



**REGIONE PUGLIA**

POR-PUGLIA 2014-2020 (DGR N.1735/2015)  
**ASSE PRIORITARIO 6-PRIORITA' DI INVESTIMENTO 6B-INTERVENTI 6.3.1**  
 "INTERVENTI DI POTENZIAMENTO ED ADEGUAMENTO DEL SII PER OGNI  
 AGGLOMERATO, IN CONFORMITA' AL PTA, AL FINE DELLA SOSTENIBILITA'  
 AMBIENTALE DEL SISTEMA, DEL MIGLIORAMENTO QUALITATIVO DEGLI SCARICHI E  
 DELLA SALVAGUARDIA DEI RECAPITI E DEI CORPI IDRICI"

**PROGETTO DEFINITIVO**

LAVORI DI POTENZIAMENTO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE A  
 SERVIZIO DELL'AGGLOMERATO DI MARTINA FRANCA (TA)



PROGETTISTA:

*ing. Giacomo LOVINO*

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA  
 IN FASE DI PROGETTAZIONE :

*ing. Giacomo LOVINO*

Reti e Depurazione  
 Il Responsabile

*Ing. Emilio TARQUINIO*



ACQUEDOTTO PUGLIESE S.p.A.

INGEGNERIA

Il Direttore

*Ing. Raffaele ANDRIANI*

Il Responsabile del Procedimento

*Ing. Marco D'INNELLA*

Elaborato:

ED.03

Relazione idraulica

Prot. N°: 63018	Data: 09/06/2016	
Cod. Progetto: P1298	Cod. SAP: 21/17069	Cod. CUP: E96G1500067005

0	GIU/16	Emesso per progetto DEFINITIVO			/ / /
rev.	data	descrizione	dis.	contr.	appr.

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 1 di 28

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2. VERIFICA IDRAULICA.....</b>	<b>14</b>
<b>2.1 COLLEGAMENTI A PELO LIBERO .....</b>	<b>14</b>
<b>2.2 COLLEGAMENTI IN PRESSIONE.....</b>	<b>20</b>
<b>2.3 GRUPPI DI SOLLEVAMENTO E RELATIVE CONDOTTE DI MANDATA .....</b>	<b>24</b>
<b>3. RETE ARIA COMPRESSA .....</b>	<b>27</b>

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 2 di 28

## 1. PREMESSA

Di seguito sono descritti i criteri ed i modelli di calcolo adottati per la verifica idraulica dell'impianto di depurazione. I risultati operativi dei calcoli idraulici sono riassunti nell'elaborato grafico di progetto "EG.SP06 – Profilo idraulico di progetto linea acque e linea fanghi" allegato alla presente.

La determinazione del profilo idraulico che si instaura tra i diversi comparti dell'impianto in oggetto prevede la distinzione tra correnti che defluiscono a pelo libero (canali di alimentazione delle vasche, canali di raccolta dell'effluente dalle vasche, ecc.) e correnti che defluiscono in pressione (tubazioni di collegamento tra i diversi manufatti, condotte di mandata relative ai vari sollevamenti, ecc.).

Come riportato nella relazione tecnico – illustrativa, il presente progetto, in accordo con il DPP, prevede di intervenire sull'impianto mediante opere sia di adeguamento che di potenziamento i cui criteri fondamentali sono:

- Realizzare la linea acque dell'impianto su almeno due linee di trattamento al fine di assicurare la funzionalità delle opere durante le manutenzioni, prevedendo che le nuove opere debbano funzionare sia alla portata attuale sia a quella di progetto.
- Garantire il funzionamento a gravità della linea acque.
- Prevedere una tecnologia di ultrafiltrazione delle acque in modo da garantire la qualità del refluo finale sia in termini di SST sia in termini di presenza batterica residua, nonché favorire e rendere disponibile acqua per il riuso irriguo.
- Realizzare una serie di accumuli per le acque tali da consentire di poter operare in asciutto sulle opere a valle, in particolare sull'emissario e sul recapito finale, nonché garantire la possibilità di operare le operazioni di pulizia delle medesime vasche di accumulo senza pregiudicare il rendimento del depuratore.
- Realizzare comparti che possano essere polifunzionali, con un franco di sicurezza ancora disponibile ed adattabili a diverse tecnologie per garantire la fruibilità delle opere di progetto anche in futuro.
- Consentire l'accesso ai mezzi d'opera per le manutenzioni e movimentazioni dei rifiuti.
- Prevedere ubicazione delle opere per evitare interruzione del funzionamento attuale.
- Le opere e le tubazioni devono tener conto del rischio neve/ghiaccio.
- Le opere a contatto con l'acqua, in ambienti aggressivi o umidi, dovranno essere inox o in materiale plastico laddove non ci siano pericolo di urti o incendio.
- Le opere saranno realizzate anche seguendo le linee guida AQP in particolare sui C.A., Tubazioni ed Impianti Elettrici di cui si allegano le principali.

Si descrivono di seguito le opere, con i principali dati dimensionali, seguendo suddivise in:

### LINEA ACQUE

- Stazione di grigliatura: tale stazione ha la funzione di rimuovere i corpi grossolani contenute nei reflui fognari (stracci, assorbenti, materiali plastici, ecc...) che si possono accumulare nelle attrezzature delle opere a valle ancorché giungere nei recapiti finali e sarà dimensionata per garantire il trattamento di minimo 1.315 m<sup>3</sup>/h. La stazione di trattamento sarà dotata di apparecchiature aventi potenzialità singola pari a 3Q<sub>m</sub> in modo che non sia necessaria la terza linea di riserva a caldo, ma questa possa esser assolta da griglie manuali essendo previsti comunque due livelli di grigliatura, uno grossolano da 20 mm e l'altro fine a 6 mm. Tali spazature sono state valutate in funzione delle opere a valle. Tale opera sarà ubicata in

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 3 di 28

un'area attualmente sgombra e sarà collegata sia all'attuale canale di alimentazione delle vasche di accumulo L1, sia alle nuove opere. Si prevede di realizzare un pozzetto di deviazione del canale di arrivo realizzabile senza interrompere il flusso al depuratore che, appena sarà pronta la stazione, renderà immediatamente fruibile l'opera. A valle della stazione saranno realizzate delle soglie di sfioro in modo da poter inviare una portata massima alla dissabbiatura e l'eventuale eccedenza al canale che alimenta le equalizzazioni esistenti. Saranno realizzati tre canali da minimo 1.200 mm di larghezza ed un edificio per il contenimento di:

1. N°2 griglie grossolane in acciaio inox a barre inclinate a 75° pulite pettine.  
Portata trattabile 1.000 mc/h cadauna.  
Spaziatura 20 mm.  
Spessore delle barre 8 mm.  
Profondità del canale 1.500 mm.  
Larghezza canale (necessaria) 1.200 mm.
2. N°2 compattatori a coclea interamente in acciaio inox a coclea per la riduzione del peso di rifiuto grigliato prodotto dalle suddette griglie.
3. N° 2 Griglie a nastro con elementi filtranti perforati da 6 mm interamente inox per il trattamento meccanico delle acque reflue municipali ed industriali.  
Portata trattabile 1.000 mc/h cadauna.  
Diametro dei fori 6 mm.  
Larghezza del canale (minimo) 1.200 mm.  
Larghezza elemento filtrante circa 952 mm.  
Larghezza totale della griglia massimo 1.200 mm.  
Lunghezza di ingombro circa 2.570 mm.  
Angolo di installazione 60°.
4. N° 14 paratoie motorizzate di cui alcune di regolazione a soglia stramazabile.
5. N° 2 contenitori per rifiuti ubicati all'interno del locale.
6. N° 1 biofiltro a tecnologia biotrickling per la deodorizzazione dei canali, delle griglie e del locale.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. Garantire una grigliatura fine ma non finissima per evitare sia la rimozione di troppe sostanze fecali (nutrienti) sia garantire che alla sedimentazione primaria accelerata giungano corpi filtrabili;
  2. utilizzare tecnologie compatte, chiuse per facilitare la captazione degli odori;
  3. garantire il flusso dei liquami evitando allagamenti dell'area impianto;
  4. consentire di gestire le portate.
- **Dissabbiatore:** la stazione ha la funzione di rimuovere i solidi sabbiosi, quindi inorganici e le materie galleggianti quali oli e grassi. Tale funzione sarà assolta tramite due dissabbiatori longitudinali aerati e meccanizzati con coclea di asporto e sollevamento delle sabbie e con trappola meccanizzata per le materie galleggianti che, ispessite, saranno poi smaltite, mentre le sabbie saranno inviate ad una apparecchiatura, detta classificatore sabbie, con funzione di lavaggio ed asciugatura/drenaggio delle sabbie. Tale stazione sarà ubicata nella attuale zona depressa dell'impianto attigua ai letti di essiccamento e quindi potrà essere realizzata solo

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 4 di 28

dopo che sarà stata realizzata la nuova linea fanghi in quanto insisterà sull'attuale linea dreni. La potenzialità della stazione sarà di complessivi 1.000 m<sup>3</sup>/h, come quella della stazione subito a valle, su due linee parallele e dotate di apparecchiature aventi i seguenti dati:

1. N°2 dissabbiatori con disoleazione da portata idraulica impianto 200 l/s, portata impianto con grado di separazione delle sabbie al 90% (particelle Ø > 0,2 mm) 120 l/s, coclea trasporto sabbie da Ø 220 L = 7,4m e sistema evacuazione grassi per i seguenti ingombri: m 2,15 x 8,40 x h 2,60.
2. N°2 soffianti a canali laterali da 43,5 m<sup>3</sup>/h e potenza 1,50 kW.
3. N°2 pompe trasporto sabbie da 30 m<sup>3</sup>/h e 2,20 kW.
4. N°2 pompe trasporto grassi da 6 m<sup>3</sup>/h e 1,35 kW.
5. N°1 classificatore con lavaggio sabbie da 8 l/s.
6. N°4 saracinesche di intercettazione.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire l'inserimento dell'opera nel profilo idraulico;
  2. possedere potenzialità pari a quelle della sedimentazione accelerata subito a valle della stazione;
  3. evitare che le sabbie possano accumularsi sul fondo delle vasche seguenti creando fenomeni di accumuli putrescibili e sottraendo volumi utili al biologico e sovraccaricando la linea fanghi;
  4. utilizzare tecnologie compatte, chiuse per facilitare la captazione degli odori;
  5. rimuovere i grassi che sono difficilmente demolibili dalla biomassa e spesso favoriscono lo sviluppo di ceppi batterici poco performanti che tendono a creare schiume biologiche.
- **Sedimentazione accelerata:** l'impianto sarà dotato di 4 apparecchiature costituite da tappeti filtranti a bassissime perdite di carico dotate di sistemi di regolazione del rendimento di cattura dei fanghi, in grado di svolgere la stessa funzione di cattura dei solidi sospesi che viene svolta dai sedimentatori primari ma col vantaggio di avere ingombri ridottissimi, flessibilità funzionale e contenimento degli odori. Tali apparecchiature consentono, infatti, una modulazione dell'abbattimento degli inquinanti e contemporaneamente effettuano una grigliatura finissima (inferiore ad 1 mm) dei reflui proteggendo, quindi, le ultramembrane poste a valle nel comparto biologico. Le apparecchiature riceveranno i reflui dalla dissabbiatura e dal sollevamento della equalizzazione esistente/ausiliaria per una portata massima di 1.000 m<sup>3</sup>/h; a valle di tali apparecchiature sarà realizzato un pozzetto partitore regolabile che potrà far defluire i liquami verso la seguente denitro e/o verso l'equalizzazione principale. Sia a monte che a valle delle suddette apparecchiature saranno presenti soglie di troppo pieno per garantire il deflusso delle acque in qualunque condizione, anche di blackout. La potenzialità della stazione sarà di complessivi 1.000 m<sup>3</sup>/h, come quella della stazione subito a monte, su quattro linee parallele e dotate di apparecchiature aventi i seguenti dati:
    1. N°4 sedimentatori accelerati da 1.850 x 2.500 mm, Q<sub>max</sub> 333 m<sup>3</sup>/h.
    2. N°1+1R soffianti per la pulizia dei tappeti filtranti.
    3. N°2 coclee trasporto fanghi alle monovite.
    4. N°2 pompe monovite per l'invio dei fanghi primari alla linea fanghi da 30 m<sup>3</sup>/h e 6 bar.
    5. N° 8 panconi di sezionamento dei canali.

