROGETTISTI:

ARCH. GIORGIO CISINI

Via Campagna, 43

29121 PIACENZA

c.f. CSNGRG63P19D150L

GEOM. MARCO MERLI

Via Gambara, 2

29122 PIACENZA

c.f. MRLMRC57P13G535X

**RELAZIONE IDRAULICA**  
**RETE DI FOGNATURA METEORICA**  
**LOTTIZZAZIONE "VILLA DELLE ROSE ECOTRE"**  
**VIA IV NOVEMBRE - COMUNE DI PONTENURE (PC)**

- 1. PREMESSA E STATO DI FATTO**
- 2. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA**
- 3. METODO CINEMATICO LINEARE**
- 4. SOLUZIONE DI PROGETTO**
- 5. VERIFICA DELLA TUBAZIONE DI RECAPITO E DELL'INVASO DI LAMINAZIONE**

il tecnico progettista

A circular stamp with a handwritten signature over it. The stamp contains the text "PROFESSIONE INGENGERIA" at the top, "PONTENURE (PC)" at the bottom, and "14/03/2023" in the center. The signature is written in black ink and is somewhat stylized.

Piacenza, 14.03.2023

## 1. PREMESSA E STATO DI FATTO

La presente relazione tecnica ha per oggetto il dimensionamento della rete di smaltimento acque meteoriche provenienti dal nuovo insediamento da realizzarsi in via IV Novembre a Pontenure (PC).

Tale lottizzazione, denominata "Villa delle Rose Ecotre", si inserisce nel comparto funzionale inserito nel POC di Pontenure come "Ambiti di nuova previsione per ampliamento degli insediamenti residenziali – Ambito R 1".

Il recapito fognario è individuato in una nuova vasca di laminazione da realizzarsi a carico del lottizzante, con recapito finale nel Canale Consortile denominato "Varvera".

La superficie oggetto di intervento è pari complessivamente a 23.071,76 mq di cui 3.774,24 mq di superficie coperta, 5.495,80 mq di strade, marciapiedi e parcheggi in asfalto e 12.005,48 mq di aree verdi pubbliche e private e 1.796,24 mq di pavimentazioni semipermeabili.

Le scelte progettuali effettuate ottemperano a quanto previsto in materia dalla normativa vigente nazionale (D.Lgs. 152/99 e s.m.i.) e da quella regionale, oltre a quanto prescritto nello specifico dall'Ente Gestore IREN.

## 2. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE FOGNARIA

La scelta progettuale della tipologia delle tubazioni dipende dall'affidabilità a lungo termine, dalla conducibilità dal punto di vista idraulico, dalla resistenza all'abrasione a fronte di un costo iniziale inferiore, ovvero si potrà optare per condotte in materiale plastico come PEAD o PVC oppure su tubi prefabbricati in calcestruzzo armato. **Nello specifico saranno adottate per lo più tubazioni in PVC SN8 eccetto per un breve tratto in CLS armato, come prescritto da IREN.**

Il parametro determinante per garantire una buona conducibilità idraulica alle acque di scarico convogliate nella tubazione è rappresentato dalla scabrezza idraulica  $k$ , ossia la rugosità interna della condotta, che, in favore di sicurezza, è possibile assumere pari a 0,25 mm, corrispondente circa ad un coefficiente di scabrezza secondo Strickler pari a 90 m<sup>1/3</sup>/sec.

In particolare si fa riferimento alla formula di Gauckler – Strickler:

$$V = K_s \cdot R(h)^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

ed all'equazione di continuità:

$$Q = A(h) \cdot V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot V$$

in cui:

- $V$  = velocità di scorrimento (m/sec)
- $D$  = diametro interno della tubazione (mm)
- $J$  = pendenza motrice (m/m)
- $Q$  = portata (mc/sec)
- $Ks$  = scabrezza di esercizio = 90 (m<sup>1/3</sup>/sec) per il PVC
- $R(h)$  = raggio idraulico del canale (m) =  $A(h) / P(h)$ , in cui  $P(h)$  rappresenta il perimetro bagnato dalla sezione idrica espresso in funzione della quota di riempimento  $h$

La verifica non verrà effettuata sulla base del funzionamento a bocca piena del collettore fognario, ma occorre stabilire un opportuno franco di sicurezza che consenta una completa ed efficace aerazione della canalizzazione ed impedisca ai fenomeni ondosi, che possono innescarsi sulla superficie libera, di occludere momentaneamente lo speco provocando fenomeni di battimento pericolosi per la durata e la stabilità della condotta.

