



PERMESSO DI COSTRUIRE CONVENZIONATO  
RELAZIONE Acque Nere  
Realizzazione di fabbricati ad uso magazzino/logistica  
Comune di Calderara di Reno (BO)  
VIA DUE SCALE/VIA SAN VITALINO

## Sommario

PREMESSA .....	3
DIMENSIONAMENTO RETE DI FOGNATURA NERA .....	4
Calcolo collettori di scarico .....	4
DIMENSIONAMENTO STAZIONE DI SOLLEVAMENTO .....	8
Verifica numero attacchi e stacchi elettropompe .....	8
Calcolo della prevalenza delle pompe .....	9
DIMENSIONAMENTO FOSSE IMHOFF .....	12

## PREMESSA

La presente relazione riferisce in merito al sistema di raccolta e smaltimento delle acque nere per il progetto di tre nuovi depositi per la logistica da realizzarsi all'interno di un'area di 144'407 mq in Comune di Calderara di Reno (BO).

In Figura 0.1 è localizzata in rosso l'area di intervento. I tre nuovi depositi per la logistica oggetto della presente relazione idraulica sono situati in un ambito collocato a nord ovest rispetto al centro abitato di Lippo e a nord dell'aeroporto di Bologna. L'area è collegata alla viabilità pubblica su via San Vitalino e via Due Scale a nord e su via Papa Giovanni XXIII ad est.



Figura 0.1. Inquadramento dell'area oggetto di intervento su immagine satellitare.

All'interno della presente relazione tecnica di smaltimento delle acque nere saranno approfonditi i seguenti temi:

1. calcolo della portata probabile di fognatura nera;
2. dimensionamento della rete di smaltimento delle acque nere;
3. dimensionamento fosse Imhoff;
4. dimensionamento stazione di sollevamento a servizio della rete di smaltimento delle acque nere.

## DIMENSIONAMENTO RETE DI FOGNATURA NERA

### Calcolo collettori di scarico

Il progetto dei nuovi depositi prevede, per quanto riguarda il distributivo interno, un'area magazzino e un'area uffici con relativi servizi igienici per i dipendenti.

Necessaria pertanto la predisposizione di una rete per lo scarico delle acque nere, da allacciare alla dorsale di fognatura nera pubblica esistente DN400 mm di competenza Hera che si posiziona lungo via San Vitalino a nord con quota di scorrimento stimata +32.50 m.

Segue il dimensionamento della rete delle acque nere di progetto.

Considerata una sezione di un collettore, la massima portata che può essere scaricata dipende dal numero degli apparecchi presumibilmente in funzione in contemporanea, con riferimento anche alla destinazione d'uso del fabbricato. Detta  $Q_t$  la portata totale degli apparecchi allacciati a monte della sezione considerata, la portata probabile  $Q_p$  è data dalla relazione sperimentale:

$$Q_p = K_r \sqrt{Q_t}$$

essendo  $K_r$  un coefficiente di riduzione assunto pari a 0.5 per uffici, caratterizzati da portate scaricate variabili ma di breve durata.

Tabella 0.1. Valori della portata scaricata da apparecchi idrosanitari a uso civile

Tipo di apparecchi idrosanitari	Portata di scarico Q in l/s
Lavamani, lavabo	0.50
Piatto doccia	0.50
w.c.	2.50

Ai fini del dimensionamento si è reso necessario il conteggio degli apparecchi idrosanitari presenti all'interno di ciascun corpo bagno. Ad ogni tipologia di apparecchio è stata associata, secondo la Tabella 0.1, la relativa portata di scarico ottenendo dapprima la portata totale e successivamente, sulla base della sopra richiamata relazione sperimentale, la portata probabile  $Q_p$ .

Tabella 0.2. Valori di portata probabile relativi alla dorsale della rete di acque nere.

