

**REGIONE PUGLIA**



**PIANO OPERATIVO TRIENNALE 2010 - 2012**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**POTENZIAMENTO DELL' IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI  
BITONTO**

Redatto:



**ACQUEDOTTO PUGLIESE S.p.A.**  
**DIREZIONE INVESTIMENTI**

Area Progettazione e Ingegneria

Il Dirigente  
Ing. Raffaele ANDRIANI

Il Direttore  
Ing. Antonio DE RISI



Il Direttore Tecnico  
Ing. Massimiliano BALDINI

Elaborato:

**10.G.03**

**RELAZIONE TECNICA**

Prot. N.	Data	Scala	Nome file
122794	29/09/2009		10.G.03 Relazione tecnica.doc

0	NOV/09	Emesso per progetto DEFINITIVO			/ / /
rev.	data	descrizione	dis.	contr.	appr.

### Indicazione della modifica

Revisione	Data	Indicazione della modifica	Copia a
0	30.11.09	Prima emissione	

## Indice

1. Introduzione	3
2. Linee guida per l'attività di progettazione	4
3. Dati di base	5
3.1 Riferimenti normativi e limiti di accettabilità dell'effluente finale	5
3.2 Dati di dimensionamento	6
4. Stato dell'impianto esistente	7
4.1 Linea acque	7
4.2 Linea fanghi	12
5. Descrizione degli interventi	17
5.1 Grigliatura e sollevamento iniziale	18
5.2 Dissabbiatura e disoleatura	20
5.3 Ripartizione ed accumulo della portata	22
5.4 Trattamento biologico	23
5.4.1 Dimensionamento stadio biologico	25
5.4.2 Verifica dell'aerazione	32
5.5 Sedimentazione secondaria	35
5.6 Rimozione chimica del fosforo	39
5.7 Produzione e sollevamento fanghi di supero	40
5.8 Filtrazione	41
5.9 Disinfezione	43
5.10 Preispessimento fanghi	44
5.11 Digestione aerobica	45
5.12 Postispessimento fanghi	47
5.13 Disidratazione meccanica	48
5.14 Copertura e deodorizzazione	49
5.15 Gruppi di pressurizzazione acqua servizi	50
6. Disposizione planimetrica dell'impianto	52
ALLEGATO 1	53
ALLEGATO 2	60

## Allegati

Allegato 1: Calcoli di dimensionamento di processo

Allegato 2: Calcoli del profilo idraulico

## **1. Introduzione**

Il presente progetto definitivo ha lo scopo di individuare le soluzioni necessarie per adeguare l'impianto esistente al trattamento del carico previsto, secondo le recenti disposizioni di cui alla delibera della Giunta Regionale n. 1085 del 23/06/2009.

La progettazione definitiva è stata sviluppata sulla base del progetto preliminare, redatto in data 21/01/2008, ed adeguando il dimensionamento al recente dato di carico previsto dalla Regione Puglia, che si discosta da quanto assunto nelle verifiche di dimensionamento effettuate nella redazione del progetto preliminare.

In particolare l'impianto dovrà essere in grado di ricevere e trattare il carico derivante da 79.332 AE e non più da 70.000 AE, come citato nel progetto preliminare.

A fronte dell'incremento di carico sono state verificate tutte le sezioni di impianto, esaminando le problematiche e gli interventi prospettati nel progetto preliminare, affinché possano essere individuate le soluzioni migliori e adeguate alle reali necessità dell'impianto.

## **2. Linee guida per l'attività di progettazione**

L'attività di progettazione è stata condotta seguendo uno schema logico di acquisizione delle informazioni, esame delle problematiche, comparazione delle soluzioni e formulazione delle scelte tecniche.

Le linee guida di tale metodo sono così riassunte:

- Raccolta dei dati e dei documenti tecnici relativi alla situazione esistente dell'impianto. Si tratta soprattutto dei disegni costruttivi delle strutture esistenti, in particolare delle sotto-strutture, che sono state verificate con i rilievi planoaltimetrici eseguiti in loco. Raccolta informazioni geologiche dei terreni interessati dai manufatti
- Raccolta di tutte le normative e prescrizioni locali, dei vincoli urbanistici relativi all'area in oggetto, delle possibili vie d'accesso all'area, dell'impatto dell'impianto sulla popolazione circostante
- Esame e discussione con la stazione appaltante delle attuali rese dell'impianto individuando le problematiche e le carenze gestionali, depurative, di efficienza energetica ecc. In particolare è stato esaminato l'andamento delle portate influenti nell'arco della giornata e delle stagioni conseguentemente i limiti idraulici delle varie sezioni mantenute in esercizio, lo stato di usura delle opere edili e delle apparecchiature elettromeccaniche in relazione alle previsioni di vita dell'impianto.

Le scelte progettuali, ispirate ad una logica di ottimizzazione dei costi/benefici, hanno tenuto conto dei seguenti aspetti:

- affidabilità delle tecnologie impiegate
- flessibilità per l'adattamento a future esigenze
- adattamento delle soluzioni alle condizioni quadro locali
- semplificazione delle operazioni di gestione e manutenzione
- sicurezza dell'impianto nei confronti di persone e ambiente
- minimizzazione dei costi d'esercizio
- contenimento dei costi di realizzazione dell'impianto
- ottimizzazione dell'inserimento urbanistico ed ambientale

### 3. Dati di base

#### 3.1 Riferimenti normativi e limiti di accettabilità dell'effluente finale

L'impianto di depurazione della città di Bitonto venne originariamente progettato e realizzato in modo da rispettare i limiti qualitativi allo scarico previsti dalla Legge 10 maggio 1976 n. 319 (Legge Merli).

Successivamente venne emanato il D.Lgs 11 maggio 1999, n. 152 (di recepimento della Direttiva comunitaria n° 91/271/CEE) riguardante il trattamento delle acque reflue urbane (modificato dal D.Lgs. 18 agosto 2000 n. 258 e dal D.Lgs 3 Aprile 2006 n. 152), che costituisce la normativa di riferimento per gli impianti di depurazione.

Recentemente, la Regione Puglia ha emanato la Delibera Regionale n. 1085 del 23/06/2009, con cui sono stati ridefiniti i valori di carico previsti per gli impianti di depurazione nel territorio regionale.

I limiti assunti come base per la progettazione dell'ampliamento e dell'adeguamento dell'impianto di depurazione di Bitonto sono ricapitolati nella tabella seguente:

<b>Parametro</b>	<b>UM</b>	
<i>COD</i>	<i>[mg/l]</i>	125
<i>BOD</i>	<i>[mg/l]</i>	25
<i>SST</i>	<i>[mg/l]</i>	35/10
<i>N<sub>tot</sub></i>	<i>[mg/l]</i>	15
<i>P<sub>tot</sub></i>	<i>[mg/l]</i>	2

*Limiti allo scarico secondo Tabella 1 D.L. n. 152/06*

In aggiunta a quanto previsto dal DL 152/06, AQP intende adottare un limite più restrittivo per quanto riguarda i SS in uscita, in previsione di un futuro riutilizzo per scopi irrigui del re-fluo. Il valore adottato per i solidi sospesi in uscita è pari pertanto a 10 ppm.

### 3.2 Dati di dimensionamento

Il dimensionamento è stato condotto sulla base dei valori di carico normalmente assunti per questa tipologia d'impianto. Le portate assunte per il calcolo tengono conto di una dotazione idrica di 250 l/ab-g per la definizione della portata media, mentre il valore massimo di portata depurata è stato assunto secondo le indicazioni fornite da AQP.

L'impianto è stato dimensionato idraulicamente per trattare due volte la portata media ( $Q_{24}$ ) nelle fasi di pretrattamento, inclusa la dissabbiatura, e  $1,3 \times Q_{24}$  nelle successive linee biologiche. La restante parte della portata pari a  $0,7 \times Q_{24}$  viene inviata nelle vasche di accumulo.