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 5 di 28

6. N° 5 paratoie di regolazione a soglia stramazabile.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire l'inserimento dell'opera nel profilo idraulico;
  2. operare un abbattimento calibrato del carico inquinante al comparto ossidativo;
  3. operare una grigliatura meccanica finissima dei reflui a protezione delle ultramembrane;
  4. utilizzare tecnologie compatte, chiuse per ridurre la produzione di maleodoranze e facilitare la captazione degli odori.
- **Opere di equalizzazione:** l'impianto sarà dotato di una serie di accumuli che si possono suddividere in: equalizzazione principale ed esistente/ausiliaria. L'equalizzazione principale sarà costituita dalle attuali vasche di stabilizzazione fanghi (da 750 m<sup>3</sup> ciascuna) e da due nuove vasche realizzate al disotto dei locali dissabbiatura e sedimentazione accelerata (da 410 e 735 m<sup>3</sup>) per complessivi 2.645 m<sup>3</sup>, in grado di accumulare la portata media per circa 7h. Tale equalizzazione principale sarà alimentata dal partitore e riceverà reflui dissabbiati e sedimentati. Al fine di limitare i sollevamenti e quindi il consumo energetico si ipotizza che l'afflusso alle equalizzazioni sia limitato a  $Q_m/2$ . Le nuove equalizzazioni saranno dotate di agitatori ad elica, mentre in quelle ex stabilizzazioni si continuerà ad utilizzare l'insufflaggio di aria quale agitazione, quindi a regimi molto ridotti rispetto all'attualità. I reflui accumulati saranno poi sollevati tramite pompe sommerse ed inviate a valle del partitore ossia in denitrificazione.
- L'equalizzazione esistente/ausiliaria sarà costituita dalle esistenti vasche di equalizzazione per un volume complessivo di  $700 \times 4 = 2.800 \text{ m}^3$ , in grado di accumulare la  $Q_m$  per circa 7,46 h, che saranno alimentati dai reflui di punta provenienti dalla grigliatura. È previsto che tali vasche siano alimentate dai reflui che eccederanno la portata gestibile dalla dissabbiatura, quindi, in ordinario riceveranno 314 m<sup>3</sup>/h per alcune ore al giorno, mentre in caso di manutenzione di un comparto di dissabbiatura potranno ricevere anche 594 m<sup>3</sup>/h o addirittura tutta la portata affluente. Tali vasche sono e saranno dotate di sistemi di agitazione sollevamento per la vuotatura delle stesse e saranno riempite in cascata in modo da poter fungere anche da accumuli per arrivi anomali. Nel caso in cui tali vasche dovessero riempirsi i reflui saranno deviati verso la flocculazione d'emergenza che fungerà quindi da troppo pieno. La potenzialità della stazione sarà degli attuali complessivi 2.800 m<sup>3</sup>, come interventi su di esse si prevede solo la modifica delle tubazioni di mandata delle pompe di sollevamento e l'inserimento di inverter sulle pompe e di misuratori di portata elettromagnetici e quindi:
1. N°6 misuratori di portata elettromagnetici DN 200
  2. N°2+2R elettropompe sommerse da 94 mc/h a 6 m da 5,5 kW
  3. N°1+1R elettropompe sommerse da 188 mc/h a 6 m da 7,5 kW
  4. N°4 mixer orizzontali da 1,5 a 3,5 kW elica a tre pale da 370 mm
  5. N°8 inverter da 7,5 kW.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire l'inserimento dell'opera nel profilo idraulico;
2. operare un calibratura della portata alla sedimentazione accelerata e quindi al comparto biologico;
3. garantire accumulo della portata per consentire le operazioni di manutenzione;
4. creare degli accumuli che possano essere utilizzati per mitigare gli effetti degli eventuali arrivi anomali;

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 6 di 28

5. utilizzare opere esistenti che possano svolgere la funzione di equalizzazione nelle more che vengano realizzate le nuove opere.

- Chiariflocculazione e accumulo acque non conformi: l'attuale impianto è dotato di una chiariflocculazione di emergenza che sarà mantenuta in esercizio. Il progetto prevede, infatti, che i liquami, che non possano essere accumulati nella equalizzazione esistente/ausiliaria, siano prima condizionati chimicamente, per favorire i fenomeni di coagulazione nelle attuali vasche attrezzate, per essere poi inviati ai sedimentatori (attuali secondari) dove i coaguli sedimenteranno, mentre le acque chiarificate saranno inviate ad un ulteriore accumulo di circa 5.000 m<sup>3</sup> realizzato nell'area attigua al depuratore. Il fondo dei sedimentatori secondari sarà collegato al nuovo pozzetto dreni in modo da poter essere facilmente rimossi ed inviati in testa al depuratore. Tale configurazione consentirà quindi di avere un accumulo non di liquore brutto ma di liquore sedimentato riducendo, quindi, la putrescibilità dell'accumulo, la manutenzione del post accumulo e limitando il carico che tali acque costituiranno per il depuratore nei giorni seguenti all'inizio delle operazioni di vuotatura dei medesimi accumuli. Altra importante funzione che sarà svolta da tale accumulo è quella di fungere da troppo pieno del comparto ossidativo, infatti, in caso di blocco totale del comparto membrane (ipotesi rara ma non impossibile per incendio quadri elettrici, per furto cavi, per rottura tubazioni o allagamenti) le acque che dovessero defluire a gravità nella ossidazione saranno deviate attraverso un troppo pieno ai sedimentatori per poi confluire in tale accumulo. In tale condizione sarà operato il fermo delle soffianti in modo che non vi sia trascinarsi di biomassa. Le acque accumulate saranno scaricate nel pozzetto dreni per essere poi depurate, nel momento in cui saranno risolte le criticità, pertanto devono essere realizzate in aree attigue al depuratore. La potenzialità della stazione sarà dei 2.650 (sedimentatori secondari esistenti) + 1.620 + 3.420 m<sup>3</sup> per un totale di 7.690 m<sup>3</sup> ossia un volume di accumulo di circa 20h alla Q<sub>m</sub>. Gli interventi previsti sono quindi di realizzazione di un nuovo pozzetto di alimentazione dei sedimentatori secondari, modifica delle tubazioni di alimentazione e scarico dei sedimentatori, realizzazione di bacini di accumulo interrati realizzati con materiale di riempimento ad alto valore di vuoti racchiuso in teli plastici impermeabili, dotati di canali ispezionabili per lo scarico ed il lavaggio, ricoperti con 60 cm di terreno vegetale e dotati di pozzetti per lo scarico delle acque nel pozzetto dreni.

Le attrezzature previste sono quindi:

1. N°1 pozzetto partitore.
2. N°2 pozzetti con 2 valvole ciascuno sulle tubazioni di ricircolo fanghi.
3. N°2 bacini accumulo acque non conformi.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire il deflusso delle acque senza causare allagamenti;
  2. realizzare accumuli che non modificano l'aspetto delle aree esterne al depuratore;
  3. realizzare accumuli in grado di consentire la manutenzione in asciutto di opere e stazioni di trattamento del depuratore senza far confluire al recapito acque non conformi;
  4. utilizzare opere esistenti limitando le demolizioni e la conseguente produzione di rifiuti.
- Comparto biologico: l'impianto è attualmente costituito da quattro linee con bacino di denitrificazione seguito da ossidazione. Il progetto prevede il potenziamento di tale comparto atteso che, con l'inserimento dell'ultrafiltrazione, potrà essere operato quasi il raddoppio della concentrazione della biomassa, unica attrice della depurazione biologica. Tale condizione, infatti, consente di aumentare le potenzialità depurative senza incrementare i volumi delle vasche ma solo quelli dell'aria da insufflare e ricircoli. Dallo studio effettuato ed al fine di garantire franchi di sicurezza si è previsto comunque di incrementare il volume del comparto

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 7 di 28

di denitrificazione realizzando due nuovi comparti di denitrificazione a monte degli esistenti e prevedendo un funzionamento a livello variabile del comparto esistente in modo da avere comunque un incremento del volume utile di circa il 10% operando l'innalzamento del pelo libero di circa 50 cm, essendo attualmente presente un franco tra bordo vasca e pelo libero di oltre 1 m. Tanto si rende possibile in quanto a valle dell'ossidazione sarà presente un sollevamento che alimenterà il comparto ultrafiltrazione. Il progetto, quindi, prevede la realizzazione di due nuove denitro da circa 428 m<sup>3</sup> che si sommerebbero ai 1.425 m<sup>3</sup> relativi ai comparti attuali e ai 4.097 m<sup>3</sup> di biologico con ipotesi di funzionamento con una concentrazione della biomassa di 8gr/l. Tale valore, regolabile attraverso la modulazione della portata di supero, assume valore di garanzia e modularità di funzionamento, potendo variare da 4 a 12 gr/l, permettendo quindi al gestore di regolare la concentrazione con l'incrementarsi del carico affluente. La potenzialità della stazione sarà di complessivi 5.950 m<sup>3</sup>, rispetto agli attuali 5.330 m<sup>3</sup> e prevederà anche la modifica sia della canaletta di ricircolo fanghi sia del sistema di agitazione delle denitro, che avverrà tramite agitatori a pale ad asse verticale in grado di garantire l'omogeneità in vasche con alti battenti sia per le nuove vasche che per le esistenti. Si riassume i dati delle apparecchiature:

1. N°8 agitatori per le denitro (4 nelle esistenti e 4 nelle nuove) a pala ad asse verticale da 1,5 a 3,0 kW completi di trave pedonale.
2. N°2+1R soffianti ad alto rendimento da 6.000 Nm<sup>3</sup>/h da ubicare nell'attuale locale disidratazione.
3. N°4 valvole motorizzate a fusso per la regolazione dell'ossigeno in modo da regolare il quantitativo di aria sulla singola vasca in funzione del valore di ossigeno disciolto presente nella stessa vasca.
4. N°3 paratoie di regolazione a soglia stramazabile nel nuovo comparto denitro.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire il funzionamento del comparto ossidativo attuale durante l'esecuzione dei lavori in quanto non sono previste opere in vasca;
  2. operare il potenziamento della stazione incrementando la quantità di biomassa presente nel reattore biologico.
- **Comparto ultramembrane:** l'impianto ad ultramembrane avrà la funzione di trattenere le colonie batteriche costituenti la biomassa del comparto ossidativo, funzione attualmente dai sedimentatori secondari. Tale azione filtrante avviene attraverso la suzione di acqua da membrane. La tecnologia utilizzata nei depuratori limitrofi che ha quindi già manifestato affidabilità è quella legata a membrane cave. In generale le tecnologie di ultramembrane si differenziano a seconda del sistema di pulizia, infatti la suzione di acqua di acqua comporta l'accumulo di biomassa sulla superficie che se non fosse rimossa causerebbe l'intasamento del sistema. Nella tipologia a membrane cave, queste possono essere legate ad entrambe le estremità o solo ad una, la pulizia è operata sia dal movimento delle membrane sia da bolle grosse di aria, nonché da una fase di brevi controlavaggi con la stessa acqua del permeato e periodicamente con dei lavaggi e pulizie con soluzioni disinfettanti. Per evitare che corpi grossolani possano attorcigliarsi o tagliare tali fibre è necessario che i reflui siano grigliati benissimo, azione svolta dalla sedimentazione accelerata. Il sistema ultramembrane sarà alimentato attraverso quattro pompe regolate aventi potenzialità di circa 700 m<sup>3</sup>/h con inverter che aspireranno tramite un collettore collegato al pozzetto DG e tramite un collettore di mandata alimenteranno le 8 vasche membrane. Il collettore di aspirazione sarà dotato di camicia di aspirazione in modo da poter aspirare i reflui sia dal fondo che dal pelo libero del liquame presente nel pozzetto DG. Le membrane saranno dimensionate per trattare la Q<sub>m</sub> di 375 m<sup>3</sup>/h sino 2Q<sub>m</sub> per quasi un giorno, ossia circa 47 e 107 m<sup>3</sup>/h a treno. Tale scelta risulta obbligata in quanto ci saranno dei periodi in cui alla portata giornaliera si sommerà quella derivante dalla svuotamento delle vasche di accumulo. Una tale variabilità sarà possibile

