

TITOLO PROGETTO

RETE FOGNARIA DEL COMUNE DI FIESCO-SALVIROLA
Provincia di CREMONA

COLLETTORE FOGNARIO INTERCOMUNALE FIESCO-SALVIROLA

SERVIZIO	FOGNATURA	LIVELLO DI PROGETTAZIONE	DEFINITIVO
----------	-----------	--------------------------	------------

N°	DATA	EMISSIONE			CONTROLLO			APPROVAZIONE		
1	30/12/2016	EXT	ARNETTI GP.		PEP	C.TORRESANI		ING	F.GUERCILENA	
2										
3										
4										

Cod. Com.:	O-C043-I276	ELABORATO N°	TITOLO ELABORATO
Cod. Prog.:	PD048_2015_FGN_E	A7	APPALTO
Cod. Ato	276		RELAZIONE IDRAULICA
Data:	30/12/2016		

TIMBRO E FIRMA PROGETTISTA TITOLARE	PROGETTISTA	Ing.ARNETTI GIAN PAOLO
	INDIRIZZO STUDIO	Via SANMCIHELI, 44 ORZINUOVI (BS)
	RECAPITO TELEFONICO	3497428355
	INDIRIZZO E-MAIL	parnetti@libero.it
	INDIRIZZO PEC	Gp.arnetti@pec.it
Il presente elaborato non potrà essere riprodotto, ne distribuito senza l'autorizzazione scritta di questa Società che ne detiene la proprietà.		File: A7 RELAZIONE IDRAULICA
		Pag. 1 di 12

DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE

SITUAZIONE ATTUALE DEL COMUNE

In sede di impostazione del progetto si è effettuata una indagine finalizzata ad acquisire gli elementi e le informazioni necessarie a definire la proposta progettuale.

La verifica delle situazione di scarico in atto per il comune è stata assunta come base di partenza per la programmazione di ogni intervento. Infatti sono stati verificati i punti di recapito delle fognature comunali, nell'impianto di depurazione.

Sono stati assunti i dati relativi alla popolazione con riferimento agli abitanti residenti al 1.01.2010. Per le aree produttive di espansione previste dagli strumenti urbanistici comunali, si è assunta una dotazione pari a 2 l/s/ha prodotta in 10 ore e scaricato su 24 h.

Tali dati sono stati confrontati con i valori contenuti nel Piano d'Ambito dell'A.Ato di Cremona approvato con Delibera Assemblea Consortile n.5 del 7 dicembre 2007 prot. 2512/07.

Visto che la popolazione attuale al 2010 era di 1179 unità con un trend in crescita e che invece il piano d'ambito prevede un valore inferiore da 906 persone nel 2020 a 941 nel 2035, si è assunto un valore superiore in linea con le previsioni del PGT nel quinquennio di validità dello strumento urbanistico che prevedono una crescita di altri 300 abitanti.

Tab.1 Abitanti e carichi civili e industriali attuali e previsti dagli strumenti urbanistici

DATI PREVISTI NEL PIANO D'AMBITO A.ATO DI CREMONA				
confrontati con i dati attuali e di previsione degli strumenti urbanistici				
	FIESCO	Abitanti previsti	Sup. future attività lavorative (ha)	Portata punta (l/s)
Popolazione ATTUALE	1229	"	3	10,66
Popolazione prevista al 2020	906	"	3	7,86
Popolazione prevista al 2025	918	"	3	7,97
Popolazione prevista al 2030	930	"	3	8,07
Popolazione prevista al 2035	941	"	3	8,17
Popolazione di calcolo in linea con le previsione del PGT	1480	1500	3	15,52

Tale portata è stata confrontata con i dati attuali del depuratore che hanno rilevato portate massime nell'arco della giornata pari a 675mc che corrisponde a 7,8l/s; tenuto conto di un fattore di punta pari a 2 la portata massima entrante potrebbe essere pari a circa 15,6l/s.

Oltre ai dati di popolazione e di superfici di espansione produttiva sono state analizzate le attività artigianali e industriali esistenti in collaborazione con l'Amministrazione Comunale onde verificare quali attività avessero uno scarico in fognatura rilevante di acque di processo.

Normalmente le ditte insediate hanno come unici scarichi quelli relativi ai servizi aziendali. Le attività che hanno anche scarichi di acque di processo sono attualmente due:

- Deo Pell Line (pulitura pelli e pellicce) che ha uno scarico dichiarato in fognatura di 913mc/anno (circa 4mc/giorno);
- Centro raccolta veicoli CRV srl (demolizione autoveicoli) che ha uno scarico in fognatura comunale di 3000mc/anno (circa 8,2mc/giorno).