I valori di carico si discostano da quelli adottati in fase di progetto preliminare, essenzialmente a causa delle linee guida contenute nella Delibera Regionale n. 1085/09.

I carichi adottati tengono conto del contributo derivante dai ricircoli interni.

PARAMETRO	UM	Potenzialità IDA Progetto Preliminare	Potenzialità IDA target attuale (n.1085/2009)	Potenzialità IDA prospettiva futura (n.1085/2009)	Uscita IDA prospettiva futura (n.1085/2009)
<b>Abitanti equivalenti</b>	AE	70'000	56'700	79'332	79'332
<b>Dotazione idrica pro-capite netta</b>	l/A.E.*d	200	200	200	200
<b>Portate</b>					
giornaliera Qd	m³/d	14'000	11'329	15'851	15'851
media oraria Q24	m³/h	583	472	660	660
Qp punta oraria	m³/h	758	614	859	859
Qmax di pioggia dissabbiatura (2xQ24)		1'167	944	1'321	1'321
<b>TSS</b>					
carico pro capite	g/ab*d	80	90	90	
carico giornaliero	kg/d	5'600	5'103	7'140	159
concentrazione media annua	ppm	400	450	450	10
<b>BOD</b>					
carico pro capite	g/ab*d	60	60	66	
carico giornaliero	kg/d	4'200	3'402	5'236	396
concentrazione media annua	ppm	300	300	330	25
<b>COD</b>					
carico pro capite	g/ab*d	110	120	132	
carico giornaliero	kg/d	7'700	6'804	10'472	1'981
concentrazione media annua	ppm	550	601	661	125
<b>TKN</b>					
carico pro capite	g/ab*d	12	12	13.2	
carico giornaliero	kg/d	840	680	1'047	-
concentrazione media annua	ppm	60	60	66	-
<b>Ntot</b>					
carico pro capite	g/ab*d	12	12	13.2	
carico giornaliero	kg/d	840	680	1'047	238
concentrazione media annua	ppm	60	60	66	15
<b>Ptot</b>					
carico pro capite	g/ab*d	2	2	2.2	
carico giornaliero	kg/d	140	113	175	32
concentrazione media annua	ppm	10	10	11	2

*Dati di dimensionamento*



#### 4. Stato dell'impianto esistente

L'impianto esistente è strutturato secondo il processo depurativo a fanghi attivi, ed è costituito da una serie di trattamenti:

<b>LINEE ESISTENTI DI TRATTAMENTO</b>
<b><u>Linea acque</u></b>
<i>Grigliatura grossolana manuale</i>
<i>Grigliatura fine automatica 6 mm (una linea)</i>
<i>Dissabbiatura/disoleatura (una linea)</i>
<i>Flocculazione</i>
<i>Sedimentazione primaria (una linea)</i>
<i>Ripartizione della portata</i>
<i>Denitrificazione/Nitrificazione (due linee)</i>
<i>Sedimentazione finale (due linee)</i>
<i>Disinfezione</i>
<b><u>Linea fanghi</u></b>
<i>Estrazione fango di supero</i>
<i>Stabilizzazione chimica</i>
<i>Pre-ispessimento statico</i>
<i>Digestione aerobica</i>
<i>Post-ispessimento meccanico</i>
<i>Disidratazione meccanica</i>

##### 4.1 Linea acque

###### Grigliatura grossolana

La grigliatura grossolana avviene tramite una griglia a pettine (40 mm ca.) a pulitura manuale posta a monte della griglia fine.



*Griglia grossolana esistente*

#### Grigliatura fine



*Griglia fine esistente*

La posizione della griglia grossolana rende difficoltose le operazioni di manutenzione e di pulizia. Nel canale di by-pass è installata una griglia manuale con spaziatura 25 mm. Tutti gli organi di intercettazione sono in cattivo stato per effetto della corrosione e vanno urgentemente sostituiti.

di macchina si è dimostrata affidabile ed efficiente.

La grigliatura fine è costituita da una griglia a pettine rotante con spaziatura 6 mm. Il grigliato viene estratto tramite una coclea che provvede alla compattazione e al lavaggio. Il grigliato cade direttamente all'interno di un cassone. Le apparecchiature sono state recentemente rinnovate e si presentano in buono stato. Inoltre il tipo

### Dissabbiatura e disoleatura aerata

La dissabbiatura/disoleatura avviene in una vasca longitudinale aerata di dimensioni 20 m x 3 m, e dotata di setto di separazione per la zona di calma. Le sabbie depositate sul fondo sono raccolte da un ponte “va e vieni” che provvede contemporaneamente a convogliare i grassi e gli olii in un pozzetto. Tutta la carpenteria e le parti elettromeccaniche risultano fortemente compromesse per effetto della corrosione. L'intera vasca andrebbe completamente risanata con nuove apparecchiature poiché le macchine attualmente installate non danno garanzie di affidabilità.



*Ponte dissabbiatore esistente*

### Flocculazione

A valle della dissabbiatura è presente un trattamento di flocculazione con dosaggio di cloruro ferrico in caso di sovraccarico dell'impianto. La sezione è composta da una vasca da 6,0 x 6,0 x 1,8 m, da un serbatoio in PRFV da 10 mc e da una pompa di dosaggio del cloruro ferrico.

A valle della flocculazione avviene la ripartizione della portata ai successivi trattamenti oppure al by-pass generale dell'impianto che porta, tramite tubazione DN 600, direttamente in disinfezione.

### Sedimentazione primaria

La sedimentazione primaria avviene in una vasca circolare di diametro 20 m, attrezzata con ponte raschia fango a trazione periferica.

Lo stato delle apparecchiature mostra la necessità di una serie d'interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

### Trattamento biologico

Il trattamento biologico si sviluppa su due linee parallele secondo lo schema della predenitrificazione-nitrificazione. Ciascuna vasca è suddivisa in due moduli indipendenti. Le vasche hanno dimensioni differenti: le due semivasche che costituiscono l'ossidazione della linea 1 hanno dimensioni di 15 x 30 x 3.5 m, per un volume utile di 1.575 mc cadauna (3.150 mc totale). Le due semivasche della linea 2 hanno dimensioni di 15.9 x 32 x 3,5 m e un volume utile pari a 1.780 mc (3.560 mc totale).

Le vasche sono posizionate a due quote differenti, con un dislivello di circa un metro. Si riscontra un problema nella ripartizione della portata alle due linee.

Attualmente la miscelazione delle vasche di denitrificazione non è omogenea a causa della scarsa resa dei mixer sommersi. Inoltre il ricircolo della miscela aerata avviene tramite pompe ad elica sommerse e le tubazioni di ricircolo non sono visibili, pertanto non è evidente sul posto lo stato di funzionamento del ricircolo del mixed liquor.





*Vasche di ossidazione biologica*

Le apparecchiature appaiono in buono stato, così come le carpenterie, salvo richiedere interventi di manutenzione straordinaria (verniciature).



*Soffianti aerazione biologia*

Le soffianti per la produzione dell'aria necessaria ai processi di nitrificazione sono alloggiate in adiacenza a ciascuna vasca. La configurazione attuale prevede tre soffianti a lobi a servizio di ciascuna linea. Le macchine sono attualmente alloggiate all'aperto, sotto una tettoia metallica: ciò comporta problemi di rumore, pur essendo dotate di cofanatura insonorizzante.

Si riscontra inoltre la trasmissione di rumore lungo le condotte di mandata dell'aria per effetto della vibrazione delle stesse.

### Sedimentazione finale

Dalla fase di ossidazione biologica il liquame viene addotto alla sedimentazione finale, composta da due vasche circolari con diametro di 26,8 m (linea 1 ) e 25,7 (linea 2).

Ciascun sedimentatore è equipaggiato con ponte raschiatore a trazione periferica che convoglia il fango al centro della vasca.

Le carpenterie si presentano in cattivo stato, soprattutto nella parte immersa. Saranno oggetto di un intervento mirato di manutenzione straordinaria.