Per condotte circolari, quale è quella di progetto, si assume generalmente un valore del franco pari a 0,8 volte il diametro interno della condotta, al quale corrispondono i seguenti valori di velocità e portata rapportati al funzionamento a bocca piena:

$$V = 1,142 \cdot V, b.p.$$

$$Q = 0,978 \cdot Q, b.p.$$

Per quanto riguarda i vincoli sulle velocità di deflusso delle acque di scarico, occorre fare riferimento alla Circolare del Ministero dei LL.PP. n.11633 del 07/01/1974 (contenente istruzioni per la progettazione delle fognature), la quale indica quale velocità minima necessaria alla rimozione ed al trasporto dei materiali sedimentati un valore pari a 0,5 – 0,6 m/sec, mentre per quanto riguarda la velocità massima viene posto un valore pari a 4,0 – 7,0 m/sec, dipendente sia dal materiale costituente il condotto che dalla rarità dell'evento meteorico critico, oltre il quale potrebbero aversi, a lungo termine, problemi di abrasione sulla superficie interna della tubazione. A tale proposito occorre precisare che l'abrasione del fondo e delle pareti della canalizzazione è causata dall'azione meccanica esercitata dal materiale solido (in particolare dalla sabbia) trasportato dalla corrente idrica.

Sono pertanto soggette ad abrasione soprattutto le canalizzazioni con pendenze medio – alte, destinate al trasporto di acque pluviali che trascinano in fognatura materiali provenienti dalla

disgregazione del manto stradale, dalle pavimentazioni e, più in generale, dal bacino tributario. Nel caso in esame la scelta del PVC appare adeguata in quanto tale materiale possiede un'ottima resistenza all'abrasione, mentre l'adozione di tubazioni o scatolari prefabbricati in calcestruzzo non preoccupa da questo punto di vista in quanto verranno posati con pendenze estremamente ridotte alle quali corrisponderà una minore velocità di deflusso e quindi un minor rischio di usura.

Per verificare la rete di convogliamento delle acque bianche occorre considerare le caratteristiche delle superfici di scorrimento coinvolte ed il regime pluviometrico della zona, valutare la tipologia delle tubazioni, la pendenza di posa dei collettori e verificare infine che la capacità idraulica di smaltimento della rete risulti compatibile con l'evento meteorico di progetto.

**In conformità a quanto riportato nelle "Linee guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari" redatte da IREN, per la zona di Piacenza e provincia sono di consueto utilizzo i seguenti parametri statistici:**

$$a = 42,00 \text{ mm/h}$$

$$n = 0,35$$

**e si riferiscono ad una linea segnalatrice di possibilità pluviometrica con un tempo di ritorno pari a 10 anni:**

$$h = a * d ^ n = 42,00 * d ^ 0,35$$

**in cui:**

**h - rappresenta l'altezza media di pioggia di durata unitaria espressa in mm**

**d - rappresenta la variabile dell'espressione, ossia la durata di pioggia espressa in ore**

**n - rappresenta l'esponente di scala**

Il tempo di ritorno prescelto, pari a 10 anni, rappresenta il miglior compromesso tra l'insufficienza del sistema idraulico a fronte di eventi eccezionalmente intensi e costo delle opere.

A questo punto occorre effettuare l'ipotesi di intensità di pioggia uniforme (costante) per tutta la durata dell'evento di progetto, posta allo scopo di proseguire in maniera spedita nella trattazione senza pregiudicare il risultato finale, che in ogni caso verrà ottenuto in favore di sicurezza.

### **3. METODO CINEMATICO LINEARE**

Il metodo della corrivazione o cinematico lineare discende dall'antica formula razionale e il modello è costituito da una rete di canali che si ipotizzano in moto uniforme.