Mentre per il primo la portata scaricata si può ritenere costante durante l'arco delle ore lavorative della giornata, per il secondo, essendo essenzialmente acque di dilavamento meteoriche dei piazzali, le portate dipendono dagli eventi metereologici.

Per questo si è supposto che per il primo vi sia uno scarico distribuito nell'arco della giornata lavorativa, per il secondo vi sia una portata di punta quantificabile, su 5.000mq di superficie, in circa 110l/s.

Essendo la ditta situata a nord del centro abitato, durante gli eventi piovosi gli scarichi entranti nella rete fognaria vengono in parte scolmati nei manufatti esistenti; pertanto si presuppone che all'arrivo al depuratore solo una minima parte della portata scaricata venga effettivamente recapitata.

Tenendo conto di ciò è plausibile considerare anche per questa azienda uno scarico ripartito nell'arco delle ore lavorative.

Pertanto considerando una portata giornaliera di 12,2mc ripartita in 10 ore lavorative, ne risulta una portata puntuale di:

$$12,2\text{mc/giorno} \times 1000\text{lt/mc} / 10\text{ore} / 3600\text{sec/ora} = 0,34\text{l/s}.$$

Pertanto la portata di progetto utilizzata al fine del dimensionamento delle condotte e delle pompe di sollevamento è pari a 16l/sec.

DOTAZIONE IDRICA

La dotazione idrica assunta come base per il calcolo delle portate nere, in accordo con il valore standard regionale è di 260 l/ab x giorno, riferita al giorno di massimo consumo, nella situazione futura.

Nel caso di sistemi di fognatura unitari, la portata nera diluita da addurre direttamente alla depurazione, senza preventiva raccolta in vasche di accumulo, è stata assunta pari al valore più elevato, derivante dall'applicazione dei seguenti criteri:

apporto pro capite civile di 750 lt per abitante equivalente al giorno uniformemente distribuita nelle 24 ore

$$Q_p = \frac{750 \times A.E.}{86400} (l/s)$$

a) rapporto di diluizione pari a 2 rispetto alla portata nera, calcolata come media giornaliera per quanto attiene agli apporti civili, e come media su 12 ore per quanto attiene agli scarichi industriali,

$$Q_p = 2 \times (Q_n.Med.Civ. + Q_n.Med.Ind.) (l/s)$$

Essendo il valore della portata in tempo di pioggia normalmente maggiore delle portate di punta in tempo asciutto, si è assunto questo come dato di progetto.

I valori ottenuti sono stati leggermente incrementati in modo da tener conto della possibile inefficienza idraulica di scaricatori di piena a gravità di dimensioni ridotte.

La portata considerata per il dimensionamento del collettore è pari al valore massimo corrispondente ad una dotazione di 750 lt/ab.giorno per gli abitanti previsti e 2l/sxha per le zone industriali previste.

SOLUZIONE PROGETTUALE

Dall'analisi del profilo del terreno, delle profondità di scavo dei corsi d'acqua e dei sottoservizi esistenti, si è optato per un sistema con condotte in PEAD DE160 PE100 in pressione.

In particolare sono stati analizzate le problematiche relative al profilo stratigrafico che comporta l'attraversamento di alcune rogge principali, due delle quali risultano avere un alveo molto profondo il che ha comportato l'esigenza di eseguire gli attraversamenti con T.O.C. e la necessità di posizionare ai bordi camerette di controllo dotate di dispositivi di sfiato-carico aria e innesto per scarico-spurgo della tubazione in pressione.

È prevista la realizzazione di una nuova stazione di sollevamento posizionata nell'area del depuratore comunale con intercettazione delle fognature comunali e recapito nel nuovo manufatto.

La stazione di sollevamento ha le seguenti caratteristiche.

Cameretta: dimensioni interne dim. m. 2,50 x 3,30 x h. 3,25m con precamera di dim. m. 1,0 x 2,50 x h. 3,15m

Pozzetto alloggiamento valvole e sfiato: dim. interne minime m. 3,60 x 1,70 x h. 1,70m

Opere elettromeccaniche: n. 1+1 Elettropompe sommergibili

Lungo il percorso, in prossimità dei punti più critici che corrispondono all'attraversamento delle rogge principali (Castelleona, Maltraversa e Madonna della Gaiazza) si sono posizionati due camerette dotate di dispositivo di sfiato e ingresso aria e di attacco per lo spurgo.