### Disinfezione e misura di portata

La disinfezione avviene in due vasche a pianta rettangolare dotate di setti ed aventi dimensioni pari a 20,0 x 4,0 x 1,45 m e 20,0 x 4,0 x 1,40 m. La sezione comprende anche due serbatoi in PRFV per l'ipoclorito da 5 mc, alloggiati all'interno di un bacino di contenimento in cemento armato. L'ipoclorito viene dosato tramite due pompe dosatrici.

Le opere non presentano problemi particolari, salvo la necessità di prevedere interventi di manutenzione ordinaria.

In uscita è installato un misuratore di portata per le verifiche di legge.

## **4.2 Linea fanghi**

### Sollevamento fanghi di ricircolo

Ogni sedimentatore secondario è dotato di un pozzetto in cui vengono convogliati i fanghi ispessiti nelle tramogge. Da qui, attraverso le pompe di sollevamento ad asse verticale, i fanghi vengono inviati in testa alle vasche di denitrificazione. Le medesime pompe permettono di inviare i fanghi di supero alla stabilizzazione aerobica. Il limite di tale sistema sta nel fatto che durante l'estrazione del fango di supero si interrompe il ricircolo dei fanghi, creando scompensi al processo.

### Sollevamento fanghi primari

Il fango primario raccolto nel sedimentatore viene pompato, attraverso una pompa sommergibile, alla stabilizzazione chimica.

### Preispessitore

Il fango di supero estratto dalla fase di sedimentazione primaria e secondaria viene inviato all'ispessitore, che è costituito da una unità circolare con un diametro di 15 m, dotato di un sistema raschiafanghi di fondo. I surnatanti vengono inviati in testa all'impianto.



*Copertura ispessitore statico*

Il bacino è dotato di una copertura in PRFV con estrazione degli odori e trattamento in un filtro a carboni attivi in grado di trattare 4.000 mc/h.

### Stabilizzazione aerobica

Il fango ispessito viene pompato attraverso due pompe mohno alla vasca di stabilizzazione aerobica, dove viene completata la digestione aerobica della materia organica tramite insufflazione di aria: il sistema di aerazione prevede quattro aeratori sommergibili in grado di insufflare 14,3 kgO<sub>2</sub>/h. Attualmente il fango non appare ben stabilizzato a causa del basso tempo di permanenza nella vasca stabilizzazione e della scarsa concentrazione di ossigeno disciolto rilevato in vasca.

### Post-ispessimento fanghi

Il fango digerito viene trattato in una sezione di recente realizzazione con lo scopo di ispessirlo prima dell'invio alle centrifughe. Sono stati previsti due ispessitori dinamici a coclea da 55 mc/h. Il fango ispessito ricade in una vasca di accumulo e da qui viene pompato tramite pompe mohno alla successiva fase di disidratazione.



*Ispessimento dinamico*



### Disidratazione meccanica

La disidratazione avviene tramite due centrifughe funzionanti in parallelo in grado di trattare 35 mc/h di fango ispessito. La sezione comprende un gruppo di preparazione del polielettrolita, pompe mohno per il dosaggio del polimero, due coclee per il sollevamento del fango e il caricamento dei cassoni.

Le apparecchiature sono state installate nel 2007 e si presentano in buono stato.

L'edificio in cui sono alloggiate le centrifughe richiede importanti interventi di manutenzione straordinaria: rifacimento delle pareti metalliche, rifacimento della copertura, rimodulazione degli spazi interni, ecc.



*Edificio disidratazione*

### Edificio servizi

L'edificio servizi, realizzato in muratura, ospita l'ufficio, i quadri elettrici e i bagni a servizio degli operatori sull'impianto.

Lo spogliatoio è dislocato in un altro edificio prefabbricato posto in vicinanza. Lo spogliatoio è privo di un collegamento diretto ai servizi igienici.

## 5. Descrizione degli interventi

Il presente progetto, esaminato lo stato dell'impianto e gli scopi di adeguamento alle normative vigenti, fornisce tutte le indicazioni necessarie per raggiungere i seguenti obiettivi:

- L'adeguamento dello scarico dell'impianto ai limiti di legge imposti dalle Tabelle 1 e 2 dell'all. 5 al DL 152/06
- L'adeguamento ai carichi previsti dalla Delibera Regionale n. 1085 del 06/2009
- La risoluzione di alcuni problemi gestionali esposti dal personale di gestione della società Pura S.r.l.;
- Ottimizzazione dei consumi energetici
- Razionalizzazione del layout planimetrico e della viabilità d'impianto
- Riduzione dei costi di smaltimento del fango

Partendo dai dati di dimensionamento che prevedono 79.332 AE, una dotazione idrica di 250 l/ab-g e una portata massima inviata al trattamento pari a  $2 \times Q_{24}$ , sono state condotte le verifiche di processo che hanno portato a prevedere i seguenti interventi:

- Raddoppio del canale di grigliatura fine con installazione di griglia a cestello con pettine rotante e coclee di allontanamento del grigliato;
- Realizzazione nuova linea di dissabbiatura ed edificio di copertura dei pretrattamenti;
- Realizzazione vasca di accumulo in sostituzione del sedimentatore primario;
- Realizzazione vasca di accumulo interrata;
- Realizzazione di impianto di trattamento odori a servizio del locale pretrattamenti con bio-filtro biologico;
- Rifacimento ripartitore di portata alle linee di biologia e alle vasche di accumulo;
- Demolizione del trattamento di flocculazione fuori esercizio;
- Revisione del sistema di miscelazione delle vasche di denitrificazione;
- Incremento del volume di trattamento biologico tramite innalzamento del bordo delle vasche della linea 2;
- Realizzazione dell'edificio soffianti a servizio della nitrificazione della linea 1;
- Sostituzione delle soffianti a servizio della nitrificazione della linea 2 e insonorizzazione del locale
- Realizzazione sezione di filtrazione finale del refluo;
- Revisione pozzetti fanghi di ricircolo e supero;
- Trasformazione dei post-ispessitori dinamici in pre-ispessitori e realizzazione di edificio di copertura;

- Sostituzione del sistema di aerazione in vasca di stabilizzazione aerobica;
- Rifacimento dell'edificio disidratazione con copertura dell'area cassoni;
- Realizzazione di impianto di trattamento odori a servizio del locale disidratazione con bio-filtro biologico;
- Demolizione silos stoccaggio calce;
- Ampliamento dell'edificio servizi;
- Adeguamento dell'impianto elettrico;
- Interramento linea di arrivo MT;
- Ampliamento edificio consegna ENEL e lettura contatori;
- Implementazione del sistema di supervisione e telecontrollo.

Di seguito si descrivono nel dettaglio le operazioni previste nelle varie fasi di trattamento, descrivendo le principali caratteristiche delle apparecchiature previste.

## **5.1 Grigliatura e sollevamento iniziale**

Nell'ambito del progetto preliminare era stato previsto un nuovo edificio a copertura di tutte le sezioni di pretrattamento dei reflui con un duplice scopo, quello di preservare le apparecchiature dagli effetti degli agenti atmosferici e quello di confinare una sezione che può generare disagio per la popolazione a causa degli odori.

Durante la progettazione definitiva sono state approfondite le problematiche relative all'accesso a tale edificio da parte principalmente degli operatori incaricati di prelevare il grigliato e le sabbie estratte dal dissabbiatore. Si è deciso di modificare il layout del locale per migliorare l'accessibilità, tenendo conto dei forti dislivelli presenti nell'area di accesso.

In particolare si è deciso di dislocare su un unico livello tutti i cassoni, modificando la viabilità generale, affinché si crei un piazzale per agevolare le manovre di carico.

L'edificio pretrattamenti è stato pensato in grado di contenere l'attuale dissabbiatore e la futura seconda linea parallela, il classificatore sabbie e il relativo cassone, i canali di grigliatura (che verrebbero ampliati per consentire l'installazione di una seconda linea di grigliatura grossolana e fine), le coclee di trasporto del grigliato, il compattatore e il cassone del grigliato.