ID Blocco bagni	lavandini	w.c.	docce	Portata totale Qt (l/s)	Portata probabile Qp (l/s)
WHA uscita 1	9	9	9	31.50	<b>2.81</b>
WHA uscita 2	11	20	0	55.50	<b>3.72</b>
WHA uscita 3	7	7	7	24.50	<b>2.47</b>
WHB uscita 1	10	11	10	37.50	<b>3.06</b>
WHB uscita 2	11	19	0	53.00	<b>3.64</b>
WHB uscita 3	8	11	10	36.50	<b>3.02</b>
WHC uscita 1	5	6	6	20.50	<b>2.26</b>
WHC uscita 2	11	20	0	55.50	<b>3.72</b>
WHC uscita 3	12	15	10	48.50	<b>3.48</b>
1-2	10	11	10	37.50	<b>3.06</b>
4-3	8	11	10	36.50	<b>3.02</b>
3-2	19	30	10	89.50	<b>4.73</b>
2-5	29	41	20	127.00	<b>5.63</b>
7-6	12	15	10	48.50	<b>3.48</b>
9-8	5	6	6	20.50	<b>2.26</b>
8-6	16	26	6	76.00	<b>4.36</b>
6-5	28	41	16	124.50	<b>5.58</b>
12-10	7	7	7	24.50	<b>2.47</b>
11-10	9	9	9	31.50	<b>2.81</b>
10-5	27	36	16	111.50	<b>5.28</b>
5-13	84	118	52	363.00	<b>9.53</b>

In funzione delle portate risultanti è stato infine calcolato il diametro delle tubazioni in PVC verificando che le velocità e il rapporto di riempimento della dorsale assumessero dei valori accettabili.

Nello specifico, per la rete di scarico in esame è sufficiente la posa di condotte DN200 mm in PVC con pendenza 0.4% e velocità raggiunte nell'ordine di 0.50-0.70 m/s.

In Tabella 0.3 vengono riportate le verifiche effettuate per il dimensionamento delle condotte di scarico delle acque nere.

Tabella 0.3. Dimensionamento idraulico delle condotte di fognatura nera.

Tratto condotta	Portata nera totale	Portata nera probabile	Diametro ipotizzato	Pendenza	Scabrezza	Velocità a sezione piena	Portata a sezione piena	Rapporto tra le portate	Rapporto tra le velocità	Percentuale di riempimento	Velocità per Qmax
	Qt l/sec	Qprob l/sec	D m	i m/m	ks m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup>	Vp m/sec	Qp l/sec	Qprob/Qp	Vmax/Vp	h/d	Vmax m/sec
WHA uscita 1	31.50	<b>2.81</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.13	0.68	<b>0.24</b>	<b>0.54</b>
WHA uscita 2	55.50	<b>3.72</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.17	0.73	<b>0.27</b>	<b>0.57</b>
WHA uscita 3	24.50	<b>2.47</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.11	0.65	<b>0.22</b>	<b>0.51</b>
WHB uscita 1	37.50	<b>3.06</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.14	0.70	<b>0.25</b>	<b>0.55</b>
WHB uscita 2	53.00	<b>3.64</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.17	0.73	<b>0.27</b>	<b>0.57</b>
WHB uscita 3	36.50	<b>3.02</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.14	0.70	<b>0.25</b>	<b>0.55</b>
WHC uscita 1	20.50	<b>2.26</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.10	0.63	<b>0.21</b>	<b>0.50</b>
WHC uscita 2	55.50	<b>3.72</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.17	0.73	<b>0.27</b>	<b>0.57</b>
WHC uscita 3	48.50	<b>3.48</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.16	0.73	<b>0.27</b>	<b>0.57</b>
1-2	37.50	<b>3.06</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.14	0.70	<b>0.25</b>	<b>0.55</b>
4-3	36.50	<b>3.02</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.14	0.70	<b>0.25</b>	<b>0.55</b>
3-2	89.50	<b>4.73</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.22	0.79	<b>0.31</b>	<b>0.62</b>
2-5	127.00	<b>5.63</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.26	0.83	<b>0.34</b>	<b>0.65</b>
7-6	48.50	<b>3.48</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.16	0.73	<b>0.27</b>	<b>0.57</b>
9-8	20.50	<b>2.26</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.10	0.63	<b>0.21</b>	<b>0.50</b>
8-6	76.00	<b>4.36</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.20	0.78	<b>0.30</b>	<b>0.61</b>
6-5	124.50	<b>5.58</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.26	0.83	<b>0.34</b>	<b>0.65</b>
12-10	24.50	<b>2.47</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.11	0.65	<b>0.22</b>	<b>0.51</b>
11-10	31.50	<b>2.81</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.13	0.68	<b>0.24</b>	<b>0.54</b>
10-5	111.50	<b>5.28</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.24	0.82	<b>0.33</b>	<b>0.64</b>
5-13	363.00	<b>9.53</b>	0.188	0.4%	95	0.78	21.78	0.44	0.96	<b>0.46</b>	<b>0.75</b>