La formula per determinare la portata critica in questo caso è la seguente:

$$Q_{cr} = \phi * i * A / 3600$$

in cui:

$Q_{cr}$  è la portata critica espressa in l/sec

$\phi$  è il coefficiente di afflusso in rete, adimensionale

$i$  è l'intensità di pioggia in corrispondenza del tempo di corrivazione  $T_c$  espressa in mm/h

$A$  è l'area del bacino espressa in mq

Per determinare il coefficiente di afflusso, che esprime la quantità di acqua che affluisce nella rete di fognatura rispetto al volume totale della precipitazione di progetto, occorre effettuare una media pesata sulle aree dei vari sottobacini dell'area in oggetto ovvero:

$A_{totale} = 23.071,76$  mq

$A_{superfici\ coperte} = 3.774,24$  mq (coeff. afflusso = 0,9)

$A_{strade\ e\ parcheggi} = 5.495,80$  mq (coeff. afflusso = 0,9)

$A_{permeabili\ verdi} = 12.005,48$  mq (coeff. Afflusso = 0,2)

$A_{parzialmente\ permeabili\ (autobloccanti\ su\ verde\ >\ 70cm)} = 1.796,24$  mq (coeff. Afflusso = 0,4)

**Il coefficiente di afflusso mediato è pari a:**

$$\phi = (\sum A_i * \phi_i) / A_{totale} = 0,51$$

Nel caso in esame, viste le ridotte dimensioni del bacino, è possibile determinare il tempo di corrivazione come segue:

$$T_c = T_a + T_r$$

in cui:

$T_a$  = tempo di accesso alla rete = tempo necessario alla singola goccia d'acqua per raggiungere la rete fognaria = mediamente 5-10 minuti - si assume 10 minuti

$T_r$  = tempo di rete = tempo necessario alla singola goccia d'acqua per raggiungere il recapito dal punto più lontano della rete calcolato con la velocità determinata dal rapporto tra la portata  $Q_r$  del singolo tratto di fognatura secondo un opportuno franco di riempimento e la lunghezza del percorso  $L_r$  fino alla sezione di chiusura

Considerando

Operando in questo modo si ottiene per la sezione di chiusura finale:

$$T_c = 10,00 + 2,33 = 12,33 \text{ min}$$

da cui:

$$i = h / d = a * d^n / d = a * d^{(n-1)} = a * Tc^{(n-1)} = 117,45 \text{ mm/ora}$$

e quindi:

$$Q_{cr} = \phi * i * A / 3600 = 385,68 \text{ l/sec}$$



Una volta fissati i valori del diametro, della pendenza e della scabrezza idraulica della tubazione, è possibile effettuare la verifica tramite il confronto della portata critica con la portata smaltibile dalla condotta secondo un opportuno franco di riempimento, avendo cura infine di verificare la rispondenza delle caratteristiche cinematiche della corrente fluida a quanto raccomandato dalla normativa ed il rispetto degli elementari criteri di semplicità gestionale della rete.

#### 4. SOLUZIONE DI PROGETTO

La rete di fognatura è stata dimensionata sulla base di quanto esposto ai paragrafi precedenti. In particolare, per l'ultimo tratto è stata determinata una **portata critica  $Q_{cr}$  (relativa all'intero comparto in oggetto) pari a 385,68 l/sec** ovvero  $u = 166,96 \text{ l/sec/ha}$ , compatibile con una tubazione in CLS DN800 che, al 2,0 per mille di pendenza con un franco di riempimento del 70%, può convogliare ca. **515 l/sec.** assolvendo abbondantemente alla sua funzione.

Nella tabella allegata sono riportati i risultati dei calcoli per ogni tratto della fognatura meteorica rispetto al proprio sottobacino di competenza.

#### 5. VASCA DI LAMINAZIONE

Come richiesto sia da IRETI sia dal Consorzio di Bonifica di Piacenza, occorre infine verificare che il sistema fognario, costituito dalla tubazione fognaria di recapito incl. diam. 800 cm e dall'invaso di laminazione, sia compatibile con i nuovi apporti meteorici provenienti dalla lottizzazione in oggetto.