Rispetto a quanto previsto nel progetto preliminare, oltre a modificare il layout dell'edificio, si è deciso di realizzare un nuovo canale di grigliatura per alloggiare una nuova griglia grossolana e una fine, in modo da assicurare il trattamento anche durante le operazioni di manutenzione delle apparecchiature di una linea. Si è previsto di eliminare il condizionamento del liquame con il cloruro ferrico, venendo meno tale necessità a causa della dismissione della sedimentazione primaria, e ricavando così spazio per la viabilità nella zona dei pretrattamenti.

I canali di grigliatura saranno escludibili singolarmente per agevolare le operazioni di manutenzione tramite paratoie motorizzate.

<b>GRIGLIATURA</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Portate in ingresso</b>		
Portata giornaliera ( Qd )	m <sup>3</sup> /d	15'581
Portata media oraria ( Q24 )	m <sup>3</sup> /h	660
Portata di punta ( Qpn )	m <sup>3</sup> /h	859
Portata di pioggia ( Qmax )	m <sup>3</sup> /h	1'321
<b>Griglia fine</b>	-	a pettine rotante
Numero di unità	n.	2 (1 esistente)
Luce di spaziatura ( l )	mm	6
Larghezza unitaria canale	mm	1'500
Diametro del cilindro compattazione	mm	250
Altezza di scarico grigliato	mm	2'287
Angolo di installazione	°	35
Potenza installata	kW	1.50
<b>Griglia grossolana</b>		manuale
Numero di unità	n.	2
Luce di spaziatura ( l )	mm	40
Larghezza unitaria canale	mm	1'500
<b>Griglia grossolana by-pass</b>		manuale
Numero di unità	n.	1
Luce di spaziatura ( l )	mm	25
Larghezza unitaria canale	mm	1'000
<b>Coclee di trasporto del grigliato</b>		
Numero di unità	n.	3
Diametro della coclea	mm	300
Lunghezza delle coclee	mm	5'000/5'000/8'000
Potenza del motore elettrico	kW	0.75

Si prevede un trattamento dell'aria dell'edificio pretrattamenti tramite biofiltro biologico, in grado di abbattere notevolmente le sostanze odorigene a fronte di costi di gestione contenuti e soprattutto senza utilizzo di reagenti chimici.

L'aria estratta dall'edificio per mezzo di un ventilatore centrifugo verrà pretrattata all'interno di un umidificatore e successivamente depurata nel biofiltro.

## 5.2 Dissabbiatura e disoleatura

La dissabbiatura/disoleatura avviene in una vasca longitudinale aerata dotata di una zona di calma per la separazione della materia galleggiante, di un ponte raschiante che convoglia le sabbie ad una tramoggia di accumulo e di una estrazione sabbie tramite air-lift. Le sabbie vengono separate dal liquame in un classificatore e poi scaricate in un cassone.

Lo stato di conservazione delle apparecchiature esistenti suggerisce la completa sostituzione con attrezzature di nuova fornitura, realizzate in acciaio inox al fine di ridurre i rischi dei fenomeni di corrosione osservati sulle apparecchiature esistenti.

L'incremento di portata addotta all'impianto richiede la realizzazione di una nuova linea di dissabbiatura. Si prevede pertanto di realizzare un dissabbiatore longitudinale identico all'esistente e di suddividere la portata su due linee parallele. Si prevede inoltre di installare un classificatore sabbie ad effetto coanda, in grado di ridurre notevolmente il contenuto di materia organica presente nelle sabbie a vantaggio dello stoccaggio e dello smaltimento.

Tutta la sezione di dissabbiatura sarà confinata all'interno di un edificio metallico da cui verrà aspirata l'aria e trattata all'interno di un biofiltro biologico.

<b>DISSABBIATURA-DISOLEATURA</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Portate in ingresso</b>		
$Q_d$	mc/d	15'581
$Q_{24}$	mc/h	660
$Q_{max}$	mc/h	1'321
<b>Caratteristiche dimensionali</b>		
Lunghezza	m	20
Larghezza zona dissabbiatura	m	2.0
Larghezza zona disoleatura	m	1.1
Altezza utile	m	2.7
Profondità massima	m	4.70
Superficie dissabbiatura	m <sup>2</sup>	40
Sezione trasversale dissabbiatura	m <sup>2</sup>	5.30
Volume utile dissabbiatura	m <sup>3</sup>	212
Sezione trasversale disoleatura	m <sup>2</sup>	2.8
Volume utile disoleatura	m <sup>3</sup>	113
Volume totale sezione	m <sup>3</sup>	325
<b>Carico idraulico superficiale dissabbiatura <math>C_i</math></b>		
$Q_{24}$	m/h	17
$Q_{max}$	m/h	33
<b>Tempo di permanenza in dissabbiatura</b>		
$Q_{24}$	min	19.3
$Q_{max}$	min	9.6

<b>Velocità flusso longitudinale dissabbiatura ( Vf )</b>		
Q24	m/s	0.035
Qmax	m/s	0.069
<b>Ponte raschiatore</b>		
Numero di unità	n	2
<b>Sistema di aerazione</b>		
Quantità specifica di aria	m³/m³ x h	1
Portata d'aria occorrente	m³/h	424
<b>Tipo di soffianti</b>		a lobi
Numero di unità installate	n	3
Numero di unità in funzione	n	2
Portata d'aria unitaria	Nm³/h	300
Portata d'aria totale in funzione	Nm³/h	600
Prevalenza	m	4
<b>Diffusori d'aria</b>	-	tubolare
Numero per unità	n.	15
Numero totale in funzione	n.	30
Portata unitaria	Nm³/h	20
<b>Sistema di estrazione sabbie</b>		
Tipo	-	air lift
Numero di unità	n°	2
Diametro	mm	65
Portata d'aria occorrente	Nmc/h	10
Immersione	%	75
<b>Sistema di classificazione sabbie</b>		
Tipo		„Coanda“
Numero di unità	n°	1
Portata unitaria da trattare	l/sec	16
Diametro trogolo coclea	mm	355
<b>Compressore air lift</b>		
Tipo		a palette
Numero di unità	n°	2
Portata unitaria	Nmc/h	10
Portata totale in funzione	Nmc/h	10
Prevalenza	m	5

### 5.3 Ripartizione ed accumulo della portata

Il liquame, dopo il processo di dissabbiatura, viene ripartito alle linee di trattamento biologico. Posto che i volumi delle linee 1 e 2 del processo biologico sono differenti e ripartiti in 37% del volume totale per la linea 1 e 63% per la linea 2, anche la ripartizione della portata seguirà il medesimo rapporto.

Tale ripartizione avverrà realizzando due stramazzi di differente lunghezza (dotati di sistema di regolazione automatica) a servizio di ciascuna linea. Il ripartitore di portata prevede inoltre l'invio ai bacini di accumulo della quota di portata pari alla differenza tra la massima portata ammessa al biologico ( $Q_p$ ) e la massima portata adottata ai pretrattamenti ( $Q = 460 \text{ mc/h}$ ), secondo la seguente logica.

La portata eccedente la  $Q_p$  verrà stramazzata verso la vasca di accumulo fuori terra dove un sistema di miscelazione combinato (flow-jet + mixer sommergibile) garantisce l'omogeneizzazione del refluo. Quando l'evento meteorico cessa, il liquame presente nella vasca di accumulo viene restituito al ripartitore tramite il sistema di sollevamento previsto con pompe sommergibili.

La vasca di accumulo 1 sarà realizzata al posto del sedimentatore primario, avrà pianta quadrata e sarà coperta tramite tegoli in PRFV. Il bacino sarà asservito al sistema di captazione dell'aria esausta per poi essere trattata nel biofiltro previsto in adiacenza alla disidratazione dei fanghi.