In ogni corpo di scarico è prevista la separazione delle acque saponate da quelle dei wc. La linea di scarico dei wc è dotata di sifone tipo Firenze a due tappi di ispezione, quella delle acque saponate di sifone tipo Firenze a due tappi di ispezione e separatore di schiume. I due punti di scarico confluiscono in un'unica linea verso la fossa Imhoff.

Come già accennato in precedenza, la rete di scarico si allaccerà alla linea di fognatura esistente DN400 mm posta lungo la viabilità pubblica a nord dell'ambito di intervento. Considerate le lunghezze della rete prima dello scarico e la pendenza necessaria (0.4%), è stata inserita una stazione di sollevamento ai fini del recapito in pubblica fognatura.

Quanto sopra esposto comporta in sede di progetto, allo scopo di poter effettuare l'allacciamento a gravità, l'inserimento di un impianto di rilancio che consenta il sollevamento dei deflussi fino alla quota da verificare della fognatura pubblica esistente, ma stimata circa +32.50 m.

A valle del rilancio, la condotta di mandata in PEAD DN75 mm convoglierà i deflussi fino ad un pozzetto ispezionabile 60x60 cm per la dissipazione del getto, quindi si realizza lo scarico a gravità mediante una condotta DN200 mm in PVC  $i=0.4\%$  che si innesta nel pozzetto di allaccio esistente. Al confine dell'area di intervento, prima di entrare in suolo pubblico, si posiziona lungo la linea un pozzetto di interfaccia con tappo a vite seguito da un pozzetto con valvola di non ritorno.

## DIMENSIONAMENTO STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

Le condizioni al contorno, quali lo scorrimento allo scarico, la quota del piano campagna e le pendenze della rete, impongono di sollevare il flusso in arrivo. La linea delle acque nere viene pertanto equipaggiata con una stazione di sollevamento.

La portata massima in arrivo risulta di 9.53 l/s. Si decide quindi di utilizzare n.1 pompa da 9.50 l/s (più una di riserva).

### Verifica numero attacchi e stacchi elettropompe

L'impianto di sollevamento è dimensionato per funzionare con una pompa attiva da 9.50 l/s e una seconda di riserva di analoghe caratteristiche.

Nel caso di una pompa le due sequenze di funzionamento per il calcolo dei volumi chiaramente coincidono ed il rapporto  $V/V_i$  è unitario.

n° pompe uguali	somma $V/V_i$	
	sequenza 1	sequenza 2
1	1	1.000
2	2	1.392
3	3	1.660
4	4	1.865
5	5	2.030

Cautelativamente non si considera la presenza della seconda pompa e si impone un numero di attacchi e stacchi per ora pari a 8 con tempo di ciclo 450 s.

<b>Volume vasca</b>	
n° pompe uguali	1
Q (mc/s) singola pompa	0.0095
T ciclo (s)	450
n° attacchi/stacchi,ora	8
Volume seq. 1 (mc)	1.07
Volume seq. 2 (mc)	1.07

All'atto pratico deve essere adottata una programmazione di funzionamento alternato delle elettropompe per preservarne l'usura e tenerle attive nel tempo in modo da portare al favorevole dimezzamento del numero di attacchi.