DIMENSIONAMENTO DELLE CONDOTTE IN PRESSIONE

Tubazione in PEAD DE 160 Pn10 PE100 Lunghezza complessiva circa ml.2444,00.

Per il dimensionamento delle condotte si è fatto riferimento alle più comuni formule dell'idraulica ed alle portate di progetto.

Nel dimensionamento delle tubazioni si è operato in modo che i valori della velocità di deflusso delle portate non siano superiori a 2,00 m/s, per evitare fenomeni di abrasione e che per le portate di magra la velocità non sia inferiore a 0,50 m/s per evitare fenomeni di sedimentazione.

Il diametro è stato determinato con le usuali formule dell'idraulica imponendo una velocità minima lungo l'intero collettore di 0,7 m/s, velocità inferiore a quella prevista per i collettori a gravità al fine di ridurre le perdite di carico lungo i tratti in pressione ed avere impianti di sollevamento di potenza inferiore. Dalle espressioni di seguito riportate è immediato determinare il diametro che soddisfa la limitazione sulla velocità in condotta:

$$Q = VA = V\pi(D/2)^2 \Rightarrow V = Q/[\pi(D/2)^2] > 0,70 \text{ m/s}$$

Dalle verifiche effettuate si è optato per una tubazione in PEAD DE 200 mm per ottimizzare le perdite di carico lungo il tragitto.

1. Collettore in pressione

Caratteristiche: Tubazione in PEAD Dn 160 PN 10, lunghezza m 2444,00.

Per il dimensionamento delle condotte e della stazione di sollevamento si è tenuto conto che lo scarico comunale viene collettato durante l'arco della giornata con punte massime previste nelle prime ore della giornata e alla sera. Si prevede l'inserimento di 1 pompe più una di riserva con le seguenti caratteristiche:

Portata $Q_{\text{AFFLUENTE}} = 16,00 \text{ l/s}$ Prevalenza $H = \sim 21,00 \text{ m}$

Per il tratto in pressione si hanno quindi i seguenti dati di progetto:

Portata convogliata	Δ geodetica (m)	V (m/s)	Rugosità (mm)	Perdite di carico localizzate (m)	Perdite di carico continue (m)
16,0 (l/s)	+2,00	1,26	0,015	4,60	16,69

Le perdite di carico sono state determinate sulla base dell'applicazione della seguente formula di Darcy:

$$J = \lambda \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

dove: J = perdita di carico in m/m

λ = coefficiente di resistenza

V = velocità del fluido m/s

g = accelerazione di gravità in m²/s

D = diametro interno del tubo in m

Nel caso di tubi lisci, quali possono essere considerati i tubi in PEAD, risulta:

$$\lambda = 0.316 RE^{-0.25}$$

dove:

$$RE = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

V = velocità in m/s

D = diametro interno in m

ν = viscosità cinematica in m.

Prudenzialmente e a favore di sicurezza si è applicato nel caso specifico delle condotte in progetto la formula di Colebrook che interpreta il comportamento delle tubazioni scabre, ipotizzando che trattandosi di trasporti di liquami fognari vi possa essere nel tempo deposito o incrostazioni nelle condotte con un aumento delle scabrosità della parete interna delle tubazioni.

Nel caso specifico:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left(\frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon / D}{3.71} \right)$$

dove: ε è il coefficiente di scabrezza espresso in mm.

La potenza di ogni pompa è stata calcolata con la formula:

$$P = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta} \cong 9.8 \cdot \frac{Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{kW})$$

nella quale:

H = prevalenza effettiva in m

Q = portata della pompa in m³/s

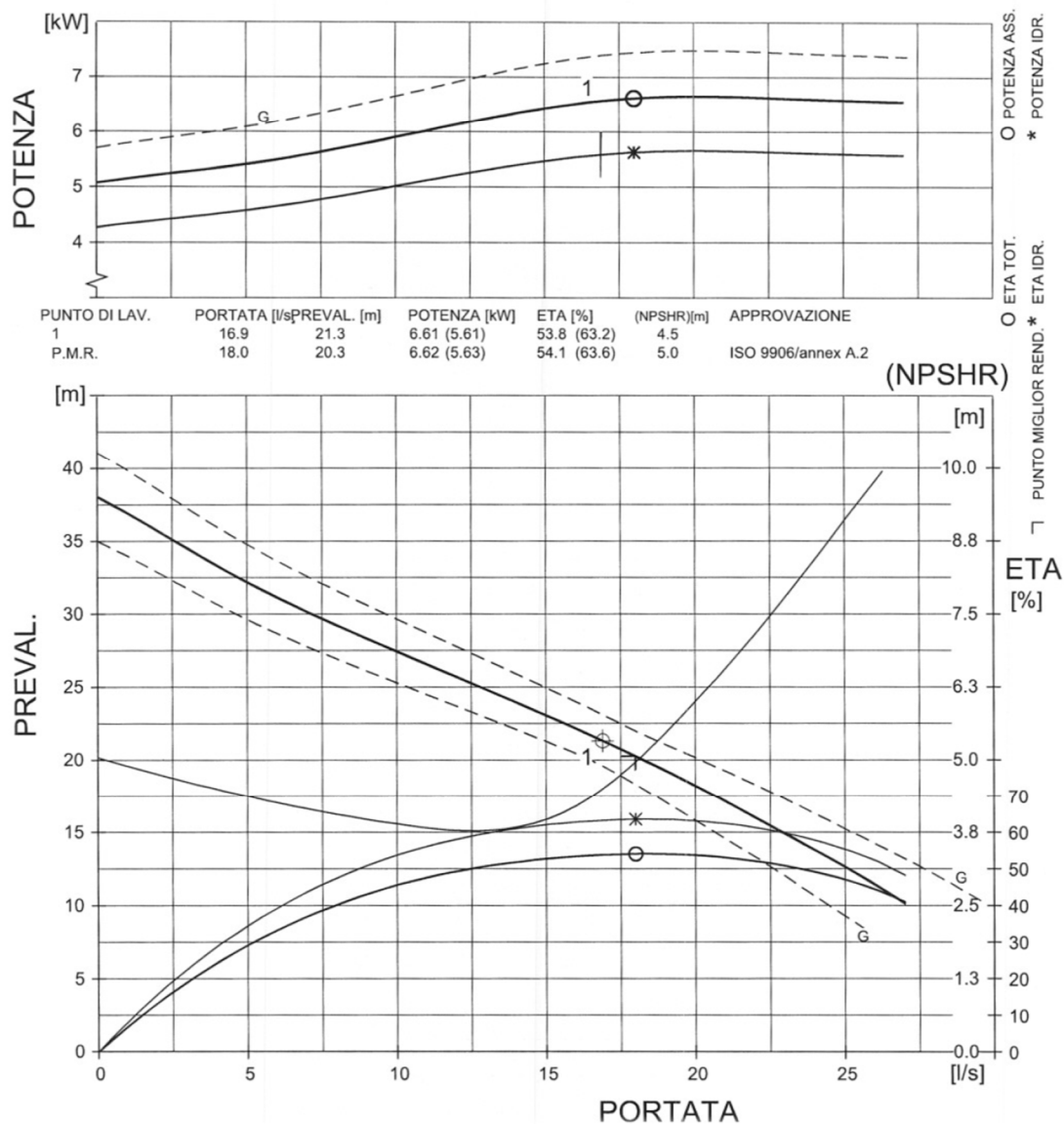
η = rendimento dei gruppi di elettropompe assunto pari a 0,54.

Ne risulta

$$P = \frac{1000 \cdot 0,016 \cdot 21,28}{102 \cdot 0,54} \cong 6,17 \text{ kW}$$

Diagramma pompa nel punto di lavoro

	1/1 CARICO	3/4 CARICO	1/2 CARICO	POTENZA NOM.	7.4	kW	DIAMETRO GIRANTE		
COS-FI MOTORE	0.91	0.89	0.84	MOTORE.....	114	A	164 mm		
RENDIMENTO MOTORE	84.5 %	85.0 %	83.5 %	AVVIAMENTO..	14	A	MOTORE TIPO	STATORE	REV.
RENDIMENTO RIDUTT.	---	---	---	CORRENTE NOMINALE.....	2900	rpm	21-11-2AL	02D	11
COMMENTI	ASPIRAZ./MAND.			VELOCITA' NOMINALE.....	0.021	kgm2	FREQ.	FASI	TENSIONE
	- / 80 mm			MOMENTO DI INERZIA TOT ...	2		50 Hz	3	400 V
	PASSAGGIO GIR.			N° DI PALE	---		RIDUTTORE	RAPPORTO	
	---							---	



I quadri elettrici a controllo elettronico sono posizionati internamente al locale tecnico su basamento di calcestruzzo in alloggiamento di vetroresina per esterno.