Qualora l'evento meteorico fosse tale da riempire tutto il volume disponibile nella vasca di accumulo 1 ( $V = 2.400 \text{ mc}$ ) si aprirà lo stramazzone di alimentazione della vasca di accumulo interrata 2 ( $V = 1.280 \text{ mc}$ ), realizzata nell'area dei pretrattamenti e sormontata dal biofiltro a servizio dell'edificio trattamenti meccanici.

Entrambe le vasche sono dotate di troppo pieno e sono interconnesse tramite tubazione. La soglia di sfioro della tubazione di collegamento è regolata tramite valvola telescopica.

Il sistema è stato pensato in modo da privilegiare l'uso della vasca fuori terra per agevolare le periodiche operazioni di pulizia. La vasca interrata è dotata di un sistema di miscelazione tramite idrogetti e configurata in due settori in modo da sfruttare le caratteristiche degli agitatori e ridurre il rischio di depositi di materiale sul fondo.

La vasca interrata è dotata di sistema di sollevamento tramite pompe centrifughe sommergibili, in grado di sollevare il liquame accumulato e restituirlo al trattamento durante i tempi di magra.

In aggiunta a quanto previsto per le eccedenze di portata si prevede di implementare un sistema di accumulo automatico della portata nel caso di arrivo di liquami anomali. Tramite un sensore Redox e un misuratore di pH si registrano le caratteristiche del liquame in continuo: nel caso di persistenza per un tempo preimpostato di un certo valore di pH o Redox ritenuto anomalo (allarme) si avrà l'apertura automatica della paratoia alla vasca di accumulo 1 e la chiusura delle paratoie di ripartizione alle biologiche. In questo modo si avrà il tempo per verifi-



care l'attendibilità dei valori riscontrati dalle sonde sul campo ed eventualmente agire direttamente sugli organi di intercettazione posti sul ripartitore. Nel caso di assenza del personale (ad esempio di notte o nel fine settimana) il processo si avvierà in automatico andando ad accumulare il refluo nei bacini di accumulo fino al rientro dei parametri al di sotto dei valori di allarme preimpostati (o fino al completo riempimento delle due vasche).

#### **5.4 Trattamento biologico**

Come già anticipato, la necessità di adeguare l'impianto al carico previsto dal Decreto Regionale 1085/09, impone la necessità di realizzare un incremento del volume di reazione biologica.

Vista l'attuale configurazione dell'impianto che non offre la possibilità di realizzare nuove vasche, e considerato che il sedimentatore primario viene rimosso dalla linea di trattamento, si è verificata la possibilità di ricavare il volume necessario ampliando le vasche esistenti.

Dai calcoli effettuati è risultato che, tramite l'innalzamento di un metro del bordo vasca della biologia 2, è possibile ottenere l'incremento di volume minimo necessario per soddisfare il rispetto dei limiti allo scarico previsti dalla Tabella 1 e 2 del DL 152/06 in merito ai nutrienti.

Tale innalzamento, compatibile con il nuovo profilo idraulico dell'impianto, permette di ottenere un volume totale per il trattamento biologico pari a 7.537 mc, ripartito in 2.775 mc per la linea 1 e 4.762 mc per la linea 2.

Il liquame verrà pertanto ripartito sulle due linee nelle proporzioni dei volumi disponibili (37% alla linea 1 e 63% alla linea 2).

Il rapporto tra denitrificazione e nitrificazione, conformemente alle norme ATV, è stato mantenuto pari a 0.24.

Il dimensionamento del reattore di ossidazione/nitrificazione impone l'individuazione di un rapporto tra l'età del fango effettiva nell'impianto e l'età minima richiesta per la nitrificazione del refluo. Tale rapporto esprime in termini di 'fattore di sicurezza' il margine operativo disponibile per la sezione. Poiché tale fattore costituisce un vincolo fondamentale per il rispetto anche di altri parametri (ad esempio l'azoto totale tramite denitrificazione), il margine previsto deve risultare congruo.

Va inoltre evidenziato come la riduzione di tale margine determini l'aumento del rischio di 'dilavamento' della biomassa nitrificante. E' infatti generalmente rilevabile come l'arresto della nitrificazione, determinato dalla riduzione dell'età del fango, preveda tempi di recupero della piena funzionalità estremamente lunghi in quanto deve riformarsi la frazione nitrificante allontanata in misura eccessiva con il fango di supero.

Generalmente, si assume un fattore di sicurezza pari a 1,5. Tale fattore può risultare ridotto in un impianto esistente se si dispone degli strumenti gestionali idonei per compensare il

marginare in condizioni climatiche sfavorevoli (equalizzazione iniziale, margine sulla sedimentazione secondaria, margine e flessibilità sui dispositivi di aerazione).

Il fattore deve essere superiore (in funzione del numero di linee di trattamento) se si vuole consentire un margine per l'arresto per manutenzione ordinaria o straordinaria di una linea. Tuttavia, tale fattore non è sufficiente per affermare che la nitrificazione abbia un volume sufficiente all'ossidazione di tutto l'azoto nitrico nell'affluente. Al fine di verificare questa condizione, si è applicata la procedura di dimensionamento ATV (2000).

La verifica della denitrificazione porta alla definizione di un fattore di sicurezza (o margine operativo) inteso come il rapporto tra l'azoto denitrificabile alle condizioni operative del processo e quello da denitrificare per il rispetto dei parametri allo scarico.

In virtù della minore criticità del processo di denitrificazione rispetto a quello di nitrificazione, il rapporto che definisce il margine operativo può essere inferiore a quello richiesto per l'altro processo. Tale margine può essere compreso fra qualche punto percentuale e valori del 20-30%, tenendo conto delle cautele assunte per la verifica e della cinetica del processo che può consentire di recuperare, all'interno del tempo di permanenza del liquame nell'impianto, eventuali scompensi delle punte. Non sono infatti presenti rischi di dilavamento della biomassa, come avviene per la frazione nitrificante, e i tempi di recupero delle deficienze sono quelli del semplice riequilibrio cinetico. Anche per tale fattore è richiesto un incremento del margine se si vuole consentire la messa fuori servizio di una linea.

Una ulteriore verifica della corretta volumetria della denitrificazione è stata anche in questo caso svolta con la procedura ATV (2000), al fine di mettere in evidenza eventuali carenze latenti nel sistema.

La predenitrificazione biologica offre il vantaggio di utilizzare come substrato carbonioso per la biomassa denitrificante il carbonio organico presente nel liquame. Ciò consente di eliminare i costi di esercizio derivanti dal dosaggio di altri substrati, necessario negli schemi di post denitrificazione, e di realizzare, nel contempo, un consistente abbattimento del carico organico in ingresso alla fase successiva, permettendo di ottenere un rapporto tra batteri nitrificanti e batteri eterotrofi più favorevole al processo successivo di nitrificazione.

Per quanto riguarda la fase di ossidazione-nitrificazione, essa ha lo scopo di realizzare un abbattimento spinto del carico organico residuo e di garantire l'ossidazione dell'ammoniaca a nitrati.

Il dimensionamento della sezione è stato effettuato imponendo i carichi volumetrici di BOD e di azoto ammoniacale adatti ad un completo svolgimento del processo alla temperatura minima di riferimento. Per quanto riguarda la fornitura dell'ossigeno necessario allo svolgimento delle reazioni biologiche aerobiche si prevede un sistema di aerazione con diffusori a microbolle, per le alte rese di trasferimento dell'ossigeno.

La rete di distribuzione d'aria sarà alimentata da tre compressori dotati di inverter asserviti ad una misura dell'ossigeno disciolto in vasca.

Per garantire una concentrazione di biomassa sospesa in vasca di 4.5 KgSST/m<sup>3</sup> è necessario un ricircolo minimo di fanghi dalla sedimentazione finale alla vasca di denitrificazione pari a circa il 100% della portata media affluente all'impianto. Le pompe di ricircolo saranno dotate di inverter in modo da poter ottimizzare la portata ricircolata in funzione delle rese del sistema.