## Calcolo della prevalenza delle pompe

Un fluido in moto dissipa energia per effetto dell'attrito contro le pareti del condotto in cui si muove, dell'attrito fra le singole particelle di fluido e della turbolenza di queste particelle. Se si riferisce l'energia così dissipata a un volume di fluido di peso unitario, come si è fatto parlando del carico totale, si ottiene una grandezza che ha, come il carico totale, le dimensioni di un lunghezza, che si misura in metri e che si chiama perdita di carico.

Si distinguono due tipi di perdite di carico: le perdite di carico localizzate e le perdite di carico continue.

Le perdite di carico localizzate sono essenzialmente dovute ai fenomeni di turbolenza che si generano in tratti singolari e relativamente brevi del condotto, quali l'imbocco, lo sbocco, le curve, le variazioni di sezione, a causa del brusco cambiamento di direzione che devono subire le traiettorie in questo breve tratto. Perciò ad esse corrispondono bruschi abbassamenti della linea dei carichi totali nella direzione del moto del fluido.

Le perdite di carico continue sono quelle che il fluido subisce anche muovendosi in un condotto cilindrico a sezione costante per effetto dei fenomeni di attrito e di turbolenza che in ogni caso si verificano lungo tutto il percorso. Esse perciò si manifestano come un graduale abbassamento della linea dei carichi totali nella direzione del moto del fluido.

I fattori che determinano le perdite di carico localizzate sono, in generale:

- le caratteristiche geometriche della singolarità che le genera;
- la velocità del fluido.

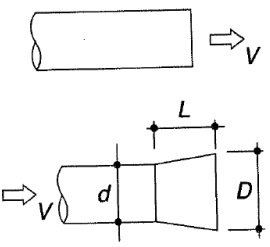
Perciò le formule per calcolarle hanno la struttura del tipo:

$$Y = \frac{K V^2}{2g}$$

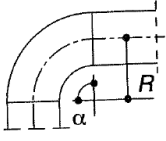
Che esprime un legame di proporzionalità tra la perdita di carico e l'altezza cinetica attraverso un coefficiente di proporzionalità  $K$ , detto anche fattore di resistenza, che dipende dalle caratteristiche geometriche.

Il coefficiente  $K$  è stato assunto pari a:

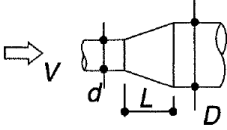
- 1 per la perdita di sbocco

COMPONENTE	SCHEMA	K
b) sbocchi in aria o sommersi	 <p style="text-align: right;"><math>L = 1,5 \cdot d</math> <math>d/D = 0,7</math></p>	1
		0,6

- 0.19 per la perdita in curva con deviazione di 90° e 0.09 per la perdita in curva con deviazione di 45°

COMPONENTE	SCHEMA			K	
	$\alpha$	$R = 1 \cdot D$	$R = 1,5 \cdot D$		$R = 2 \cdot D$
l) curve stampate, in regime turbolento (velocità min 2 m/s)		180°	0,28	0,21	0,14
		120°	0,28	0,21	0,14
		90°	0,25	0,19	0,13
		60°	0,16	0,12	0,08
		45°	0,12	0,09	0,06
		30°	0,08	0,06	0,04

- 0.1 per la perdita di allargamento di sezione con raccordo conico

d) allargamenti di sezione con raccordo conico		$d/D$	$L/D = 1$	$L/D = 2$	$L/D = 4$
		0,50	0,6	0,50	0,50
0,66	0,2	0,66	0,66		
0,75	0,1	0,75	0,75		

Le perdite di carico continue sono state calcolate con la seguente formula:

$$Y = L J$$

La cadente  $J$  è stata espressa tramite la *formula di Darcy-Weisbach*:

$$J = \frac{f V^2}{2gD}$$

in cui  $f$  è il coefficiente di attrito o numero di resistenza, che è legato agli altri fattori che determinano la cadente attraverso la formula di Colebrook, detta anche *formula di Colebrook-White*:

$$\frac{1}{f^{0.5}} = -2 \log \left[ \left( \frac{\varepsilon}{3.71D} \right) + \frac{2.51}{Re f^{0.5}} \right]$$

in cui  $\varepsilon$  è un coefficiente di scabrezza e  $Re$  è il numero di Reynolds.