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 8 di 28

grazie all'uso di pompe volumetriche a lobi regolate da inverter che, attraverso un controllo PLC, garantiranno un livello costante nel comparto ossidativo. Le membrane sono ubicate in moduli, detti "cassette", che non saranno completamente saturi ma potranno essere integrati con altre fibre, garantendo così la possibilità di implementare la potenzialità del comparto che è legata alla superficie di membrane presenti. L'acqua estratta dalle membrane, detta "permeato" sarà quindi deviata in ulteriori due bacini di accumulo da utilizzare quale vasche di compenso per il controlavaggio delle membrane ed eventuale clorazione di emergenza; queste vasche avranno dimensioni tali da poter ospitare in futuro altri moduli di ultrafiltrazione. Tale acqua, priva di batteri e, quindi, di SST, costruirà il refluo da inviare sia al recapito finale sia al riutilizzo; infatti, sulla tubazione di uscita di tali vasche sarà realizzato un collegamento alla tubazione di alimentazione della vasca L1/5. Tutte le suddette opere saranno realizzate in un locale tecnologico contenente le apparecchiature e le elettropompe per il funzionamento delle membrane, nonché dai bacini di contenimento delle membrane, il tutto realizzato in area disponibile attigua all'ossidazione. L'uscita di tali bacini, raccolta due canalette, sarà collegata all'attuale canaletta di ricircolo che consentirà l'invio del liquame in testa alla nuova denitro. Tale canaletta avrà anche la funzione di degasaggio per evitare che elevati valori di ossigeno possano giungere alla denitro.

Si riassume i dati delle apparecchiature:

1. N°4 elettropompe ad asse orizzontale da 750 m<sup>3</sup>/h ciascuna da circa 22,00 kW alimentate tramite inverter ubicate nel nuovo locale tecnico.
2. N°8 comparti di ultrafiltrazione costituiti complessivamente da minimo 21.450 m<sup>2</sup> di membrane suddivise in 8 x 2 cassette ciascuno con spazio disponibile di minimo il 10% complete di misuratori di portata, livello, portata in uscita, attuatori automatici per estrazione aria, sensori di temperatura.
3. N°8 pompe a lobi regolate da inverter aventi potenzialità di circa 220 m<sup>3</sup>/h e potenza di circa 11 KW comandate tramite inverter ubicate nel nuovo locale tecnico.
4. N°2+1R soffianti ad alto rendimento da 4.000 Nm<sup>3</sup>/h e potenza 55 KW da ubicare nel nuovo locale tecnico.
5. N°2 serbatoi a doppia camera di accumulo reagenti disinfettanti, completi di pompe dosatrici per iniezione in linea durante il lavaggio delle membrane.
6. N°1 gru carroponte a trazione manuale e con paranco manuale da minimo 3.000 kg.
7. N°1+1R elettropompe ad asse orizzontale da 50 m<sup>3</sup>/h con aspirazione dal fondo delle vasche membrane quale sistema di sollevamento fanghi di supero e vuotatura medesime vasche membrane da 1,5 kW.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire un ottimo rendimento depurativo anche in termini di affidabilità di funzionamento vista la fragilità del recapito;
  2. rispettare le condivise scelte individuate dal custode giudiziario;
  3. garantire un refluo con bassa carica batterica e quindi certamente idoneo al riuso;
  4. contenere l'utilizzo del suolo tramite tecnologie ultracompatte.
- **Riuso della risorsa acqua:** l'attuale impianto è dotato di una vasca di accumulo finale da circa 2.000 m<sup>3</sup> che risulta idonea allo scopo di creare un accumulo per il riuso della risorsa. Tale vasca è attualmente dotata di paratoie automatiche che consentono la regolazione del livello, pertanto il progetto prevede la realizzazione di un pozzetto di scarico in cui le acque da inviare al recapito finale vengano scaricate attraverso un calice la cui funzione principale è quella di garantire sia un volume garantito nelle vasche di accumulo permeato, sia di garantire la possibilità che la vasca esistente L1/5 possa essere riempita a gravità. Le acque in uscita dal

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 9 di 28

depuratore, quindi, riempiranno tale vasca che sarà migliorata attraverso la realizzazione di setto divisorio (necessario per consentire la manutenzione della vasca senza bloccare completamente il servizio); da tale vasca delle pompe ad alta pressione, circa 60 m di prevalenza, garantiranno il riutilizzo delle acque per irrigare i circa 14.000 mq di verde impianto (area interna ed esterna), nonché alimenteranno la rete acqua di servizio del depuratore e potranno essere utilizzate per alimentare una condotta DN 125 destinata ad una rete irrigua per il comprensorio agricolo, consentendo così un riuso di una aliquota, circa 65 m<sup>3</sup>/h, vicina al 20% della portata media. La presenza di un accumulo, seppur utile per garantire disponibilità idrica, rappresenta un problema dal punto di vista della garanzia della disinfezione delle acque. Per evitare la proliferazione batterica e garantire lo stringente valore di 10 E.Coli previsti per il riutilizzo, risulta necessario inserire una batteria di lampade ad U.V. poste subito dopo il sollevamento nel locale disponibile vicino l'attuale clorazione. Le acque in uscita dagli U.V. saranno inviate alla rete per il riuso in impianto come acqua di servizio, per l'irrigazione delle aree a verde ed, in futuro, per il riuso irriguo e saranno utilizzate per garantire un ricircolo all'interno dell'accumulo. Infatti, è previsto l'inserimento di una valvola di sovrappressione che, aprendosi quando l'acqua non viene utilizzata per innalzamento di pressione nella condotta, scaricherà acqua nella vasca di accumulo, garantendo così un costante effetto disinfettante.

Le attrezzature previste sono quindi:

1. N°1 pozzetto partitore.
2. N°2 elettropompe sommerse multi giranti tipo "da pozzo" da inserire in apposito nuovo pozzetto collegato con l'attuale tubazione di scarico della vasca da 70 m<sup>3</sup>/h e 60 m di prevalenza da 22 kW
3. N°2 moduli lampade U.V. del tipo intubate.
4. N°1 vaso di espansione.
5. N°1 valvola DN 80 di sovrappressione tarabile per lo scarico nella vasca di accumulo.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire il riuso della risorsa;
  2. garantire una disinfezione delle acque senza dosaggio di reagenti chimici evitando produzione di ulteriori sotto derivati;
  3. garantire che le aree a verde siano floride e che la barriera arborea sia ben irrigata per sia minimizzare l'impatto paesaggistico sia per compensare le emissioni di CO<sub>2</sub>;
  4. utilizzare opere esistenti limitando le demolizioni e la conseguente produzione di rifiuti.
- **Post accumulo:** l'attuale impianto è dotato di un sollevamento finale che, dopo la disinfezione solleva i liquami in un pozzetto di carico di una tubazione in cemento amianto realizzata circa 40 anni fa. Tale soluzione appare ormai inadatta in quanto la condotta DN 400 era stata progettata e costruita per un funzionamento a gravità, quindi l'utilizzo come condotta in pressione, seppur a bassa prevalenza, potrebbe determinare rotture e perdite incontrollate. Essendo la portata massima convogliabile dalla condotta pari a circa 418 m<sup>3</sup>/h, superiore alla Q<sub>m</sub> di progetto, si è studiata una soluzione in grado di far fronte ai periodi in cui dalle ultramembrane transiterà la portata di 2Q<sub>m</sub>. Dato che la potenzialità del recapito finale da realizzarsi sarà superiore alla Q<sub>m</sub>, si è progettato un pozzetto di carico, a monte di quello di inizio della condotta emissario, collegato al medesimo tramite una condotta dotata di misuratore elettromagnetico di portata e di valvola regolatrice di flusso tarata in modo da non far defluire più di 418 m<sup>3</sup>/h. Il delta di portata in eccesso sarà inviato a dei bacini sotterranei, il post-accumulo, ubicati nel terreno agricolo limitrofo al depuratore. Quando la portata in uscita ritornerà al valor medio il misuratore di portata comanderà l'apertura dello scarico dei bacini,

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 10 di 28

quindi, i circa 43 m<sup>3</sup>/h ancora convogliabili attraverso l'emissario saranno impiegati per svuotare i bacini sotterranei. Il post-accumulo potrà essere utilizzato anche ricevere tutto lo scarico sino al suo riempimento.

Tali bacini saranno realizzati tramite blocchi di riempimento ad alta capacità di vuoti ricoperti da TNT e da 60-80 cm di terreno; saranno dotati di tubazioni forate ispezionabili e pozzetti per effettuare il lavaggio e l'ispezione dei bacini. I bacini saranno alimentati da un collettore posto sul fondo che, tramite valvole con galleggiante, effettueranno il riempimento degli stessi sino alla quota massima. I bacini si svuoteranno lentamente tramite la stessa condotta, nonché saranno dotati di sollevamento per le acque di lavaggio sino ai dreni del depuratore per le operazioni di pulizia. Si prevede, quindi di realizzare 5 bacini aventi complessivamente un volume di 14.500 m<sup>3</sup> in grado di gestire picchi per quasi 2 giorni vuotandosi nei circa 10 giorni seguenti. Visto che l'uso di tali vasche sarà saltuario ed occasionale, per evitare di modificare lo stato dei luoghi e quindi anche la permeabilità del terreno impegnato dai bacini tali bacini non saranno impermeabili trattandosi di acque analoghe a quelle impiegate per irrigare.

Le attrezzature previste sono quindi:

1. N°1 pozzetto partitore
2. N°2 misuratori di portata,
3. N°2 valvole regolatrici a fuso
4. N°5 bacini post accumulo corredati di pozzetti d'ispezione e sistema di riempimento plastico ad alto valore di vuoti da 738 + 1 000 + 1 066 + 1 020 + 1 066 pari a circa 4.890 m<sup>2</sup> ossia circa 14 650 m<sup>3</sup>
5. N° 1 sistema di scarico delle acque di lavaggio dei bacini drenaggio da 10 m.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire il deflusso delle acque senza causare allagamenti;
2. preservare il collettore emissario esistente
3. realizzare accumuli che non modifichino l'aspetto e la permeabilità dei terreni delle aree esterne al depuratore;
4. realizzare accumuli in grado di consentire la manutenzione in asciutto delle opere del collettore e del recapito finale sommandosi agli altri accumuli dell'impianto depurativo garantendo un tempo di accumulo di circa 2 giorno.