La portata meteorica critica della lottizzazione in oggetto è già stata calcolata:

**$Q$  meteorica di punta totale = 385,68 l/s**

**Occorre ora determinare il volume dell'invaso necessario alla laminazione delle acque meteoriche prima del recapito al Canale denominato "Varvera".**

Utilizzando il metodo delle sole piogge, utilizzando i dati suggeriti da Ireti, la determinazione della durata critica per il volume di invasore  $T_{cr}$  ossia la durata per la quale si ha il massimo volume invasore  $V_{inv,cr}$  si ottiene dalla seguente relazione:

$$T_{cr} = Q_{cr} / (2,78 * S_{tot} * \phi_{med} * a' * n')^{1/(n'-1)}$$

in cui:

$S_{tot}$  = superficie totale comparto = 23.071,80 mq = 2,30 ha

$S_{imp}$  = superficie impermeabile (tetti, strade, piazzali) = 9.270,08 mq (coeff. allusso

0,9)

$S_{perm} = \text{superfici permeabili (verde pubblico e privato)} = 12.005,48 \text{ mq (coeff. afflusso } 0,2)$

$S_{par perm} = \text{superfici parzialmente impermeabili (pavimentazioni in autobloccanti su verde } > 70 \text{ cm.)} = 1.796,24 \text{ mq (coeff. afflusso } 0,6)$

$\phi_{med} = \text{coefficiente afflusso medio ponderale} = (\sum A_i * \phi_i) / A_{totale} = 0,51$

$a = 42,00$

$n = 0,35$

**$Q_r = 11,50 \text{ l/sec}$  portata massima imposta all'uscita dell'invaso prima dell'immissione nel Canale Consortile denominato Varvera, corrispondente ad un coefficiente udometrico  $u = 5 \text{ l/sec/ha}$ . Tale valore di portata sarà garantito dall'installazione di una valvola di regolazione di portata di tipo Hydroslide, montata sul pozzetto a monte dell'immissione.**

si ottiene quindi  $T_{cr} = 9,05$  ore

La determinazione del volume di invaso  $V_{cr}$ , necessario a laminare la portata massima in ingresso al valore imposto pari a 11,50 l/sec si ottiene dalla seguente relazione:

$$V_{cr} = 10 * S_{imp} * \phi_{imp} * a * T_{cr}^n - 3,6 * Q_{cr} * T_{cr} = 697,56 \text{ mc}$$

Occorre infine verificare, come richiesto dal Consorzio di Bonifica di Piacenza, che il volume di invaso risulti verificato anche utilizzando i dati del PAI con un tempo di ritorno pari almeno a 50 anni. Dato che tali dati sono tabulati con tempi di ritorno pari a 20, 100, 200 e 500 anni si farà riferimento, per avere un ulteriore margine di sicurezza, ad un tempo di ritorno pari a 100 anni.

Nel caso in esame la cella pluviometrica del PAI (Piano di Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino del fiume Po) nell'area di Pontenure è caratterizzata dai seguenti parametri:

$$\begin{aligned} T_{ritorno} = 50 \text{ anni} \quad a = 55,67 \text{ mm/h} \\ n = 0,27 \end{aligned}$$

e si riferiscono ad una linea segnalatrice di possibilità pluviometrica con un tempo di ritorno pari a 50 anni:

$$h = a * d^n = 55,67 * d^{0,27}$$

Sviluppando lo stesso procedimento utilizzato a partire dai dati suggeriti da IRETI (riferiti alla curva dell'Ing. Gregori elaborata con un tempo di ritorno pari a 10 anni), si ottiene un volume pari a:

$$V_{cr} = 822,49 \text{ mc}$$

Si conclude che tale volume, in ragione di sicurezza, sarà il volume da assegnare alla vasca di laminazione in progetto.