2. Stazione di sollevamento

La stazione di pompaggio in sintesi è costituita da n°1 pompe in funzionamento corrente e da n° 1 di riserva attiva, corredata di tutte le apparecchiature idrauliche di linea per il funzionamento dell'impianto. Le pompe previste sono di tipo sommergibile e le caratteristiche idrauliche e di funzionamento attuale del sistema sono individuate di seguito:

N° pompe	Portata nominale 1 pompa nel punto di funzionamento	Prevalenza nel punto di funzionamento (m)	Potenza nominale (kW)	Rendimento idr (η)
1+1R	16,84 (l/s)	21,29	7,40	54,1%

I quadri elettrici a controllo elettronico sono posizionati esternamente al manufatto su basamento di calcestruzzo in alloggiamento stagno di vetroresina per esterno.

Il manufatto è costituito da due vasche in calcestruzzo, la prima dove sono alloggiate le pompe e la seconda per il gruppo regolazione. La vasca di alloggiamento delle pompe ha un volume utile di 12,00 m³ (3,30 x 2,50 x h_{utile}=1,25 m).

Tale volume viene riempito fino a livelli prestabiliti, determinati dai livelli di posizionamento dei regolatori di livello che hanno le seguenti funzioni:

- n°1 regolatore in basso effettua l'arresto delle elettropompe;
- n°3 regolatore in alto effettua l'avvio delle elettropompe in sequenza;
- n°1 regolatore massimo per far scattare l'allarme in condizioni critiche di livello eccessivo;

Si è quindi verificato il volume della stazione di sollevamento in base alla condizione di minimo che si ottiene:

$$V = T_c \cdot Q / 4$$

Fissati:

- n° 10 attacchi/ora e conseguentemente un tempo di ciclo $T_c = 360$ s,
- la portata Q di progetto;

risulta:

$$V_{\text{minimo}} = 360 \cdot 0,0168 / 4 = 1,52 \text{ m}^3$$

Ne risulta che il volume utile della vasca di pompaggio è superiore per tener conto di eventuali ampliamenti futuri del centro abitato e per garantire volume di accumulo in caso di portate affluenti maggiori dovute situazioni eccezionali.

Verifica sovrappressioni colpo d'ariete

Si verifica la velocità di propagazione dell'onda d'urto e il periodo critico in caso di fermo istantaneo delle pompe, con i seguenti dati:

Diametro esterno tubazione:	160mm
Diametro interno tubazione:	130,8mm
Materiale: PEAD PE100 PN10: modulo di elasticità	1100N/mmq
Lunghezza tubazione:	2444m
Tempo di fermata delle pompe	0,1sec
Risultati di calcolo	
Sovrappressione di picco (colpo d'ariete)	6,316 Kg/cmq
Pressione totale di picco	8,316 kg/cmq
Velocità di propagazione dell'onda d'urto	309,8 m/s
Periodo critico (tempo di fase Tf)	15,78sec

Dalle verifiche effettuate non risulta che l'impianto possa essere soggetto a fenomeni di sovrappressioni o sottopressioni dovuti al fermo istantaneo delle pompe.

Tuttavia onde evitare la possibile formazione di sovrappressioni di picco che possano produrre problemi agli impianti per cavitazione, vengono inserite, lungo il tracciato, 2 camerette dotate di sfiato automatico a triplice effetto. Tali dispositivi sono posizionati in corrispondenza del picchetto F (ovvero dopo l'attraversamento simultaneo della S.P.N.20 e delle rogge Maltraversa e Madonna della Gaiazza che richiede profondità di posa notevoli rispetto al restante tracciato del collettore) e nel picchetto P (ovvero in posizione intermedia rispetto al recapito finale).

IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO ACQUE BIANCHE

Per il dimensionamento del sollevamento delle acque bianche si sono valutati i dati disponibili rilasciati dal Comune di Fiesco, in particolare delle portate in entrata al depuratore e più limitatamente i dati di funzionamento della pompa di sollevamento esistente delle acque bianche.

I dati risultano parziali tanto da non consentire una valutazione precisa delle portate in arrivo in caso di eventi piovosi intensi.

Per questo si è fatta una valutazione della portata che la tubazione di adduzione è in grado di collettare verso il depuratore.

Dal rilievo effettuato è emerso che la tubazione è in cemento di diametro 800mm e nel tratto rilevato lungo la via Canova ha una pendenza di circa 0,08 per mille.

Dalle analisi della tubazione è emerso anche che il massimo riempimento della condotta è pari a circa il 75%.