## **LINEA FANGHI**

- **Stazione di ispessimento:** tale stazione ha la funzione di aumentare la concentrazione dei fanghi attraverso il dosaggio di coagulanti che consentono la rimozione di acqua. Il progetto prevede l'uso di apparecchiature in luogo delle vasche in modo da: ridurre le dimensioni; limitare la permanenza dei fanghi e quindi le maleodoranze; utilizzare apparecchiature chiuse che possano essere collegate ai sistemi di abbattimento odori. Il progetto prevede la realizzazione di due pozzetti di arrivo dei fanghi, uno dedicato ai fanghi primari prodotti dalla sedimentazione accelerata e l'altro dai fanghi di supero estratti dalle vasche delle ultramembrane. Delle pompe monovite aspireranno il fango dai relativi pozzetti per poi condizionarlo con polielettrolita, farlo coagulare ed esercitarvi una lieve pressione per farlo drenare sino a valori anche del 5-6% di SST. Tale valore consente di garantire un valore minimo del 3% all'interno del seguente comparto di digestione atteso che in esso si ha una riduzione del contenuto di SST per effetto della medesima digestione. I fanghi ispessiti da ciascuna macchina, saranno spinti da ulteriori pompe monovite dedicate verso le tre vasche di digestione, potendo operare quindi una differenziazione tra i comparti. Data la presenza di fanghi primari derivanti da sedimentazione accelerata con possibile presenza di corpi

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 11 di 28

grossolani si prevedono apparecchiature a maglia metallica. Le due linee saranno dotate di punti di comunicazione con saracinesche lucchettabili al fine di evitare involontarie commistioni tra le linee. Le apparecchiature saranno ubicate in un nuovo edificio realizzato in area disponibile e quindi saranno realizzate tra le prime opere. Il loro avvio consentirà il travaso dei fanghi presenti nella attuale digestione e quindi la sua dismissione. Saranno realizzato un edificio con quattro locali di cui uno dedicato a sala quadri ed uno per l'ispessimento, tale locale conterrà:

1. N°2 pozzetti arrivo fanghi (uno per quelli primari e l'altro per i secondari) coperti da 30+10 m<sup>3</sup>
2. N°2+R pompe monovite da 50 m<sup>3</sup>/h e 4 bar da 15 kW regolate da inverter per alimentare gli ispessitori meccanici ed eventualmente bypassarli.
3. N°2 ispettori meccanici interamente inox da minimo 500 kgSST/h regolabili per determinare il grado di secco finale e dotati di reattore di flocculazione
4. N°2 pompe monovite da 9 m<sup>3</sup>/h e 8 bar da 7,5 kW con comparto iniziale a coclea idonee per fanghi densi
5. N°2 stazioni di preparazione polielettrolita liquido del tipo compatte con elettropompa multigrante.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. Garantire una adeguata concentrazione dei fanghi al fine di ridurre il volume dei comparti di digestione;
  2. utilizzare tecnologie compatte, chiuse per facilitare la captazione degli odori;
  3. garantire la possibilità di realizzare linee fanghi separate tra primari e secondari anche al fine di consentire una calibrazione delle stesse in funzione della matrice da trattare;
  4. garantire la possibilità di funzionamento delle apparecchiature quali una riserva dell'altra;
  5. consentire di gestire quantitativi di fanghi nell'arco di massimo 8 ore lavorative in 6gg settimanali, quindi compatibili con gli orari di attuale presidio da parte di personale.
- **Stazione di digestione:** l'attuale stazione digestione è del tipo aerobico. La potenzialità futura dell'impianto depurativo risulterà di poco superiore ai 50mila AE e quindi di potenzialità limitata per rendere la digestione anaerobica conveniente in termini di possibilità di riutilizzo del biogas per produzione di energia elettrica o surplus termico. Inoltre, il progetto prevede una concentrazione elevata di biomassa nel comparto ossidativo; ciò comporta necessariamente un incremento della età della medesima biomassa (calcolati circa 13gg) e quindi un fango di supero già stabilizzato. Pertanto, il progetto prevede la realizzazione di bacini di digestione aerobica del fango, ma strutturalmente predisposti per essere convertiti a digestori anaerobici, in quanto sarà realizzata smussatura degli angoli di parete, degli angoli di fondo, un sistema di estrazione a tre livelli (fondo, mezzaria e superficie), saranno attrezzati dotato di agitatore a pala larga ad asse orizzontale e apertura nel solaio circoscrivibile su cui poter installare cupola biogas a membrana. Il progetto prevede, oltre ai suddetti accorgimenti, quindi tre comparti che avranno una volumetria utile di 3.375 m<sup>3</sup> complessivi e che saranno dotati di un sistema di aerazione a bolle medie alimentato da compressori ad alta efficienza in grado di fornire aria e mantenere in agitazione il fango. Dato l'elevato battente previsto, 7,5 m, la presenza di agitazione meccanica e compressori garantirà elevate temperature anche nel periodo invernale. I compressori ad alte efficienza saranno ubicati in un nuovo locale, da realizzare in luogo della attuale filtrazione, che potrà esser convertito a centrale termica.

Sarà, quindi, realizzato un edificio per l'alloggio dei compressori e tre comparti di digestione attrezzati con:

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 12 di 28

1. N°1+1R compressore ad alta efficienza da circa 3.500 Nm<sup>3</sup>/h a 800 mbar prevalenza;
2. N°3 pozzetti di carico fanghi collegati col fondo dei digestori e dotati di troppo pieno collegato alla rete dreni.
3. N°3 teli di copertura per il contenimento odori e relativa deodorizzazione
4. N°3 cupole circolari inox da 1.500 mm quali botole di accesso, passaggio tubazioni aria e captazione aria esausta
5. N°3 agitatori a pala ad asse orizzontale da 1.600 mm potenza 2,5 KW
6. N°3 pozzetti scarico fanghi con tubazione attrezzata per estrazione fango dal fondo, dalla mezzeria e dalla superficie.
7. N° 450 piattelli a bolle medie per vasca.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. Ridurre la produzione di fanghi da depurazione attraverso la digestione degli stessi;
  2. garantire la reversibilità del sistema da aerobico ad anaerobico;
  3. ridurre le maleodoranze prodotte dai fanghi.
- **Stazione di disidratazione meccanica:** tale stazione ha la funzione di rimuovere l'acqua dai fanghi ormai stabilizzati riducendo quindi il quantitativo di rifiuti prodotti. La tecnologia ormai consolidata per effettuare tale tipo di lavoro è quella attraverso estrattori centrifughi, ossia macchine che mettendo in rotazione i fanghi, condizionati tramite coagulanti tipo polielettrolita, consentono una separazione delle parti solide dall'acqua. Le parti solide vengono compresse tramite una coclea a vite e scaricate dalla parte opposta rispetto allo scarico dell'acqua. Il progetto prevede l'uso di apparecchiature ad alto rendimento in modo da: ridurre le tonnellate di rifiuti prodotti (fanghi da depurazione CER 190805); ottimizzare i consumi di reagenti e di energia elettrica; utilizzare apparecchiature chiuse che possano essere collegate ai sistemi di abbattimento odori. Il progetto prevede la realizzazione di due linee di disidratazione fanghi collegate entrambe ai tre digestori fanghi; in tal modo sarà possibile poter dedicare una linea ad un digestore e l'altra a due così come usare le macchine in parallelo, qualora la tipologia di fanghi trattati sia omogenea per la scarsa produzione di fanghi primari prodotti dalla sedimentazione accelerata. Delle pompe monovite aspireranno il fango dai relativi digestori per poi condizionarlo con polielettrolita, farlo coagulare ed esercitarvi una forte pressione per farlo drenare sino a valori minimo del 25% di SST. Tale valore consente di garantire l'invio dei fanghi a qualunque tipo di destino, sia esso compostaggio, discarica, impianto di gessificazione, o riutilizzo diretto su suolo in funzione della disponibilità dei conferimenti e degli oneri economici. I fanghi disidratati da ciascuna macchina, saranno trasportati da coclee chiuse verso due cassoni per il trasporto fanghi che saranno caricati da una coclea reversibile finale che consentirà di caricare un cassone per volta. Il verso di rotazione di tale coclea sarà elettricamente abbinato ad ognuna delle due centrifughe operando quindi la differenziazione dello smaltimento. Le due linee saranno, quindi, dotate di punti di comunicazione ma tutti i punti saranno muniti di leve lucchettabili per evitare involontarie commistioni tra le linee. Le apparecchiature saranno ubicate in un nuovo edificio descritto nell'ispessimento ed il loro avvio consentirà la dismissione dell'attuale linea fanghi. Saranno ubicate nell'edificio con quattro locali di cui uno dedicato a sala quadri, uno per le centrifughe, tale locale conterrà:
    1. N°2+1R pompe monovite da 50 m<sup>3</sup>/h e 2 bar regolate da inverter per alimentare le centrifughe.
    2. N°2 centrifughe da minimo 500 kgSST/h regolabili per determinare il grado di secco finale dotate di misuratori di portata per il fango ed il polielettrolita e di misuratori di torbidità del fango per valutare gli SST trattati.

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 13 di 28

3. N°4 coclee con albero interamente inox da minimo 300 mm di diametro per il trasporto e carico dei cassoni.
4. N°2 stazioni di preparazione polielettrolita liquido del tipo compatte con elettropompa multigrante.

Tali scelte progettuali derivano dalla necessità di:

1. garantire una adeguata disidratazione dei fanghi al fine di ridurre il quantitativo di rifiuti prodotti dal comparto di digestione;
2. utilizzare tecnologie compatte, chiuse per facilitare la captazione degli odori;
3. garantire la possibilità di realizzare linee fanghi separate tra primari e secondari anche al fine di consentire una calibrazione delle stesse in funzione della matrice da trattare;
4. garantire la possibilità di funzionamento delle apparecchiature quali una riserva dell'altra;
5. consentire di gestire quantitativi di fanghi nell'arco di massimo 8 ore lavorative in 6gg settimanali, quindi compatibili con gli orari di attuale presidio da parte di personale.

## 2. VERIFICA IDRAULICA

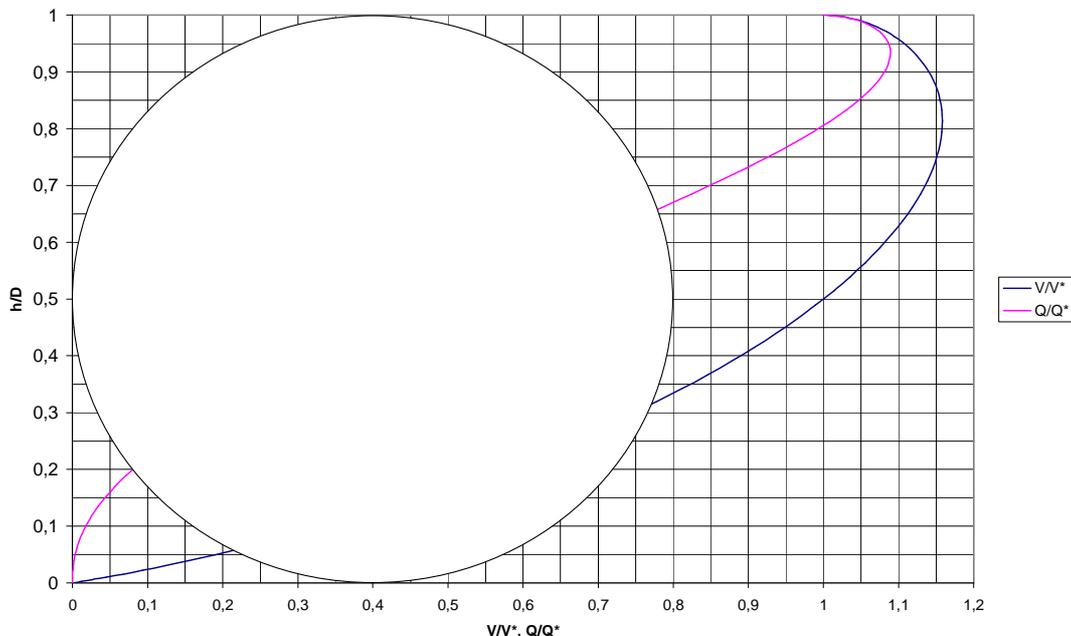
Le tubazioni da utilizzarsi saranno quelle in polietilene ad alta densità del tipo PE 100, per tratte fuori terra tubazioni di acciaio inox AISI304.

### 2.1 COLLEGAMENTI A PELO LIBERO

L'indice di scabrezza utilizzato ai fini del calcolo idraulico è quello di Bazin  $\gamma = 0,06$  (tubazione in materiale plastico).

Definito il profilo idraulico in base all'andamento altimetrico del singolo tronco, è stato possibile ricavare il valore della pendenza motrice  $i$ ; nell'ipotesi di adottare un franco pari a  $f = 0,2 \cdot D$ , si è verificato che la portata smaltita dalla singola sezione con il valore di franco adottato e con la pendenza motrice fissata sia maggiore della portata di punta di progetto  $Q_p$ , ossia che  $Q > Q_p$ .