Dal punto di vista operativo gli interventi previsti sono:

- spostamento dell'ingresso liquami ai bacini biologici in modo da evitare zone morte all'interno delle vasche di denitrificazione;
- innalzamento del bordo vasca in biologia 2 di un metro e innalzamento del livello del liquido di pari altezza;
- spostamento degli agitatori installati in denitrificazione linea 1 e riposizionamento in denitrificazione linea 2 (macchine identiche);
- installazione di due nuovi mixer sommergibili in denitrificazione linea 1;
- modifica della tubazione di ricircolo della miscela aerata in biologia linea 1 e realizzazione di tubo-pipa che permetta di visualizzare la portata ricircolata con le pompe ad elica sommerse;
- sostituzione delle pompe di ricircolo della miscela aerata della linea 2 ed installazione di pompe ad elica sommerse;
- spostamento delle soffianti a servizio della linea 1 in nuovo edificio da realizzarsi in adiacenza alla vasca di denitrificazione;
- sostituzione delle soffianti della linea 2 con macchine in grado di erogare un quantitativo d'aria superiore e insonorizzazione dell'edificio.

#### **5.4.1 Dimensionamento stadio biologico**

##### Calcolo dell'età del fango

Il parametro che meglio identifica il funzionamento di un impianto a fanghi attivi è l'età del fango.

Per età del fango ( $R_s$ ) si intende il rapporto fra la quantità di biomassa presente nell'insieme dei bacini biologici (TSS) e la quantità di fango di supero smaltita giornalmente ( $\Delta TSS$ ):

$$(1) \quad R_s = TSS / \Delta TSS \quad [d]$$

Essendo definita la concentrazione di biomassa mantenuta nel sistema XAT, e noti i volumi dei bacini sottoposti a verifica, è agevole calcolare il termine TSS:

$$(2) \quad TSS = XAT * (VDEN + VNIT) [KgTSS]$$

La quantità di fango di supero è fornita da numerose espressioni, le quali tengono conto di un termine di crescita (legato all'abbattimento del carico organico influente), di un termine di

decadimento (respirazione endogena della biomassa, tanto maggiore quanto maggiore è la massa di fango presente in vasca). Oltre a ciò, occorre naturalmente tenere conto dell'apporto di solidi sospesi inerti nei liquami influenti.

Nella presente trattazione si è ritenuto opportuno adottare una espressione semplice.

L'espressione considera l'abbattimento di BOD<sub>5</sub> e di solidi sospesi che avviene nel complesso del trattamento biologico:

$$(3) \quad \Delta TSS = (Y + FTSS * a) * \Delta BOD_5 \quad [Kg/d]$$

in cui:

Y: rendimento di crescita (il valore di Y è pari a circa 0,6 per impianti con pre-denitrificazione operanti ad elevate età del fango);

FTSS: coefficiente empirico, 0.25;

$\Delta BOD_5$ : differenza fra il carico di BOD<sub>5</sub> entrante ed uscente dal comparto biologico [Kg/d].

Si considera poi che, avendo fissato la composizione del liquame in base agli apporti pro-capite, il rapporto fra TSS<sub>in</sub> e BOD<sub>5in</sub> è noto e fisso. Tale rapporto è il termine "a".

Se l'impianto è dotato di uno stadio di decantazione primaria, il termine "a" risulterà variabile in funzione della resa di separazione dei solidi ottenibile in tale unità.

E' possibile legare il valore di "a" con la percentuale di rimozione dei solidi nel decantatore primario ( $\eta_p$ ) tenendo presente la speciazione del BOD5 fra solubile e sospeso:

$$(4) \quad a = TSS_{in} * (1 - \eta_p) / [BOD_{5in} * 0,3 + BOD_{5in} * 0,7 * (1 - \eta_p)] \quad [-]$$

Il pedice "in" specifica che si tratta di una concentrazione [g/m<sup>3</sup>], e non di un carico giornaliero [Kg/d].

La conoscenza del volume di reazione consente agevolmente di determinare il carico volumetrico applicato complessivamente all'impianto:

$$(5) \quad CV = BOD_5 / (VDEN + VNIT) [KgBOD_5/(m^3*d)]$$

Con l'informazione relativa alla concentrazione di biomassa mantenuta in vasca (XAT) è immediato ricavare il corrispondente carico del fango:

$$(6) \quad CF = BOD_5 / [(VDEN + VNIT) * XAT] \quad [KgBOD_5/(KgTSS*d)]$$

Si ribadisce che, nel caso fosse presente un decantatore primario, i valori del BOD<sub>5in</sub> dovrebbero essere corretti sulla base della frazione solida rimossa.

Calcolo dell'età del fango minima per la nitrificazione

Come noto, i batteri nitrificanti (autotrofi) presentano velocità di crescita assai inferiori a quelle delle biomasse eterotrofe. Essi possono raggiungere concentrazioni significative, quindi, solo in sistemi caratterizzati da elevate età del fango.

In particolare, viene confrontata l'età del fango minima con quella reale, che deve risultare superiore con un adeguato fattore di sicurezza.

E' possibile definire un valore minimo dell'età del fango al di sotto del quale non è possibile mantenere stabilmente una biomassa nitrificante.

In sede di dimensionamento di un sistema a fanghi attivi con rimozione dell'azoto, si adotta una età del fango superiore alla minima di un opportuno coefficiente moltiplicativo (di norma superiore ad 1,5) il quale tiene conto, fra l'altro, anche delle prevedibili oscillazioni del carico influente.

La seguente equazione permette di ricavare  $R_{smin}$ :

$$(7) \quad R_{smin} = 1 / \{ [\mu N_{max} * ((1 - VDEN / (VDEN + VNIT)) * NNH_4in) / KNt + bNt] - bNt \} \quad [d]$$

dove:

$\mu N_{max}$ : velocità specifica massima di crescita della biomassa nitrificante [1/d]

$NNH_4in$ : concentrazione di azoto ammoniacale in ingresso all'impianto [mg/l]

$KNt$ : costante di semisaturazione per l'azoto ammoniacale (~ 0,75) [mg/l]

$bNt$ : tasso di respirazione endogena della biomassa nitrificante [1/d]

L'espressione di  $bNt$  è data, in funzione della temperatura, come segue:

$$(8) \quad bNt = 0.04 * 1.029^{(t-20)} \quad [1/d]$$

mentre  $\mu N_{max}$ , oltre che dalla temperatura, dipende dalla concentrazione di ossigeno disciolto e del pH, in base alla:

$$(9) \quad \mu N_{max} = 0.47 * e^{0.098*(t-15)} * [DO/(KDO + DO)] * [1 - 0.833*(7,2 - pH)]$$

nella quale  $KDO = 1 \text{ mg l}^{-1}$ .

Tali formulazioni permettono dunque di ricavare l'età del fango minima per la nitrificazione in base alla frazione di biomassa in condizioni anossiche (ossia all'incidenza del comparto di denitrificazione rispetto al volume totale), alla concentrazione di ossigeno disciolto mantenuta in vasca di nitrificazione ed alla temperatura.

Se in fase di verifica il rapporto fra  $R_s$  ed  $R_{smin}$  dovesse risultare troppo basso, un possibile intervento potrebbe allora consistere nel mantenimento di una concentrazione di ossigeno

superiore in vasca di aerazione. Ciò avviene a spese di un aumento del consumo di energia per insufflazione di aria.