Piacenza 14.03.2023

LSPP	a = 42
	n = 0,35

Tratto	A sottob. (mq)	A bac. (ha)	$\phi$ (-)	L (m)	i	Qc (l/sec)	Tubo	DN	D int. (m)	pend.	Ks	Q 70%	Tp (sec)	Ti (sec)	Tcrit (ore)
A-B	2.279,64	0,28	0,51	32,00	130,13	50,86	PVC	400	0,376	0,0020	90	77	31,8	600,0	0,18
B-C	6.231,47	0,62	0,55	85,00	123,49	116,92	PCV	500	0,470	0,0020	90	141	84,6	600,0	0,19
C-D	8.708,73	0,87	0,55	125,00	119,02	159,11	PVC	630	0,593	0,0020	90	260	124,8	600,0	0,20
D-E	11.432,1 3	1,14	0,56	125,00	119,02	212,79	PVC	630	0,593	0,0020	90	260	124,8	600,0	0,20
E-F	1.218,00	0,12	0,59	25,00	131,07	26,22	PVC	400	0,376	0,0020	90	77	24,6	600,0	0,17
H-I	4.483,20	0,45	0,44	50,00	127,77	70,04	PVC	400	0,376	0,0020	90	77	49,8	600,0	0,18
G-H	7.019,70	0,70	0,47	95,00	122,33	110,93	PVC	500	0,470	0,0020	90	141	94,8	600,0	0,19
E-G	9.727,76	0,97	0,52	135,00	117,96	164,21	PVC	630	0,593	0,0020	90	260	135,0	600,0	0,20
E-L	23.071,7 6	2,31	0,51	140,00	112,10	368,12	CLS	800	0,800	0,0020	80	515	139,8	600,0	0,20

**RELAZIONE IDRAULICA  
RETE DI FOGNATURA NERA  
LOTTIZZAZIONE "VILLA  
DELLE ROSE ECOTRE"  
VIA IV NOVEMBRE - COMUNE DI PONTENURE  
(PC)**

- 1. PREMESSA E STATO DI FATTO**
- 2. IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI SCARICO**
- 3. LA RETE DI SMALTIMENTO**

il tecnico progettista

## 1. PREMESSA E STATO DI FATTO

La presente relazione ha per oggetto la progettazione della rete fognaria di smaltimento delle acque nere provenienti dal nuovo insediamento residenziale da realizzarsi in via IV Novembre a Pontenure (PC).

Tale lottizzazione, denominata "VILLA DELLE ROSE ECOTRE", si inserisce nel medesimo comparto funzionale inserito nel POC di Pontenure.

Il recapito fognario è individuato in via Don Bruschi, ad est del comparto, dove esiste una condotta in PVC DN250 mm che recapita alla rete fognaria comunale e che ha abbondante capacità residua per accogliere i reflui provenienti dal comparto.

Le scelte progettuali effettuate ottemperano a quanto previsto in materia dalla normativa vigente nazionale (D.Lgs. 152/99 e s.m.i.) e da quella regionale, oltre a quanto prescritto nello specifico dall'Ente Gestore IREN.

## 2. IL TRATTAMENTO DELLE ACQUE DI SCARICO

Il sistema di scarico è costituito dall'insieme di tubazioni e dei relativi accessori che collegano i dispositivi di scarico dei vari apparecchi sanitari alla rete fognaria comunale.

Le acque usate possono essere distinte in due categorie:

- acque fecali nere, quando provengono da apparecchi igienici sanitari, in particolare WC e orinatoi;
- acque saponose grigie, quando provengono da apparecchiature dove si fa uso di detersivi (lavatrici, lavastoviglie, lavelli da cucina, lavabi, vasche da bagno, docce, ecc.).

**Nel caso in esame sono presenti n.15 lotti residenziali per un totale di n.51 unità abitative con relativi edifici di nuova costruzione, per ognuno dei quali possiamo considerare n.2 WC, n.2 bidet, n.2 lavabi, n.1 lavelli, n.1 docce, n.1 vasca e n.1 lavatrice.**

In conformità a quanto prescritto dalla vigente normativa in materia la raccolta delle suddette acque di scarico avverrà in modo separato, convogliando le acque fecali nere in idonea fossa biologica chiarificatrice ispezionabile e le acque saponose grigie in apposito pozzetto di decantazione / degrassatore ispezionabile.

Dalla rete interna le acque di rifiuto verranno separatamente convogliate in appositi pozzetti di ispezione muniti di sifone, da installarsi all'esterno dei fabbricati.

A partire dai suddetti elementi di ispezione le acque fecali nere saranno convogliate nella fossa biologica chiarificatrice, mentre le acque saponose grigie verranno conferite nel pozzetto di decantazione o degrassatore.