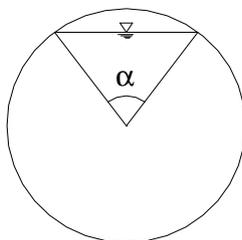
Inoltre, mediante l'ausilio di opportuni abachi riportanti le scale di deflusso della portata  $Q/Q^* = f(h/D)$  e della velocità  $V/V^* = f(h/D)$  (con  $Q^*$  e  $V^*$  si sono indicati i valori rispettivamente di portata e velocità relativi alla condizione di sezione piena, ossia  $f = 0$ ; si veda la successiva fig. 2.1.1), si sono verificate le effettive condizioni di funzionamento della tubazione sia in termini di grado di riempimento  $h/D$  che di velocità  $V$ , nell'ipotesi di portata smaltita pari a quella di punta di progetto  $Q_{ip}$  e nell'ipotesi di portata smaltita pari a quella media  $Q_{im}$  (ottenuta dividendo la portata di punta  $Q_{ip}$  per il coefficiente di punta  $c_p$ ), avendo cura che la velocità nel condotto non scenda a valori troppo bassi, comunque non inferiori a  $0,45 \div 0,50$  m/s (al fine di evitare fenomeni di interrimento nel condotto e conseguente sviluppo di fenomeni putrefattivi) e non raggiunga valori troppo elevati, in ogni caso non superiori a  $V = 5,00$  m/s (per evitare problemi di usura della tubazione legati alla eccessiva velocità ed eventuale entrata in pressione).



**Fig.2.1.1.** Scala di deflusso della portata e di velocità per una tubazione circolare.

Di seguito si riportano le formule utilizzate per il calcolo delle portate e delle velocità nei condotti:

- $Q = V \cdot \omega$  portata smaltita;
- $V = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$  velocità raggiunta nel condotto (formula di Chezy);
- $R = \omega / C$  raggio idraulico;
- $\omega = \pi \cdot D^2 / 4 - D^2 / 4 \cdot (\alpha - \sin \alpha)$  area della sezione;
- $C = \pi \cdot D - D \cdot \alpha / 2$  contorno bagnato della sezione;
- $\alpha = 2 \cdot \cos^{-1}(r - f/r)$  angolo al centro definito come in fig. 2.1.2;
- $\chi = 87 / (1 + \gamma)$  coefficiente di scabrezza (formula di Bazin).



**Fig.2.1.2.** Sketch di definizione dell'angolo  $\alpha$ .

Nelle sottostanti tab.2.1.2, tab.2.1.3 e tab.2.1.4 si riporta la situazione riepilogativa della verifica idraulica effettuata, nell'ipotesi di considerare per ciascun tronco il valore di pendenza massima e minima, entrambi desunti dai profili di progetto e un coefficiente di scabrezza di Bazin  $\gamma = 0,06$  per la tubazione di nuova realizzazione (collegamento tra sollevamento finale e pozzetto PZ19) e  $\gamma = 0,23$  per l'emissario esistente (tubazione in materiale cementizio).

In corrispondenza della pendenza di progetto è stata considerata la portata  $Q_{ip}$  di funzionamento desunta dalla verifica del processo biologico in cui sono stati dimensionati i vari comparti.

Nella tab.2.1.2 e tab.2.1.3 sono riportati i valori dei parametri idraulici calcolati nelle condizioni di funzionamento relative all'ipotesi di franco adottato pari a  $f = 0,2 \cdot D$ ; nella tab.2.1.4 si riportano i valori di grado di riempimento  $h/D$  e di velocità  $V$  nelle condizioni effettive di funzionamento. Come detto in precedenza, i valori  $Q^*$  e  $V^*$  indicano i valori rispettivamente di portata e velocità relativi alla condizione di sezione piena, ossia  $f = 0$ .

Da un'analisi della suddetta tabella è possibile osservare come per tutte i tronchi considerati il valore di velocità non scende mai al di sotto del valore limite  $V = 0,50$  m/s.

Tronco	D (m)	f (m)	h=D-f	r= h/D	$\alpha$ (rad)	A (m <sup>2</sup> )	C (m)	R=A/C
SOL.FIN. – PZ19	0,4000	0,040	0,360	0,90	4,99618	0,119	0,999	0,119
EMISS. ESIST.	0,3966	0,040	0,357	0,90	4,99618	0,117	0,991	0,118

**Tab.2.1.2.** Tabella riassuntiva relativa ai tronchi oggetto della verifica idraulica con riferimento alla condizione di franco  $f=0,2 \cdot D$ .

Tronco	$\gamma$	$\chi$	i	V (m/s)	Q (l/s)
SOL.FIN. – PZ19	0,10	67,462	0,0020	1,04	124,09
EMISS. ESIST.	0,06	74,073	0,0020	1,14	133,37

**Tab.2.1.3.** Tabella riassuntiva relativa ai tronchi oggetto della verifica idraulica con riferimento alla condizione di franco  $f=0,2 \cdot D$ .

Tronco	$A^*$ (m <sup>2</sup> )	$R^*$ (m)	$\chi^*$	$V^*$ (m/s)	$Q^*$ (l/s)	$Q_p$ (l/s)	$Q_p/Q^*$	$r = h/D$	$V_{eff}/V^*$	$V_{eff}$
SOL.FIN. – PZ19	0,126	0,100	66,10	0,93	117,41	116,11	0,989	0,819	1,128	1,05
EMISS. ESIST.	0,123	0,099	73,08	1,03	127,06	116,11	0,914	0,763	1,116	1,15

**Tab.2.1.4.** Tabella riassuntiva relativa ai tronchi oggetto della verifica idraulica relativa alle effettive condizioni di funzionamento.

Per quanto concerne i canali a sezione rettangolare, la verifica in moto uniforme è stata condotta utilizzando la classica formula di *Chezy* per canali a pelo libero, la quale porge, con coefficiente di resistenza caratterizzato mediante la relazione di *Gauckler – Strikler*, la seguente espressione:

$$Q = K \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

dove K è il coefficiente di scabrezza, A l'area della sezione trasversale del canale, R il raggio idraulico, i la pendenza del fondo del canale.

In particolare, è stato verificato il canale per il ricircolo miscela areata dai reattori MBR alla stazione di pre-denitrificazione, di dimensioni trasversali pari a mt. 0,60 x 0,70, realizzato in calcestruzzo armato, con pendenza motrice  $i = 0,20\%$  e il canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiari-flocculazione di emergenza, di dimensioni trasversali pari a mt. 1,00 x 1,00 nel primo tratto e pari a mt. 1,00 x 0,70 nel secondo tratto, anch'esso con pendenza motrice  $i = 0,20\%$  e realizzato in calcestruzzo armato.

Nelle successive figg.2.1.3, 2.1.4, 2.1.5, 2.1.6, 2.1.7 e 2.1.8 si riportano, rispettivamente, la scala di deflusso delle portate e la scala di deflusso delle velocità, nell'ipotesi di coefficiente di scabrezza  $K = 60$ , per il canale di ricircolo della miscela areata, per il canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiariflocculazione – 1°tratto e per il canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiariflocculazione – 2°tratto.

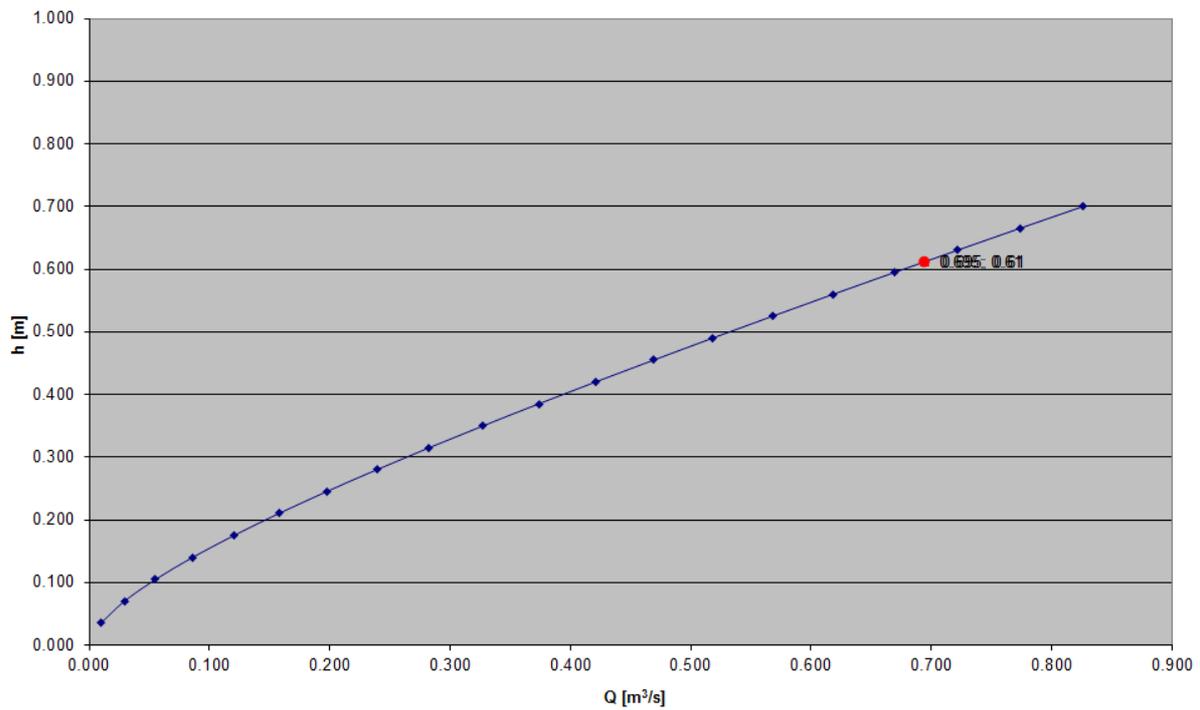


Fig.2.1.3. Scala di deflusso delle portate del canale di ricircolo miscela aerea.

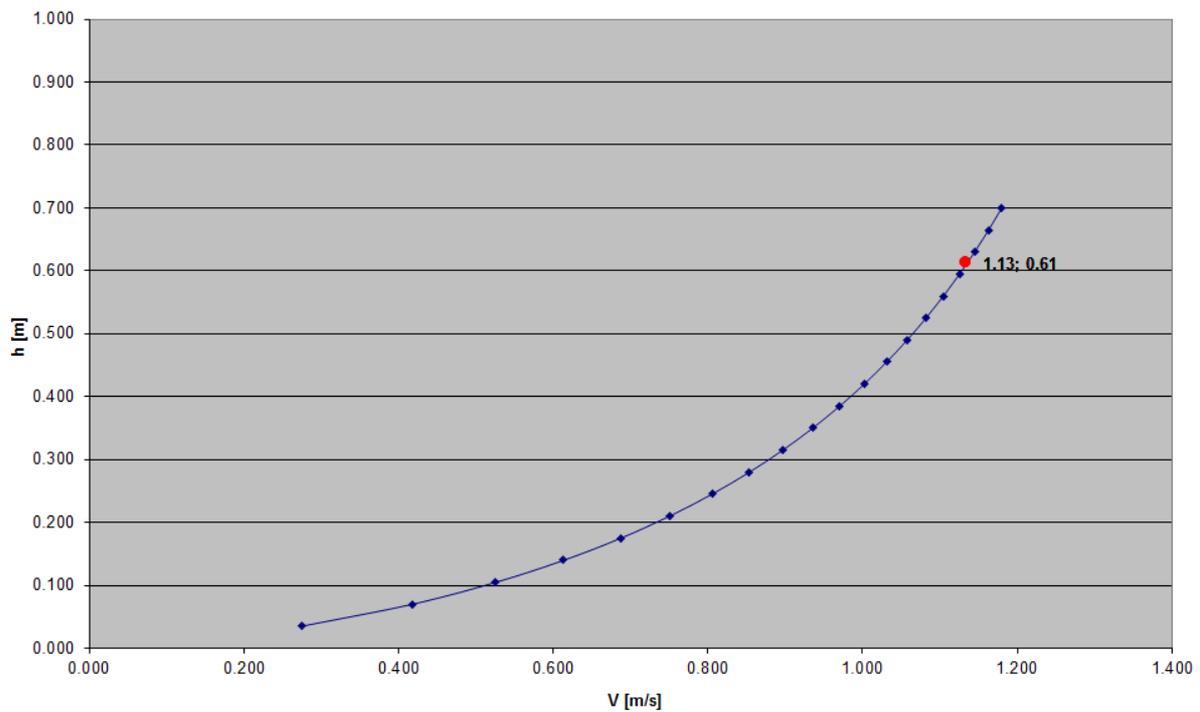


Fig.2.1.4. Scala di deflusso delle velocità del canale di ricircolo miscela aerea.