<b>CARATTERISTICHE VASCHE DI OSSIDAZIONE-NITRIFICAZIONE</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Caratteristiche vasche (linea 1)</b>		
Numero di unità	<i>n</i>	2
Larghezza unitaria	<i>m</i>	14.5
Lunghezza unitaria	<i>m</i>	22
Altezza media liquame	<i>m</i>	3.3
Superficie unitaria	<i>m</i> <sup>2</sup>	319
Volume unitario	<i>m</i> <sup>3</sup>	1.053
Volume totale	<i>m</i> <sup>3</sup>	2.105
<b>Caratteristiche vasche (linea 2)</b>		
Numero di unità	<i>n</i>	2
Larghezza unitaria	<i>m</i>	16
Lunghezza unitaria	<i>m</i>	24
Altezza media liquame	<i>m</i>	4.65
Superficie unitaria	<i>m</i> <sup>2</sup>	386
Volume unitario	<i>m</i> <sup>3</sup>	1.793
Volume totale	<i>m</i> <sup>3</sup>	3.586
<b>Volume utile totale comparto nitrificazione</b>	<i>m</i> <sup>3</sup>	5.691
<b>Volume utile totale comparto biologico</b>	<i>m</i> <sup>3</sup>	7.537
<b>BOD</b>		
Ingresso fase biologica BOD <sub>0</sub>	<i>kg/d</i>	5.236
	<i>mg/l</i>	330
Rimosso in denitrificazione	<i>kg/d</i>	1.986
Ingresso ossidazione-nitrificazione	<i>kg/d</i>	3.250
Rimosso fase biologica BOD <sub>rim</sub>	<i>kg/d</i>	4.840
In uscita BOD <sub>e</sub>	<i>kg/d</i>	396
	<i>mg/l</i>	25
Efficienza biologico ( denitrif.+ ossidaz.)	%	92%
<b>Azoto ( come N )</b>		
Ingresso fase biologica TKNo	<i>kg/d</i>	1.047
	<i>mg/l</i>	66
Rimosso per sintesi ( 5% BOD <sub>rim</sub> . )	<i>kg/d</i>	242
Ossidato TKNox	<i>kg/d</i>	742

In uscita TKNe	kg/d	63
	mg/l	4
<b>Temperatura di progetto</b>	°C	18

#### Verifica del comparto di pre-denitrificazione

Per la verifica della pre-denitrificazione è stata adottata la metodologia di Refling Stensel, la quale permette di calcolare una velocità di denitrificazione in funzione del carico organico (come BOD<sub>5</sub> applicato alla biomassa TSS) mantenuta in condizioni anossiche. Tuttavia, numerose esperienze hanno verificato come, se pur corretta nella formulazione, la relazione originale sia eccessivamente conservativa ed abbia lo svantaggio di riferirsi alla biomassa volatile, di non diretta quantificabilità. Valori di dimensionamento meno conservativi sono riportati in letteratura (Metcalf&Eddy, 2003) con riferimento alla biomassa totale.

In seguito a tali indicazioni, la formula utilizzata per la velocità di denitrificazione è stata la seguente:

$$(10) \quad v'_{den} = [(0.03 * C'F_{den}) + 0.029] * 1.06^{(t-20)} \quad [KgNO_3-N/(KgTSS*d)]$$

dove C'F<sub>den</sub> è il carico del fango riferito ai solidi totali presenti in vasca di denitrificazione ed è espresso dalla seguente:

$$(11) \quad C'F_{den} = BOD_5 / (XAT * VDEN) \quad [KgBOD_5/(KgTSS*d)]$$

Quindi, l'azoto eliminabile in fase di denitrificazione risulta esprimibile dalla seguente formulazione:

$$(12) \quad N_{rim} = BOD_5 * v'_{den} / C'F_{den} \quad [KgN/d]$$

N<sub>rim</sub> rappresenta l'azoto rimosso in denitrificazione ed è quindi pari alla differenza fra l'azoto ossidabile influente (TKN<sub>in</sub>), l'azoto ossidato effluente (N<sub>ox</sub>) e l'azoto assimilato dalla biomassa di supero (N<sub>ass</sub>).

Per quanto riguarda la definizione dell'azoto nitrico in uscita, va notato come i limiti allo scarico siano stabiliti con riferimento all'azoto totale e non direttamente a quello nitrico. Va quindi tenuto conto di una frazione solubile organica che non viene degradata e di una residua frazione ammoniacale che non può essere nitrificata. Tali frazioni possono assumere i seguenti valori assoluti:

Azoto organico non ossidato: 0.5 – 2 mg l<sup>-1</sup>

Azoto ammoniacale residuo: < 1 mg l<sup>-1</sup>.

Tenuto conto dei dovuti margini di sicurezza, l'azoto nitrico in uscita va previsto intorno ad un valore di 12 mgNO<sub>3</sub>-N l<sup>-1</sup> per rispetto del limite totale di 15 mgN<sub>tot</sub> l<sup>-1</sup>.

Il valore dell'azoto assimilato dalla biomassa di supero è stimabile in base alla generazione di fango calcolata tramite l'età del fango. Quando però del processo fa parte anche una fase di stabilizzazione, una parte dell'azoto assimilata viene ricircolata al processo biologico, in proporzione a quanto è stato spinto il processo di stabilizzazione.

In particolare, la digestione del fango determina l'idrolisi del fango ma, mentre la frazione organica è demolita a biogas (stabilizzazione anaerobica) o a CO<sub>2</sub> (stabilizzazione aerobica) e quindi allontanata dal processo, l'azoto è di fatto ricircolato con i dreni, in testa all'impianto.

Quindi, quanto più spinta è la stabilizzazione e quindi l'idrolisi del fango, tanto più è significativo il ritorno di azoto sulla linea acque.

Dunque, il termine di azoto assimilato è esprimibile come segue:

$$(13) \quad N_{ass} = 0.05 * \Delta TSS - 0.05 * \Delta VSS2 * RVSS \quad [KgN/d]$$

Il termine RVSS indica la frazione di VSS digeriti rispetto ai VSS influenti alla stabilizzazione, ed è stato considerato pari a 0,35. Il termine  $\Delta VSS2$  verrà definito in seguito, nel paragrafo dedicato alla stabilizzazione aerobica. Si ricorda che in questo caso  $\Delta TSS$  e  $\Delta VSS2$  sono quelli riferiti alla sola parte biologica dell'impianto.

Infine, l'azoto che deve essere rimosso per rispettare il limite allo scarico è definito come differenza fra l'azoto complessivamente entrante nell'impianto (TKN), l'azoto allontanato con l'effluente (Nout) e l'azoto assimilato nei fanghi (Nass):

$$(14) \quad NR = TKN - Nass - Nout \quad [KgN/d]$$

Il rapporto di ricircolo della miscela aerata da adottare rappresenta il fattore di diluizione richiesto per il rispetto del tenore di azoto allo scarico. Esso è fornito dalla seguente espressione:

$$(15) \quad R_m = [(N_{ox} - Nass)/NNO3 - Nout] - R - 1 \quad [-]$$

Il termine R verrà definito nel paragrafo dedicato alla sedimentazione secondaria.

Per la valutazione dello stadio di pre-denitrificazione vanno anche considerate le prescrizioni delle norme tedesche ATV, le quali individuano i rapporti ottimali fra azoto denitrificato e BOD<sub>5</sub> disponibile fra 0,14 e 0,16 a seconda della frazione anossica del volume biologico totale. Tale rapporto limita a valori di BOD<sub>5</sub>/Nrim superiori a 7. Tale limite non può essere infranto.