Ne consegue che utilizzando la formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler

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

con i seguenti dati:

Diametro tubazione: 0,80m

% di riempimento del tubo: 75%

Pendenza della tubazione: 0,0008m/m

coefficiente di scabrezza k: 50 (per tubi in cls con incrostazioni)

Si ottiene un valore di portata pari a $Q = 221 \text{ l/s}$

Tenendo conto che in caso di pioggia parte della portata viene comunque collettata verso la stazione S7 si deduce che la portata che verrà scolmata sarà pari:

$$Q_{b,scolmata} = 221 - 16,9 = 204,1 \text{ l/sec}$$

1. Tubazione di scarico

Caratteristiche: acciaio inox 304L DN250mm, lunghezza m 10,00.

Si prevede l'utilizzo di 1+1 pompe che lavorano in successione in caso di necessità:

Per il tratto in pressione si hanno quindi i seguenti dati di progetto:

Portata convogliata	Δ geodetica (m)	V (m/s)	Rugosità (mm)	Perdite di carico localizzate (m)	Perdite di carico continue (m)
200,0 (l/s)	+4,50	5,24	0,011	3,62	0,95

Le perdite di carico sono state determinate sulla base dell'applicazione della seguente formula di Darcy:

$$J = \lambda \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

dove: J = perdita di carico in m/m

λ = coefficiente di resistenza

V = velocità del fluido m/s

g = accelerazione di gravità in m^2/s

D = diametro interno del tubo in m

Nel caso di tubi lisci, quali possono essere considerati i tubi in PEAD, risulta:

$$\lambda = 0.316 RE^{-0.25}$$

dove:

$$RE = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

V = velocità in m/s

D = diametro interno in m

ν = viscosità cinematica in m.

Prudenzialmente e a favore di sicurezza si è applicato nel caso specifico delle condotte in progetto la formula di Colebrook che interpreta il comportamento delle tubazioni scabre, ipotizzando che trattandosi di trasporti di liquami fognari vi possa essere nel tempo deposito o incrostazioni nelle condotte con un aumento delle scabrosità della parete interna delle tubazioni.

Nel caso specifico:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \log \left(\frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

dove: ε è il coefficiente di scabrezza espresso in mm.

La potenza di ogni pompa è stata calcolata con la formula:

$$P = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{102 \cdot \eta} \cong 9.8 \cdot \frac{Q \cdot H}{\eta} \quad (\text{kW})$$

nella quale:

H = prevalenza effettiva in m

Q = portata della pompa in m^3/s

η = rendimento dei gruppi di elettropompe assunto pari a 0,79.

Ne risulta

$$P = \frac{1000 \cdot 0,200 \cdot 4,57}{102 \cdot 0,79} \cong 11,35 \text{ kW}$$