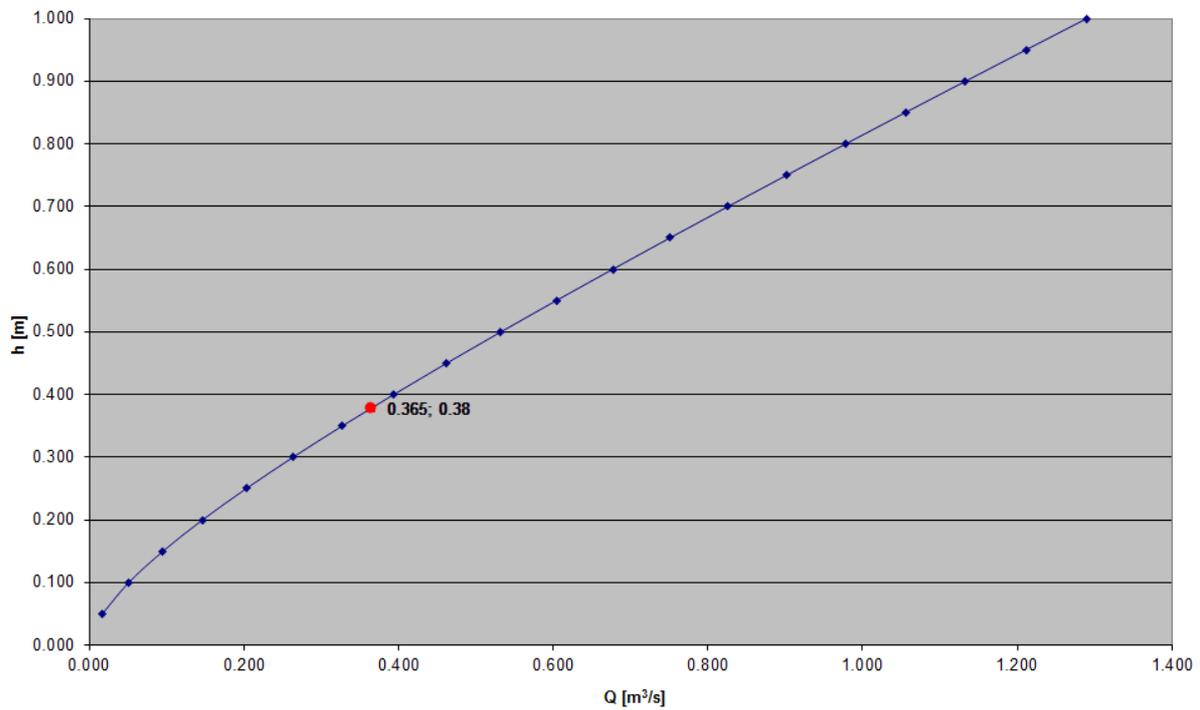


Fig.2.1.5. Scala di deflusso delle portate del canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiariflocculazione – 1°tratto.

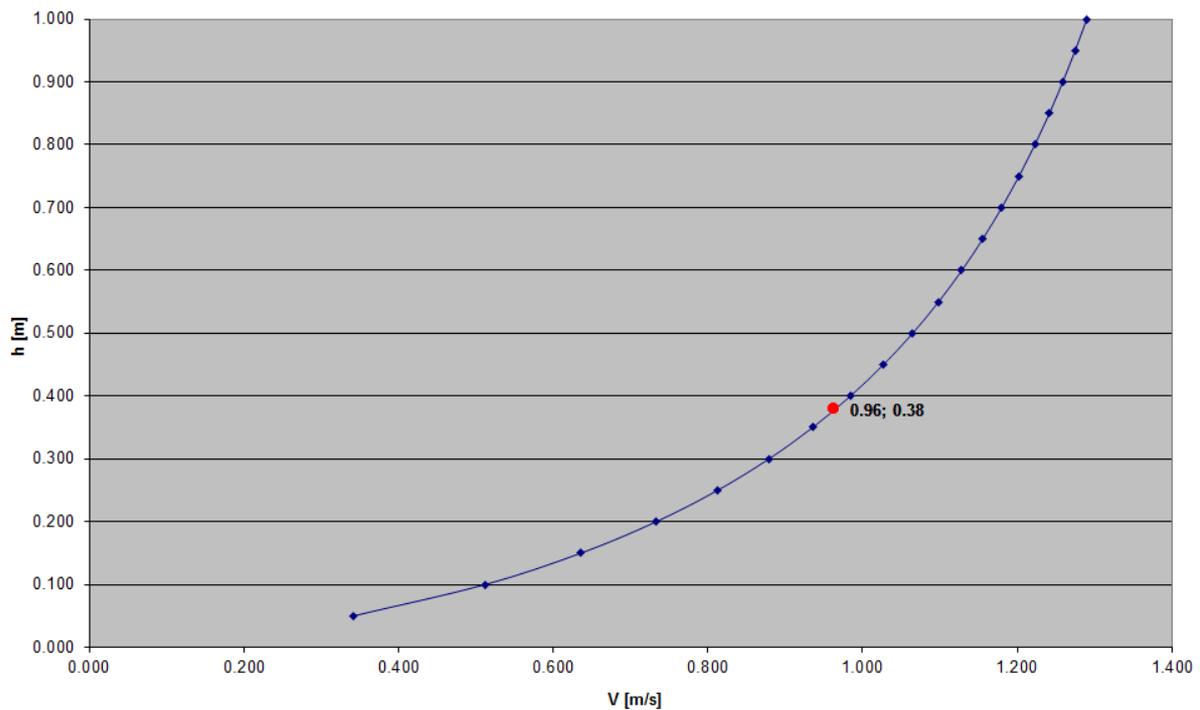


Fig.2.1.6. Scala di deflusso delle velocità del canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiariflocculazione – 1°tratto.

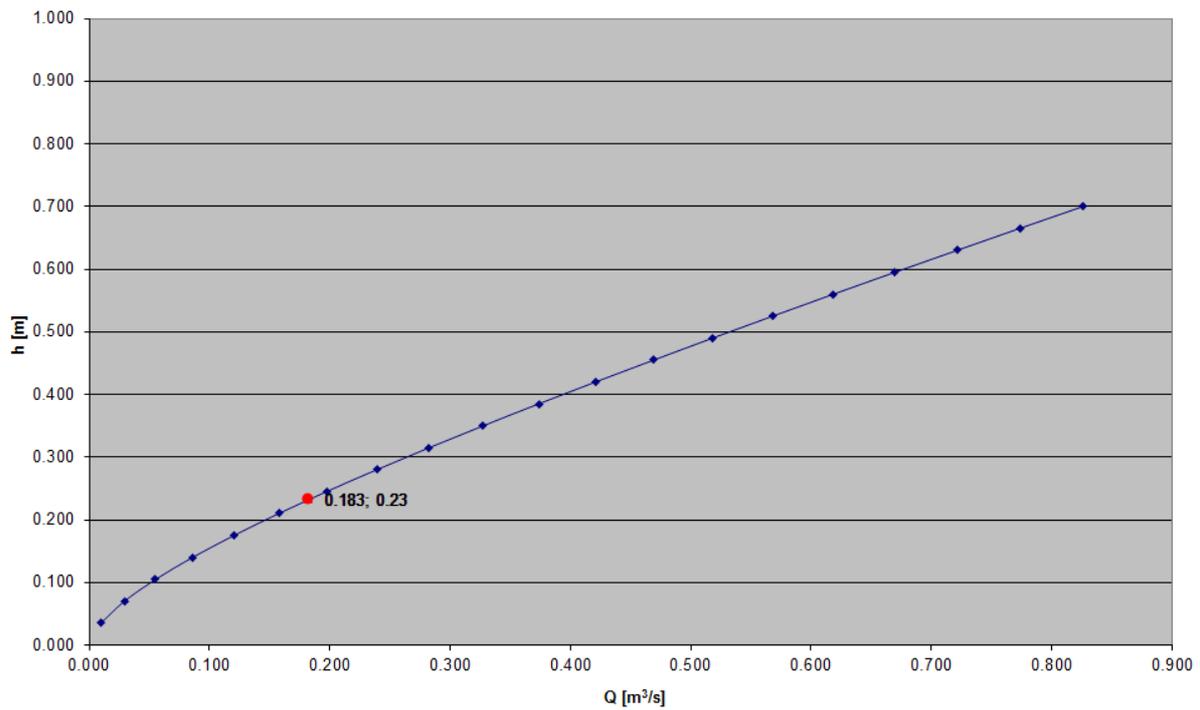


Fig.2.1.7. Scala di deflusso delle portate del canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiariflocculazione – 2° tratto.

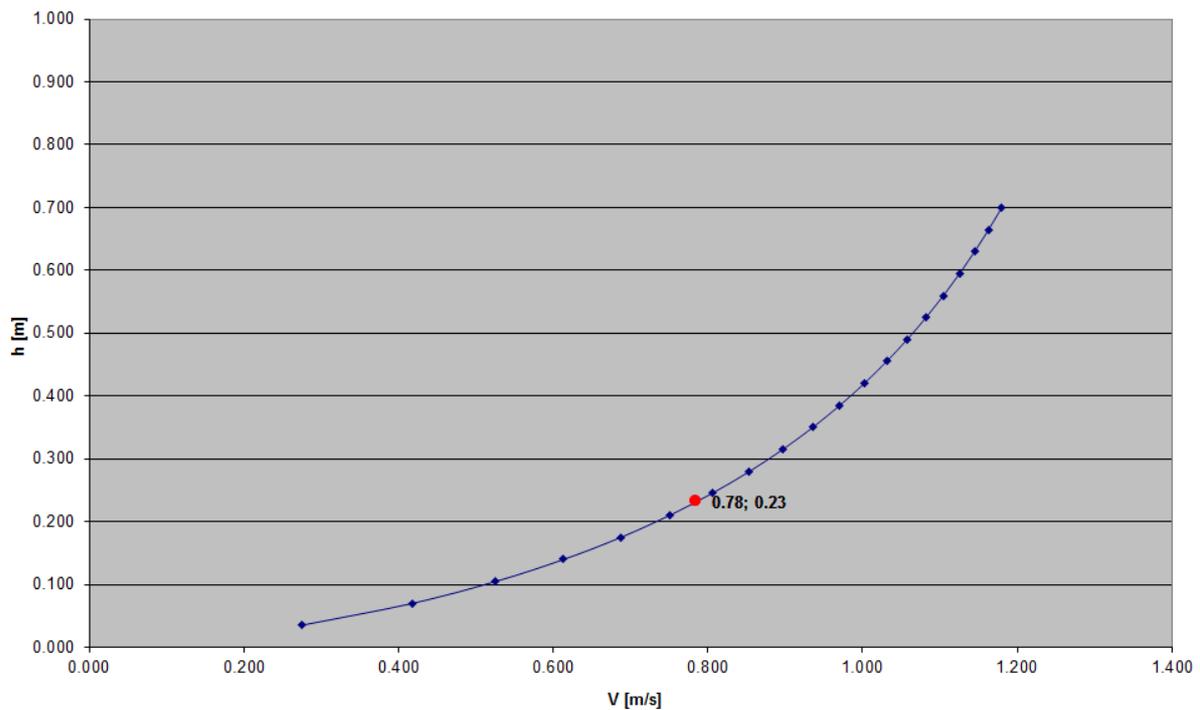


Fig.2.1.8. Scala di deflusso delle velocità del canale di collegamento tra la equalizzazione esistente/ausiliaria e la chiariflocculazione – 2° tratto.