Dalla fossa biologica e dal pozzetto di decantazione le acque di rifiuto saranno convogliate in un pozzetto di ispezione unico posto in adiacenza alla strada di lottizzazione, dal quale verranno recapitate nella linea fognaria principale da realizzare in sede stradale a servizio della stessa lottizzazione.

La fossa biologica rappresenta il primo stadio di depurazione primaria per acque di scarico previsto dalle leggi vigenti.

Tale manufatto è composto da due comparti fra loro comunicanti: uno superiore di sedimentazione ed uno inferiore di digestione.

Il liquame arriva nel comparto di sedimentazione dove i solidi sospesi sedimentabili precipitano, lungo le pareti inclinate della tramoggia, nel sottostante comparto di accumulo e di digestione attraverso la fessura longitudinale di comunicazione.

Le parti in sospensione si accumulano formando una spessa crosta, che periodicamente deve essere rimossa; l'acqua esce chiarificata dopo un tempo di ritenzione di circa 4-6 ore, non entrando in alcun modo in contatto con il comparto inferiore.

Le sostanze sedimentate sul fondo vengono digerite da batteri anaerobici, mentre il gas biologico prodotto dalla fermentazione sarà opportunamente smaltito.

Le acque saponose grigie dovranno essere convogliate separatamente dalle acque fecali nere, in quanto un conferimento congiunto in fossa biologica determinerebbe l'interruzione della fermentazione metanica, da cui conseguono il deflusso di acqua non depurata e l'insorgere di cattivi odori a seguito dell'eliminazione della flora batterica anaerobica.

È opportuno quindi separare sia i grassi presenti nell'acqua sia le schiume dei detersivi, ricorrendo ad apposito manufatto costituito da un pozzetto di decantazione suddiviso in scomparti:

- nel primo si raccoglieranno i residui grossolani di cibo che riescono a passare dallo scarico del lavello, oltre ad un notevole quantitativo di grasso e schiuma galleggianti;
- nel secondo, dopo un passaggio a sifone, confluirà ancora parte dei grassi contenuti nell'acqua;
- nel terzo, dopo un ulteriore passaggio a sifone, l'acqua, ormai depurata dall'elevata concentrazione di detersivi combinati con il grasso, potrà fuoriuscire per essere convogliata in fognatura assieme al liquame chiarificato in fossa biologica.

Il parametro fondamentale al quale si fa riferimento in questi casi per dimensionare i manufatti di trattamento delle acque di scarico è rappresentato dal numero di abitanti equivalenti, dato dalla somma degli abitanti effettivi di una certa zona aumentati di una quantità di abitanti "virtuali" calcolata in modo che corrisponda al carico organico derivante dalle attività produttive che si svolgono nella stessa zona.

La direttiva CEE 91/271 del 21/05/1991 definisce l'abitante equivalente come quello che produce un carico organico biodegradabile pari a 60 g/giorno in termini di BOD5 (a tale proposito si ricorda che il BOD5 rappresenta la quantità di ossigeno consumata per l'ossidazione biologica della sostanza organica dopo 5 giorni).

La determinazione degli abitanti equivalenti viene effettuata sulla base di quanto disposto in materia dalla Regione Emilia Romagna, ovvero considerando 1 a.e. per ogni camera di superficie fino a 14 mq e 2 a.e. per ogni camera con superficie superiore a 14 mq.

Nel caso in esame si possono considerare 1 camera di superficie superiore a 14 mq e 1 camera di superficie inferiore a 14 mq per ogni unità abitativa, ovvero:

**n° abitanti equivalenti AE = 51 unità abitative \* (2\*1 + 1\*1) = 153 AE pari a n.3 AE per ogni unità abitativa**

valore che appare congruente al numero di abitanti teoricamente insediabili nella lottizzazione pari a 153 unità (solitamente si considera per le lottizzazioni residenziali un abitante equivalente per ogni abitante teoricamente insediabile).