Si riporta di seguito la tabella con i dati numerici utilizzati per il calcolo della prevalenza complessiva necessaria della pompa:

portata Q	0.0095	mc/s
lunghezza L	6	m
Ø interno tubo in PEAD PN10 Ø75 mm	0.066	m
scabrezza assoluta e	0.0005	m
velocità media V	2.78	m/s
viscosità cinematica (T=20 °C) n	0.0000011	mq/s
numero di Reynolds	166693	
numero di resistenza f (impostato)	0.0349875	
numero di resistenza f (calcolato)	0.0349875	
inclinazione piezometrica J	0.20863117	
perdite di carico continue DH	1.252	m
perdita curve 90°	0.30	m
perdita valvola di ritegno a sede inclinata	0.15	m
perdita valvola a sfera	0.05	m
perdita di sbocco	0.39	m
dislivello geodetico (da quota -3.30 a quota -0.84)	2.46	m
<b>prevalenza complessiva necessaria</b>	<b>4.60</b>	<b>m</b>

La prevalenza complessiva della singola pompa risulta di circa 4.60 m, a cui corrisponde una potenza teorica della pompa di 0.056 kW.

## DIMENSIONAMENTO FOSSE IMHOFF

Il dimensionamento di tali impianti è stato effettuato sulla base del numero degli abitanti equivalenti (AE) riferibili allo scarico. A tale scopo si definiscono i rapporti convenzionali indicati nella Tabella 0.1.

Tabella 0.1. Linee guida per la progettazione di reti fognarie - Tabella 3 "A.E. degli scarichi".

Residenziale (stimato sulla superficie delle singole camere da letto)	1 A.E. per superfici fino a 14 m <sup>2</sup> 2 A.E. per superfici comprese tra 14 e 20 m <sup>2</sup> 1 A.E. aggiuntivo ogni 6 m <sup>2</sup> di superficie eccedenti i 20 m <sup>2</sup>
Alberghi e complessi ricettivi	1 A.E. per avventore stimato sulla capacità ricettiva complessiva (la potenzialità ricettiva è determinata sulla base degli atti di autorizzazione sanitaria o usando il criterio del conteggio dei posti letto come per le civili abitazioni).
Fabbriche, laboratori artigiani	1 A.E. ogni 2 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
Ditte e uffici commerciali	1 A.E. ogni 3 dipendenti fissi e stagionali calcolati nel periodo di maggiore attività.
Mense	1 A.E. ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e dal numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive delle sale da pranzo per 1 m <sup>2</sup> ).
Ristoranti e trattorie	1 A.E. ogni 3 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e del numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive delle sale da pranzo per 1,20 m <sup>2</sup> ).
Bar, circoli, club	1 A.E. ogni 7 persone risultanti dalla somma del personale dipendente e del numero di avventori (il numero degli avventori è calcolato dividendo le superfici complessive per 1,20 m <sup>2</sup> ).
Cinema, stadi, teatri	1 A.E. ogni 30 unità di capacità massima ricettiva rilevata dai provvedimenti di agibilità ex TULPS.
Scuole	1 A.E. ogni 10 alunni stimati sulla potenzialità ricettiva complessiva.

Le fosse tipo Imhoff devono avere capacità di 250 l per Abitante Equivalente così ripartite: comparto di sedimentazione con capacità di 50 l per A.E. e comparto di digestione con capacità di 200 l per A.E.

Nel caso in esame i tre depositi WHA, WHB e WHC sono in grado di accogliere rispettivamente nel periodo di maggiore attività un numero di dipendenti pari a 230, 260 e 240. Il numero di

abitanti equivalenti così calcolato è pari a 76, 86 e 80 A.E. che vengono suddivisi tra gli scarichi in modo proporzionale al numero di servizi afferenti.