	<b>Progetto per il potenziamento ed adeguamento dell'impianto depurativo a servizio dell'agglomerato di MARTINA FRANCA (TA)</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>Relazione idraulica</b>	<b>RI</b>
		Maggio 2016
		Pagina 20 di 28

## 2.2 COLLEGAMENTI IN PRESSIONE

Il calcolo per la determinazione del diametro del singolo condotto, nota la portata e il dislivello tra il livello del pelo libero della vasca a monte e a valle dello stesso nonché la sua lunghezza, è stato condotto utilizzando le formule di *Colebrook e Darcy – Weisbach*, le quali rispettivamente porgono:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log\left(\frac{2,51}{\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon}{3,71 \cdot D}\right) \quad (1)$$

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot Q^2}{D^5 \cdot g \cdot \pi^4} = K(D) \cdot Q^2 \quad (2)$$

dove  $\lambda$  è il fattore di resistenza,  $\varepsilon$  la scabrezza assoluta,  $g$  accelerazione di gravità,  $D$  il diametro della tubazione,  $\text{Re} = V \cdot D / \nu$  il numero di Reynolds, con  $V$  velocità media in condotta pari al rapporto tra la portata  $Q$  transitante e l'area  $A$  della tubazione e  $\nu$  viscosità cinematica dell'acqua,  $J$  cadente piezometrica esprime la perdita di carico in metri di colonna d'acqua per metro lineare di tubazione e pari al rapporto  $J = y/L$ , con  $y$  dislivello piezometrico tra il serbatoio di monte e quello di valle e  $L$  lunghezza della condotta in esame.

Si osservi che la formula di Colebrook (2) presenta un carattere di assoluta generalità, nel senso che è valida per qualsiasi tipo di materiale (tramite opportuna caratterizzazione dell'indice di scabrezza) nonché regime di moto (laminare, turbolento di transizione, assolutamente turbolento). Nel caso di moto assolutamente turbolento, ossia per numeri di Reynolds elevati (tanto più elevati quanto più grande è la scabrezza relativa  $\varepsilon/D$ ),  $\lambda$  dipende solo dalle caratteristiche geometriche della tubazione e di scabrezza, ossia:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log\left(\frac{\varepsilon}{3,71 \cdot D}\right)$$

Orbene, a causa della presenza dell'incognita  $\lambda$  all'interno dell'argomento del logaritmo, la suddetta formula di Colebrook è di scarsa applicazione pratica. Per questo motivo, si è utilizzata la più pratica formula di Supino, la quale porge:

$$\lambda = \lambda_{\infty} \cdot \left(1 + \frac{4}{\text{Re} \cdot \frac{\varepsilon}{D}}\right)^2 \quad (3)$$

con  $\lambda_{\infty} = \frac{1}{4} \cdot \left(\log \frac{3,71}{D/\varepsilon}\right)^{-2}$  valore limite dell'indice di resistenza  $\lambda$  della condotta assegnata, ossia

quel valore di  $\lambda$  che compete alla condotta nella situazione di moto puramente turbolento; esso, come già osservato in precedenza, dipende solo dalle caratteristiche geometriche della condotta; per gli altri simboli vale il significato sopra specificato.

Nota la portata defluente  $Q$ , la cadente piezometrica  $J = y/L = K(D) \cdot Q^2$  necessaria a far muovere la portata assegnata ed assegnato un diametro di tentativo con la relativa scabrezza (funzione del materiale costituente la tubazione), si calcola immediatamente l'indice di resistenza  $\lambda$  per mezzo della formula di Supino (3) e, per il tramite della formula di *Darcy – Weisbach* (2), la relativa cadente piezometrica; la verifica è soddisfatta se questa risulta maggiore o uguale di quella necessaria a far muovere la portata assegnata con il carico motore a disposizione.

Nelle sottostanti tabelle si riporta la verifica effettuata con riferimento alle tubazioni di collegamento dei seguenti manufatti:

### LINEA PRINCIPALE

- Pozzetto di intercettazione iniziale → grigliatura;
- grigliatura – dissabbiatura;
- dissabbiatura → sedimentazione accelerata;
- sedimentatore accelerata → denitrificazione/ossidazione biologica;
- ultrafiltrazione (MBR) → sollevamento finale;
- sollevamento finale → accumulo e drenaggio;

### LINEA DI EMERGENZA

- Grigliatura → equalizzazione esistente/ausiliaria;
- equalizzazione esistente/ausiliaria → chiariflocculazione;
- chiariflocculazione → pozzetto ripartitore;
- pozzetto ripartitore → sedimentazione;
- sedimentazione → pozzetto PZ28;
- pozzetto PZ28 → post-accumulo.

Il calcolo è stato condotto nell'ipotesi di utilizzare tubazioni in PEaD PE100, con coefficiente di scabrezza  $\varepsilon = 0,02$  mm (tubazioni tecnicamente lisce).

Le portate considerate sono quella media  $Q_m = 104,30$  l/s, quella di punta  $2Q_m = 208,61$  l/s e quella massima  $3,5Q_m = 365,06$  l/s.

### LINEA PRINCIPALE

Posizione	$y_{\text{disp.}}$ (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
PZinterc.→GRIGL.	0,05	8,00	365,06	560	1,74
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	$y_{\text{calc.}}$ (m)
PZinterc.→GRIGL.	0,01577	0,01577	68.875.285	0,00470	0,04

Posizione	$y_{\text{disp.}}$ (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
GRIGL.→DISS.	0,06	65,00	365,06	800	0,85
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	$y_{\text{calc.}}$ (m)
GRIGL.→DISS.	0,01461	0,01462	48.216.428	0,00073	0,05

Posizione	$y_{\text{disp.}}$ (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
DISS.→SED.ACC.	0,18	20,00	365,06	500	2,18
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	$y_{\text{calc.}}$ (m)
DISS.→SED.ACC.	0,01616	0,01617	77.137.932	0,00849	0,17

Posizione	y <sub>disp.</sub> (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
SED.ACC.→DN	0,38	10,00	208,61	315	3,14
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	y <sub>calc.</sub> (m)
SED.ACC.→DN	0,01795	0,01795	70.000.057	0,03107	0,31

Posizione	y <sub>disp.</sub> (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
MBR→SOLL.FIN.	0,55	135,00	208,61	500	0,79
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	y <sub>calc.</sub> (m)
MBR→SOLL.FIN.	0,01616	0,01617	44.079.724	0,00277	0,37

Posizione	y <sub>disp.</sub> (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
SOLL.FIN.→ACC.DREN.	0,70	125,00	100,00	355	1,19
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	y <sub>calc.</sub> (m)
SOLL.FIN.→ACC.DREN.	0,01795	0,01796	33555466	0,00714	0,48

#### LINEA DI EMERGENZA

Posizione	y <sub>disp.</sub> (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
GRIGL.→EQ.AUS.	0,20	36,00	365,06	560	1,74
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	y <sub>calc.</sub> (m)
GRIGL.→EQ.AUS.	0,01577	0,01577	68,875,285	0,00470	0,17

Posizione	y <sub>disp.</sub> (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
FLOCC.→PZ.RIP.	0,30	60,00	365,06	560	1,74
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	y <sub>calc.</sub> (m)
FLOCC.→PZ.RIP.	0,01577	0,01577	68,875,285	0,00470	0,28

Posizione	y <sub>disp.</sub> (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
PZ.RIP.→SED.	2,13	45,00	365,06	400	3,41
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	y <sub>calc.</sub> (m)
PZ.RIP.→SED.	0,01699	0,01699	96432856	0,02723	1,23

Posizione	$y_{\text{disp.}}$ (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
SED.→PZ28	1,00	30,00	365,06	400	3,41
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	$y_{\text{calc.}}$ (m)
SED.→PZ28	0,01699	0,01699	96.432.856	0,02723	0,82

Posizione	$y_{\text{disp.}}$ (m)	L (m)	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)
PZ28→POSTACC.	0,80	100,00	365,06	560	1,74
Posizione	$\lambda_{\infty}$	$\lambda$	Re	J (m/m)	$y_{\text{calc.}}$ (m)
PZ28→POSTACC.	0,01577	0,01577	68.875.285	0,00470	0,47

### 2.3 GRUPPI DI SOLLEVAMENTO E RELATIVE CONDOTTE DI MANDATA

Con riferimento alle tubazioni in pressione, sono state verificate le varie condotte di mandata a servizio dei sollevamenti presenti all'interno dell'impianto di depurazione. Per quanto concerne il diametro della premente, fissata una velocità in condotta pari a  $V = 1,00$  m/s, dall'equazione di continuità in moto permanente risulta:

$$D_{\text{teor.}} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_p}{\pi \cdot V}}$$

Si sono scelti nella serie commerciale i diametri immediatamente inferiori o superiori rispetto a quelli teorici di calcolo, tutti in acciaio conformi alla norma UNI 10224, aventi classe di resistenza L 355 (ex Fe510 UNI 6363) e spessore non inferiore a  $s=8,8$  mm., con estremità per giunzione per saldatura testa a testa o a bicchiere sferico, rivestimento esterno in polietilene in triplo strato rinforzato secondo le norme UNI 9099 e rivestimento interno in resina epossidica con spessore minimo 250 micron.

La prevalenza totale  $H$  della pompa è data dalla somma della prevalenza geodetica  $h$  (dislivello del terreno tra punto di partenza e punto di arrivo della premente) e della prevalenza manometrica  $y$  (perdite di carico in condotta, concentrate e distribuite, legate alla resistenza al moto incontrate dal fluido nel percorrere la condotta stessa).

Il calcolo per la determinazione delle perdite di carico in condotta è stato eseguito utilizzando le formule di *Colebrook e Darcy – Weisbach*, così come mostrato nel precedente paragrafo 2.2.

Per la valutazione delle perdite di carico concentrate, legate all'inserimento di pezzi speciali (valvole a clapet, curve, accoppiamenti, ecc...), si è utilizzata la seguente relazione:

$$y_{\text{conc.}} = \sum_i \Delta h_i = K_i \cdot V^2/2g \quad i=1,2,\dots,n$$

dove  $K$  è un coefficiente che varia a seconda della singolarità presente sulla tubazione e tabellato nella sottostante tab.2.3.1 e  $V$  la velocità del fluido all'interno della condotta.

Tipologia della singolarità	K
Piede accoppiato	0,30
Curva a 90°	0,24
Saracinesca	0,15
Innesto a T	0,60
Valvola di ritegno	0,30
Sbocco	1,00

**Tab. 2.3.1.** Valori di  $K$  per le diverse singolarità presenti sulle tubazioni.

La potenza richiesta alla pompa, dunque, risulta pari a:

$$P_{\text{ass.}} = \gamma \cdot Q \cdot H / 1.000 \cdot \eta_t$$

con  $\gamma$  peso dell'unità di volume dell'acqua pari a  $9.810$  N/m<sup>3</sup>,  $Q$  portata di pompaggio,  $H$  prevalenza totale sopra definita e  $\eta_t$  rendimento della pompa, pari al prodotto del rendimento idraulico  $\eta_p$  della pompa per il rendimento del motore elettrico  $\eta_m$ .

Ai fini del dimensionamento del motore elettrico della pompa, si considera una potenza incrementata del 20%, ossia risulta:

$$P_M = 1,20 \cdot P_{\text{ass.}}$$

Nelle sottostanti tabb. 2.3.2, 2.3.3 e 2.3.4 si riportano i valori di tutti i parametri considerati ed i risultati del dimensionamento nell'ipotesi di acqua a temperatura  $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $\rho = 998,02\text{ kg/m}^3$ ,  $\mu = 1,01 \cdot 10^{-5}\text{ N}\cdot\text{s/m}^2$ ; il coefficiente di scabrezza considerato è stato  $\varepsilon = 1,0\text{ mm}$  (tubazione in servizio corrente da numerosi anni) per le tubazioni in acciaio e  $\varepsilon = 0,2\text{ mm}$  (tubazione in materiale plastico) per le tubazioni in PEAd PE100.