**Considerando per ogni unità abitativa l'installazione di una fossa biologica tipo imhoff e di un degrassatore dimensionati per un minimo di 3 a.e. si può concludere che tali manufatti sono adeguati alle necessità e risultano idonei.**

Dalla fossa biologica e dal degrassatore come detto le acque di rifiuto verranno convogliate ad un pozzetto di ispezione terminale dotato di sifone dal quale saranno convogliate nella fognatura che verrà posata in sede stradale.

### **3. LA RETE DI SMALTIMENTO**

La rete di fognatura nera sarà realizzata in PVC conformemente alle prescrizioni di IRETI di cui ai "Criteri generali per la progettazione, la costruzione ed il collaudo delle reti di fognatura da realizzarsi nei piani di urbanizzazione" SPC/F/002 rev.3 del 01.12.2006 e al Quaderno Tecnico "Linee guida per l'individuazione dei criteri tecnici da adottare nella progettazione dei sistemi fognari".

La scelta del diametro minimo delle tubazioni esterne di allaccio, pari a 160 mm, è stata effettuata sulla base di considerazioni di ordine gestionale, privilegiando dal punto di vista tecnico ed economico l'esercizio futuro del nuovo sistema di tubazioni rispetto ad un costo iniziale minore, ciò in accordo anche a quanto prescritto nelle norme tecniche di IRETI per gli allacciamenti, mentre per le condotte di recapito principali in strada il diametro minimo sarà pari a 250 mm.

I pozzetti di ispezione avranno una dimensione minima di 1,00 m x 1,00 m con profondità variabile, dotati di chiusini in ghisa carrabile se ubicati sulla viabilità stradale, ciò in accordo alle prescrizioni di IRETI.

Nel seguito verrà dapprima determinata la portata nera di punta, a cui seguirà una verifica idraulica delle tubazioni prescelte.

Il calcolo delle portate di tempo asciutto, ovvero le acque provenienti da scarichi civili ed industriali, presenta notevoli incertezze, sia perché non è facile definire quale sarà la richiesta



d'acqua potabile della popolazione e delle industrie durante tutta la vita dell'opera (in genere non meno di 40 – 50 anni), sia perché non è facile prevedere tutti gli altri elementi che influiscono sulla portata in fogna e precisamente:

- la percentuale di acqua distribuita che raggiunge il recapito previsto;
- la ripartizione delle portate nelle varie ore del giorno.

Le portate medie di tempo asciutto delle fogne a servizio delle aree residenziali e industriali vengono normalmente determinate facendo riferimento agli utenti serviti, alla dotazione idrica per abitante e per giorno e ad un opportuno coefficiente di dispersione che tenga conto dell'aliquota di acqua distribuita che non viene scaricata nelle fogne.

Il dimensionamento della rete di scarico delle acque di rifiuto va effettuato ricercando il valore della massima portata contemporanea, vale a dire il valore massimo che la portata reflua della rete di scarico assume nel suo periodo più critico (periodo di punta).

La metodologia oggi più accurata è rappresentata dal metodo delle unità di scarico (DU), dettagliatamente illustrata dalla norma UNI 12056 "Sistemi di scarico funzionanti a gravità all'interno degli edifici. Impianti per acque reflue, progettazione e calcolo".

Il calcolo della portata di punta  $Q_{ww}$  è dato dalla sommatoria delle portate convenzionali di scarico di ciascun apparecchio sanitario moltiplicata per un coefficiente di frequenza  $K$  che dipende dalla tipologia di utilizzo dei servizi igienici e che nel caso di abitazioni, locande e uffici si può assumere uguale a 0,50.

Nel caso in esame si ha pertanto:

$$Q_{ww} = K * RADQ [13 * (N * q_{lavabo/bidet} + N * q_{wc} + N * q_{doccia} + N * q_{lavello} + N * q_{lavatrice} + N * q_{vasca})] = 0,50 * RADQ [15 * (4 * 0,50 + 2 * 2,00 + 1 * 0,60 + 1 * 0,80 + 1 * 0,80 + 1 * 0,80)] \text{ l/sec} = 5,81 \text{ l/sec}$$

Tale valore rappresenta la massima portata nera complessiva scaricata da tutte le unità abitative, che andrebbe ridotto secondo un ulteriore fattore di contemporaneità tra le stesse che qui non consideriamo volendo conservare un sufficiente margine di sicurezza.