Diagramma pompe nel punto di lavoro

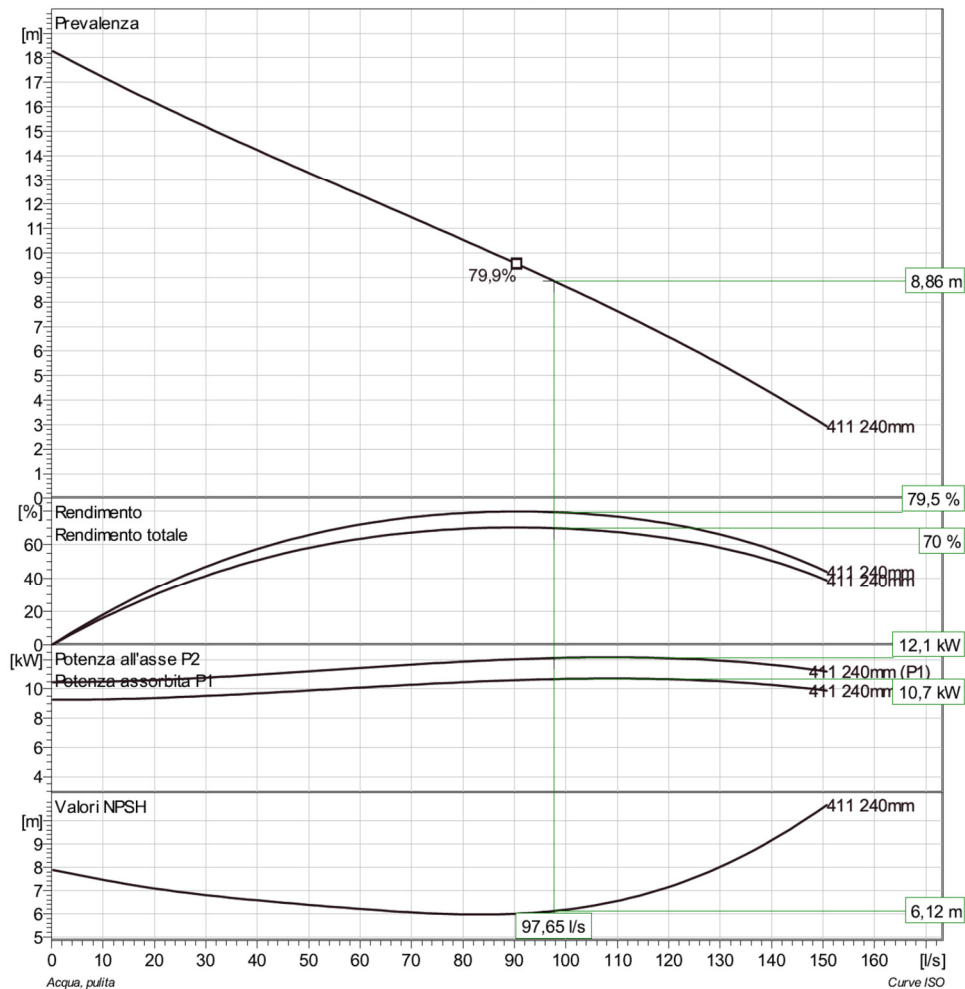
Pompa

DN mandata 200 mm
 Inlet diameter 200 mm
 Impeller diameter 240 mm
 Number of blades 2

Motor

Motor # N3153.181 21-18-4AA-W 13.5KW
 Approval Standard
 Variante statore 2
 Frequenza 50 Hz
 Tensione nominale 400 V
 Numero di poli 4
 Fasi 3~
 Potenza nominale 13,5 kW
 Corrente nominale 27 A
 Corrente di spunto 145 A
 Velocità nominale 1455 rpm

Fattore di potenza
 1/1 Load 0,84
 3/4 Load 0,79
 1/2 Load 0,68
 Rendimento
 1/1 Load 86,5 %
 3/4 Load 88,0 %
 1/2 Load 88,5 %

**2. Stazione di sollevamento acque bianche**

La stazione di pompaggio in sintesi è costituita da n°1+1 pompe in funzionamento corrente corredata di tutte le apparecchiature idrauliche di linea per il funzionamento dell'impianto. Le pompe previste sono di tipo sommergibile e le caratteristiche idrauliche e di funzionamento attuale del sistema sono individuate di seguito:

N° pompe	Portata nominale 1 pompa nel punto di funzionamento	Prevalenza nel punto di funzionamento (m)	Potenza nominale (kW)	Rendimento idr (η)
1+1	97,65 (l/s)	8,86	13,50	79%

I quadri elettrici a controllo elettronico sono posizionati internamente al locale tecnico su basamento di calcestruzzo in alloggiamento di vetroresina per esterno.

Il manufatto è costituito da due vasche in calcestruzzo, la prima dove sono alloggiate le pompe e la seconda per il gruppo regolazione. La vasca di alloggiamento delle pompe ha un volume utile di $19,4 \text{ m}^3$ ($5,00 \times 2,50 \times h_{\text{utile}}=1,55 \text{ m}$).

Tale volume viene riempito fino a livelli prestabiliti, determinati dai livelli di posizionamento dei regolatori di livello che hanno le seguenti funzioni:

- n°1 regolatore in basso effettuata l'arresto delle elettropompe;
- n°3 regolatore in alto effettua l'avvio delle elettropompe in sequenza;
- n°1 regolatore massimo per far scattare l'allarme in condizioni critiche di livello eccessivo;

Si è quindi verificato il volume della stazione di sollevamento in base alla condizione di minimo che si ottiene:

$$V = T_c \cdot Q / 4$$

Fissati:

- n° 10 attacchi/ora e conseguentemente un tempo di ciclo $T_c = 360 \text{ s}$,
- la portata Q di progetto;

risulta:

$$V_{\text{minimo}} = 360 \cdot 0,195 / 4 = 17,50 \text{ m}^3$$

Ne risulta che il volume utile della vasca di pompaggio è superiore per tener conto di eventuali ampliamenti futuri del centro abitato e per garantire volume di accumulo in caso di portate affluenti maggiori dovute situazioni eccezionali.