Impianto	$Q_{\text{soll.}}\text{ (m}^3/\text{s)}$	$D_{\text{teor.}}\text{ (mm.)}$	$D_{\text{est.}}\text{ (mm.)}$	$V_{\text{eff.}}\text{ (m/s)}$
Sollev. EQ.nuova → DN	0,10417	0,353	400	1,07
Sollev. EQ.esist → SED.ACC.	0,10556	0,353	400	1,08
Sollev. MBR (2 gruppi)	0,45139	0,700	700	1,17
Sollev. Dreni (PZ16) → GR	0,01667	0,141	160	1,07
Sollev. L1/5 → UV	0,02083	0,159	180	1,05

**Tab. 2.3.2.** Parametri idraulici relativi alle condotte di mandata dei vari sollevamenti.

Impianto	$J\text{ (m}_{\text{c.a.}}/\text{m)}$	$L\text{ (m)}$	$y_{\text{cont.}}\text{ (m)}$	$y_{\text{conc.}}\text{ (m)}$
Sollev. EQ.nuova → DN	0,00283	25,00	0,07	0,50
Sollev. EQ.esist → SED.ACC.	0,00290	40,00	0,12	0,50
Sollev. MBR (2 gruppi)	0,00148	10,00	0,02	0,50
Sollev. Dreni (PZ16) → GR	0,00883	315,00	2,78	0,50
Sollev. L1/5 → UV	0,00743	28,00	0,21	0,50

**Tab. 2.3.3.** Parametri idraulici relativi alle condotte di mandata dei vari sollevamenti.

Impianto	$h\text{ (m)}$	$H\text{ (m)}$	$P_{\text{ass.}}\text{ (kW)}$	$P_{\text{M}}\text{ (kW)}$
Sollev. EQ.nuova → DN	5,70	6,27	10,68	12,85
Sollev. EQ.esist → SED.ACC.	6,50	7,12	12,28	14,75
Sollev. MBR	6,20	6,72	49,61	59,55
Sollev. Dreni (PZ16) → GR	7,50	10,78	2,94	3,55
Sollev. L1/5 → UV	3,70	4,41	1,50	1,80

**Tab. 2.3.4.** Parametri idraulici relativi alle condotte di mandata dei vari sollevamenti.

Le potenze sopra determinate sono teoriche di calcolo; la scelta delle pompe con le effettive potenze nominali da installare va fatta in base alla disponibilità delle serie commerciali.

I gruppi di sollevamento avranno tutti una configurazione impiantistica del tipo 1+1R, con ciascuna pompa in grado di sollevare una portata pari a quella complessiva.

Per quanto riguarda il dimensionamento e verifica delle pompe volumetriche per il sollevamento dei fanghi disidratati ed ispessiti, si è innanzitutto scelto il diametro delle relative condotte di mandata in

modo tale da imporre che la velocità in condotta sia maggiore di 1,50 m/s (per concentrazioni di fango fino a 5%, ossia 50 kgSS/m<sup>3</sup>, in modo da considerare le perdite di carico in condotta come quelle per acqua pulita incrementate del 50%.)

Pertanto, ai fini pratici, è possibile utilizzare le stesse formule per la determinazione delle perdite di carico utilizzate per acqua pulita o con concentrazione di solidi sospesi fino a 1% (10 kgSS/m<sup>3</sup>), amplificando le perdite così calcolate del 50% per tener conto della maggiore presenza di solidi sospesi. La velocità in condotta maggiore del valore  $V = 1,50$  m/s assicura che il flusso sia turbolento, condizione questa che consente, come detto, l'utilizzo delle stesse formule per la determinazione delle perdite di carico utilizzate per acqua pulita debitamente corrette.

La situazione di moto laminare determina nel caso di fanghi biologici un comportamento reologico di fluido di *Bingham*, rendendo inapplicabili le su richiamate formule per acqua pulita. Nelle sottostanti tabb.2.3.5, 2.3.6 e 2.3.7 si riportano i valori di tutti i parametri considerati ed i risultati del dimensionamento.

Impianto	$Q_{soll.}$ (m <sup>3</sup> /s)	$D_{teor.}$ (mm.)	$D_{est.}$ (mm.)	$V_{eff.}$ (m/s)
Sollev. SED.ACC → ISP	0,00416	0,074	90	0,98
Sollev. MBR → ISP	0,01388	0,115	140	1,35
Sollev. ISP → DA	0,01388	0,115	140	1,35
Sollev. DA → DM	0,02083	0,131	160	1,55

**Tab. 2.3.5.** Parametri idraulici relativi alle condotte di mandata dei vari sollevamenti.

Impianto	$J$ (m <sub>c.a.</sub> /m)	$L$ (m)	$y_{cont.}$ (m)	$y_{conc.}$ (m)
Sollev. SED.ACC → ISP	0,02792	145,00	6,07	0,50
Sollev. MBR → ISP	0,02917	75,00	3,28	0,50
Sollev. ISP → DA	0,02917	10,00	0,44	0,50
Sollev. DA → DM	0,03248	10,00	0,49	0,50

**Tab. 2.3.6.** Parametri idraulici relativi alle condotte di mandata dei vari sollevamenti.

Impianto	$h$ (m)	$H$ (m)	$P_{ass.}$ (kW)	$P_M$ (kW)
Sollev. SED.ACC → ISP	1,00	7,57	0,45	0,55
Sollev. MBR → ISP	1,00	4,78	0,96	1,15
Sollev. ISP → DA	1,00	1,94	0,41	0,50
Sollev. DA → DM	1,00	1,99	0,78	0,95

**Tab. 2.3.7.** Parametri idraulici relativi alle condotte di mandata dei vari sollevamenti.

Anche in questo caso le potenze sopra determinate sono teoriche di calcolo; la scelta delle pompe con le effettive potenze nominali da installare va fatta in base alla disponibilità delle serie commerciali.

I gruppi di sollevamento avranno tutti una configurazione impiantistica del tipo o 2+1R.

### 3. RETE ARIA COMPRESSA

In questo paragrafo viene dimensionata la rete ad aria compressa per l'alimentazione della vasca di digestione aerobica dei fanghi a servizio della linea estiva.

Le portate di aria richieste sono desunte dal dimensionamento biologico dell'impianto riportato nell'apposita relazione di calcolo.

La rete è stata considerata come una rete a gas alimentata in media pressione, utilizzando per il calcolo delle perdite di carico la formula generale relativa al moto in condotte a media ed alta pressione, la quale porge:

$$P_1^2 - P_2^2 = 0,00565 \frac{P_0^2 \cdot T}{T_0^2} \lambda \frac{Q^2}{D^5} L \cdot d_r$$

dove  $P_1$  e  $P_2$  rappresentano le pressioni assolute all'inizio e alla fine della condotta,  $P_0$ ,  $T_0$  sono rispettivamente la pressione assoluta e la temperatura assoluta nelle condizioni normali ( $P_0 = 1,013$  bar e  $T_0 = 288^\circ\text{K}$ ),  $d_r$  la densità relativa del gas rispetto all'aria,  $Q$  la portata transitante in condotta,  $D$  il suo diametro,  $L$  la lunghezza e  $\lambda$  l'indice di resistenza. E' possibile ricavare il coefficiente di resistenza  $\beta$  in funzione dell'indice di resistenza  $\lambda$ , ossia, con ovvio significato dei simboli, risulta:

$$\beta = 0,0028 \frac{P_0^2 \cdot T}{T_0^2} \cdot \lambda \cdot d_r$$

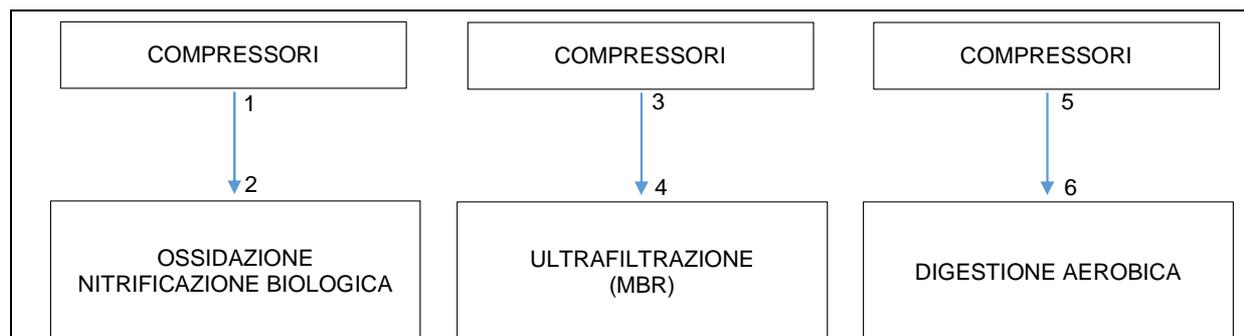
Per il calcolo di  $\lambda$  è possibile utilizzare la formula di *Colebrook*:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \log \left[ \frac{2,51}{(\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda})} + \frac{\epsilon}{(3,71 \cdot D)} \right]$$

dove  $\text{Re} = \rho V D / \mu$  è il numero indice di Reynolds, con  $\rho$  e  $\mu$  rispettivamente densità e viscosità del fluido,  $\epsilon$  scabrezza omogenea equivalente della tubazione considerata.

Nella successiva tab.3.1 si riporta la situazione riepilogativa del calcolo eseguito, con riportati la portata di monte, la portata di valle, la eventuale portata distribuita, la lunghezza, il diametro, la velocità, la scabrezza, la viscosità cinematica; nella tab.3.2 si riporta, per i nodi rappresentati le utenze servite, il valore di portata erogata, positiva se uscente, negativa se entrante; si riporta altresì per il nodo sorgente la pressione iniziale fornita dai compressori e per il nodo più sfavorito della rete il valore massimo ammissibile di pressione, calcolato come quello iniziale diminuito della quantità  $\Delta P = 500$  mbar. Infine, nella tab.3.3 si riporta per ogni ramo il numero di Reynolds, l'indice di resistenza al moto, la caduta di pressione, il valore di pressione a monte e a valle del ramo in esame.

Si riporta altresì nella sottostante fig.3.1 uno sketch di definizione della rete con riportati i vari tronchi, i nodi e le utenze servite.



**Fig.3.1.** Sketch di definizione della rete ad aria compressa.

Le caratteristiche dei compressori necessari a garantire la portata totale di aria richiesta in termini di pressione di esercizio e potenza sono state desunte in base alle serie commerciali disponibili.

Tronco	Q <sub>p</sub> (m <sup>3</sup> /h)	Q <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> /h)	Q <sub>a</sub> (m <sup>3</sup> /h)	L (m)	DN (m)	V (m/s)	ε (m)	v (m <sup>2</sup> /s)
1-2	6.000	6.000	0	55	0,300	23,590	0,0001	0,000002
3-4	4.000	4.000	0	10	0,350	11,555	0,0001	
5-6	3.500	3.500	0	35	0,350	10,110	0,0001	

**Tab.3.1.** Parametri geometrici e di portata relativi alle tubazioni del circuito ad aria compressa.

Nodo	Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /h)	P (mmbar)
1	6.000	1.000,000
2	- 6.000	<b>500,000</b> Valore massimo ammissibile
3	4.000	800,000
4	-4.000	<b>500,000</b> Valore massimo ammissibile
5	3.500	1.000,000
6	-3.500	<b>500,000</b> Valore massimo ammissibile

**Tab.3.2.** Dati relativi ai nodi della rete.

Tronco	Re	λ	(ΔP) <sup>2</sup> (mmbar)	P <sub>m</sub> (mmbar)	P <sub>v</sub> (mmbar)
1-2	3.538.570	0,0152680	200.952,066	1.000,000	893,895 >500,000 <b>OK</b>
3-4	2.022.040	0,0147751	7.270,439	800,000	795,443 >500,000 <b>OK</b>
5-6	1.769.285	0,0147751	19.482,504	1.000,00	990,211 >500,000 <b>OK</b>

**Tab.3.3.** Parametri geometrici e di portata relativi alle tubazioni del circuito ad aria compressa.