Volendo invece procedere in altro modo è possibile partire dalla determinazione del numero di abitanti equivalenti, dato dalla somma degli abitanti effettivi di una certa zona aumentati di una quantità di abitanti "virtuali" calcolata in modo che corrisponda al carico organico derivante dalle attività produttive che si svolgono nella stessa zona.

La direttiva CEE 91/271 del 21/05/1991 definisce l'abitante equivalente come quello che produce un carico organico biodegradabile pari a 60 g/giorno in termini di BOD5 (a tale proposito si ricorda che il BOD5 rappresenta la quantità di ossigeno consumata per l'ossidazione biologica della sostanza organica dopo 5 giorni).

La portata nera media annua è data quindi dalla seguente relazione:

$$Q_m = (1-e) \cdot d \cdot P / 86400$$

in cui:

$Q_m$  è la portata media nera (l/sec)

$P$  è il numero di abitanti equivalenti = 153

$d$  è la dotazione idrica media annua = 250 l/ab/giorno

$e$  è il coefficiente di dispersione che tiene conto dell'aliquota di dotazione idrica che non raggiunge la fogna = 20%

dalla quale si ottiene quindi  $Q_m = 0,35$  l/sec

Tale valore andrà però pesato secondo opportuni coefficienti di utilizzo per ottenere la massima portata nera contemporanea  $Q_{nc, max}$ , ovvero:

$$Q_{nc, max} = C_{p, giornaliero} \cdot C_{p, orario} \cdot Q_m$$

in cui:

$C_{p, giornaliero}$  è il coefficiente di punta giornaliero = 1,5

$C_{p, orario}$  è il coefficiente di punta orario = 6

dalla quale si ottiene quindi  **$Q_{nc, max} = 3,15$  l/sec**

Si tratta di un valore inferiore a quello determinato in precedenza, pari a 5,81 l/sec, che quindi sarà mantenuto come valore di riferimento nel prosieguo della trattazione.

La verifica idraulica delle nuove linee fognarie è stata effettuata sulla base di quanto disposto dalla normativa specifica in merito alle velocità minime e massime in condotta, oltre che ovviamente alla capacità di smaltimento in termini di portata nera defluente.

In particolare si è fatto riferimento alla nota formula di Chezy:

$$Q = A \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J} = A \cdot K_s \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{R \cdot J} = A \cdot K_s \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

associata all'equazione di continuità:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} V$$

in cui:

$V$  = velocità di scorrimento (m/sec)

$D$  = **diametro interno della tubazione (mm) = 235,4 considerando uno spessore SN8 con un DN250 mm**

$J$  = **pendenza motrice (m/Km) =  $i$  (nell'ipotesi di moto uniforme) = 0,4 % (4 per mille)**

$Q$  = portata (mc/sec)  
 $R$  = raggio idraulico della condotta =  $D/4$  nel caso di condotte circolari  
 $K_s$  = scabrezza di esercizio secondo Gauckler – Strickler =  $90 \text{ m}^{1/3}/\text{sec}$

Effettuando i calcoli è possibile verificare che il diametro prescelto per le tubazioni è ampiamente sufficiente a garantire il deflusso della portata nera di punta, in corrispondenza della quale si verificano le seguenti condizioni idrauliche:

**riempimento = 30% ca.**

**$V = 0,54 \text{ m/sec}$**

Per quanto riguarda la velocità di defluimento si deve fare riferimento alla Circolare del Ministero dei LL. PP. n.11633 del 07/01/1974, che prescrive, per le acque nere, una velocità di defluimento non superiore a 3 m/sec, in quanto in caso contrario potrebbero aversi problemi di abrasione del fondo, e non inferiore a 0,50 m/sec, in quanto in caso contrario potrebbero aversi problemi di sedimentazione e quindi di parziale ostruzione delle tubazioni.

Si ritiene pertanto che la condotta prescelta per il defluimento delle acque nere garantisca certamente il deflusso della portata di punta evitando nel contempo la possibile sedimentazione di materiali grazie alle caratteristiche tecnologiche del PVC che consentono di ottenere superfici di scorrimento estremamente lisce e particolarmente adatte in casi di scarsa pendenza.

Piacenza 14.03.23