MANUFATTO DI SCOLMO PROVVISORIO

Per consentire l'utilizzo del collettore prima della dismissione del depuratore verrà creato sulla linea esistente della fognatura un manufatto di scolmo provvisorio dotato di soglia sfiorante a lamelle.

Tenuto conto della portata in tempo di pioggia da collettare $16,9 \text{ l/s}$ e del diametro della tubazione $0,80 \text{ m}$ l'altezza del liquido nella condotta risulta pari a: $H=8,20 \text{ cm}$.

h (m)	Q(mc/s)	V (m/s)	A (mq)	L (m)	C (m)	R (m)	Qk (m/s)	Cs (m^(0.5)/s)
0.082	16,9	0.614	0.026	0.48	0.515	0.051	0.019	30.43

La soglia sfiorante sarà posta a quota 12 cm per tener conto di fenomeni di minima turbolenza nella condotta.

IMPIANTO DI GRIGLIATURA

L'impianto di grigliatura è dotato di più canali per la linea delle nere e per quella delle acque bianche da scolmare con soglie sfioranti; inoltre entrambe le linee sono dotate di by-pass da utilizzare come scarico di emergenza in caso di necessità o in caso di manutenzione o guasto delle filtrococclee di grigliatura.

LINEA ACQUE NERE:

La grigliatura è composta da una filtrococlea a cestello con le seguenti caratteristiche:

Portata max. idraulica 85 l/sec; Spaziatura 5 mm Diametro cestello filtrante 360 mm Inclinazione rispetto all'orizzontale 48 °
 Grado di compattazione del grigliato 35 %SS Larghezza canale (richiesta) 400 mm Battente massimo ammissibile 740 mm

Il canale delle acque nere ha larghezza di 410mm e altezza di 170mm ed è dotato di paratoie a monte e a valle della grigliatura.

Tenuto conto della portata da trattare 16,9l/s e delle dimensioni del canale largh.410mm, della pendenza del canale pari a 0,5% e della scabrezza del canale in calcestruzzo (assunto pari a 80 in condizioni di esercizio), l'altezza del liquido all'interno è pari a: H.=6,00cm.

h (m)	Q(mc/s)	V (m/s)	A (mq)	L (m)	C (m)	R (m)	Qk (m/s)	Cs (m ^{^(0.5)} /s)
0,060	0,0169	0,728	0,024	0,400	0,520	0,046	0,018	47,914

L'altezza della soglia sfiorante della linea acque bianche sarà posizionata a quota -1,65m più alta di 12cm rispetto alla quota di scorrimento delle nere. Il by-pass delle nere sarà mantenuto alla quota -1,77m in quanto dotato di paratoia a tenuta normalmente chiusa.

Per ragioni di funzionamento la filtrococlea sarà posizionata a quota -2.00m creando un ribassamento nel fondo del canale in quanto il livello di funzionamento per cui la macchina si attiva è pari a 350mm, ovvero più basso della soglia di sfioro.

LINEA ACQUE BIANCHE:

La grigliatura è composta da una filtrococlea a cestello con le seguenti caratteristiche:

Portata idraulica max. 260 l/s Spaziatura 5 mm Diametro cestello filtrante 1150 mm
 Inclinazione della macchina rispetto all'orizzontale 35 ° Grado di compattazione del grigliato 35 %SS
 Larghezza canale (richiesta) 1200 mm Battente massimo ammissibile 803 mm

Il canale delle acque nere ha larghezza di 410mm e altezza di 170mm ed è dotato di paratoie a monte e a valle della grigliatura.

Tenuto conto della portata da trattare 200l/s e delle dimensioni del canale largh.1200mm, della pendenza del canale pari a 0,5% e della scabrezza del canale in calcestruzzo (assunto pari a 80 in condizioni di esercizio), l'altezza del liquido all'interno è pari a: H.=13,80cm.

h (m)	Q(mc/s)	V (m/s)	A (mq)	L (m)	C (m)	R (m)	Qk (m/s)	Cs (m ^{^(0.5)} /s)
0,138	0,200	1,326	0,168	1,200	1,480	0,114	0,197	55,667

Per ragioni di funzionamento la filtrococlea sarà posizionata a quota -1.90m creando un ribassamento nel fondo del canale in quanto il livello di funzionamento per cui la macchina si attiva è pari a 800mm, ovvero più bassa della soglia di sfioro del canale di by-pass delle acque bianche posizionata a quota -1.10m.

Fiesco, 30/12/2016

Il Tecnico