<b>CARATTERISTICHE VASCHE DENITRIFICAZIONE</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Caratteristiche vasche (Linea 1)</b>		
Numero di unità	<i>n.</i>	2
Larghezza unitaria	<i>m</i>	14,5
Lunghezza unitaria	<i>m</i>	7,0
Altezza media liquame	<i>m</i>	3,3
Superficie unitaria	<i>m<sup>2</sup></i>	102
Volume utile unitario	<i>m<sup>3</sup></i>	335
Volume utile totale	<i>m<sup>3</sup></i>	670
<b>Caratteristiche vasche (Linea 2)</b>		
Numero di unità	<i>n.</i>	2
Larghezza unitaria	<i>m</i>	16,0
Lunghezza unitaria	<i>m</i>	8,0
Altezza media liquame	<i>m</i>	4,65
Superficie unitaria	<i>m<sup>2</sup></i>	126
Volume utile unitario	<i>m<sup>3</sup></i>	588
Volume utile totale	<i>m<sup>3</sup></i>	1.176
<b>Volume utile totale comparto denitrificazione</b>	<i>m<sup>3</sup></i>	1.845
Temperatura di progetto <i>T</i>	° C	15
Quantità di azoto denitrificato	kgN-NO3/h	24
	kgN-NO3/d	567
Concentrazione di nitrati in uscita	mg/l	11
Rapporto di ricircolo minimo globale <i>r=Qr/Q24</i>	%	325%
Portata globale minima di ricircolo	<i>m<sup>3</sup>/h</i>	2.149
Percentuale minima di ricircolo fanghi rispetto alla portata media ( Q24 )	%	100%
Portata minima di ricircolo fanghi	<i>m<sup>3</sup>/h</i>	660
Percentuale minima di ricircolo della miscela areata rispetto alla portata media ( Q24 )	%	225%
Portata minima di ricircolo miscela areata	<i>m<sup>3</sup>/h</i>	1.489

Portata minima di ricircolo miscela areata (Linea 1)	$m^3/h$	548
Portata minima di ricircolo miscela areata (Linea 2)	$m^3/h$	941
<b>Ricircolatori miscela aerata Linea 1 (esistenti)</b>		
Tipo	-	a elica
Numero di unità installate	$n^\circ$	2
Numero di unità in funzione	$n^\circ$	2
Portata unitaria	$m^3/h$	324
Portata totale in funzione	$m^3/h$	648
<b>Ricircolatori miscela aerata Linea 2</b>		
Tipo	-	a elica
Numero di unità installate	$n^\circ$	2
Numero di unità in funzione	$n^\circ$	2
Portata unitaria	$m^3/h$	500
Portata totale in funzione	$m^3/h$	1.000
Prevalenza	$m$	0.5
<b>Agitatori Linea 1</b>	-	mixer sommerso
Numero di unità per vasca	$n$	1
Numero di unità installate	$n$	2
Potenza unitaria installata	$kW$	4.0
Potenza installata totale	$kW$	8.0
<b>Agitatori Linea 2 (esistenti)</b>	-	mixer sommerso
Numero di unità per vasca	$n$	2
Numero di unità installate	$n$	4
Potenza unitaria installata	$kW$	4.1
Potenza installata totale	$kW$	16.4

#### 5.4.2 Verifica dell'aerazione

##### Calcolo dell'ossigeno richiesto

Il fabbisogno di ossigeno dell'impianto dipende dalla quantità occorrente per la respirazione del substrato e per la respirazione endogena. Esso si ricava dalla seguente relazione proposta da Eckenfelder:

$$(16) \quad AOR = a \cdot BOD_5 + b \cdot \text{fango attivo presente} + c \cdot KgNamm - d \cdot KgNO_3 \quad [KgO_2/d]$$

dove:

- a: coefficiente di respirazione del substrato =  $0.5 \text{ KgO}_2/\text{KgBOD}_5$
- b: coefficiente di respirazione endogena =  $0.08 - 0.1 \text{ KgO}_2/\text{KgSS}$
- c: fabbisogno specifico di ossigeno per ossidazione azoto ammoniacale =  $4.5 \text{ KgO}_2/\text{KgNH}_4\text{-N}$
- d: coefficiente di recupero ossigeno per ossidazione azoto ammoniacale =  $3 \text{ KgO}_2/\text{KgNO}_3\text{-N}$

La quantità di ossigeno consumata effettivamente è pertanto ottenuta dalla somma di quello occorrente per l'ossidazione del carbonio, dell'azoto ammoniacale, di quello per la respirazione complessiva della biomassa, detraendo infine quanto recuperato in denitrificazione.

Per il dimensionamento dei dispositivi di aerazione, il quantitativo di ossigeno calcolato con la formula precedente va espresso in condizioni standard (condizioni a cui convenzionalmente si riferiscono i dati di funzionamento dei dispositivi di aerazione: acqua limpida a  $20^\circ\text{C}$ , pressione barometrica a livello del mare di 760 mmHg e concentrazione di ossigeno disciolto uguale a zero).

Per passare dalle condizioni operative (AOR) alle condizioni standard (SOR) si applica la formula:

$$(17) \quad \text{SOR} = \text{AOR} * K \quad [\text{KgO}_2 \text{ d}^{-1}]$$

Il fattore di correzione K si ricava dalla seguente espressione calcolata alle condizioni più critiche, con il liquame a  $20^\circ\text{C}$ :

$$(18) \quad K = [a * (\text{Csx} - \text{Cx}) * 1.024^{(t-20)} / \text{Cs}]^{-1} \quad [-]$$

dove:

1.024: coefficiente sperimentale;

a : coefficiente che tiene conto della minor facilità di diffusione dell'ossigeno nella miscela aerata rispetto all'acqua pulita e della pressione. Nel caso di liquami domestici il suo valore è mediamente 0,8;

Csx: concentrazione di ossigeno disciolto a saturazione alla temperatura t di esercizio;

Cs: concentrazione di saturazione dell'ossigeno a  $20^\circ\text{C}$  nella miscela aerata in  $\text{mg l}^{-1}$ . vale  $9.17 \text{ mg l}^{-1}$ ;

Cx: concentrazione di ossigeno disciolto richiesta nella miscela aerata in condizioni operative alla temperatura t. Assunto pari a  $2 \text{ mg l}^{-1}$ ;

t: temperatura della miscela aerata in condizioni operative in  $^\circ\text{C}$ .

Infine, considerando la concentrazione di ossigeno nell'aria atmosferica e l'equazione dei gas perfetti, è possibile esprimere la portata d'aria richiesta in condizioni normali, alle quali vengono tipicamente espresse le caratteristiche delle soffianti.

<b>SISTEMA DI AERAZIONE</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Diffusori aria</b>		
<i>Tipo</i>	-	<i>Diffusori a membrana</i>
<i>Numero di diffusori totale (linea 1)</i>	<i>n</i>	960
<i>Rendimento di trasferimento dell'ossigeno</i>	%	25.0%
<i>Portata di esercizio specifica</i>	<i>Nm³/m/h</i>	5.68
<i>Numero di diffusori totale (linea 2)</i>	<i>n</i>	1104
<i>Rendimento di trasferimento dell'ossigeno</i>	%	25.0%
<i>Portata di esercizio specifica</i>	<i>Nm³/m/h</i>	7.25
<i>Massima richiesta d'ossigeno SOR</i>	<i>kg/h</i>	633
<b>Compressori (linea 1) (esistenti)</b>		
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	3
<i>Numero di unità in funzione</i>	<i>n</i>	2
<i>Portata unitaria</i>	<i>Nm³/h</i>	2.043
<i>Portata massima in funzione</i>	<i>Nm³/h</i>	4.086
<i>Potenza installata unitaria</i>	<i>kW</i>	45
<i>Potenza installata totale</i>	<i>kW</i>	135
<b>Compressori (linea 2) (nuovi)</b>		
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	3
<i>Numero di unità in funzione</i>	<i>n</i>	2
<i>Portata unitaria</i>	<i>Nm³/h</i>	3.000
<i>Portata massima in funzione</i>	<i>Nm³/h</i>	6.000
<i>Potenza installata unitaria</i>	<i>kW</i>	75
<i>Potenza installata totale</i>	<i>kW</i>	225
<i>Portata totale massima in funzione</i>	<i>Nm³/h</i>	10.086

L'attuale sistema di aerazione verrà modificato dotando ciascuna calata al tappeto di diffusione di una valvola motorizzata di regolazione della quantità d'aria del tipo a diaframma, in grado di dosare l'aria sulla base dei valori di concentrazione rilevati dai misuratori di ossigeno disciolto installati in ciascun settore in cui è divisa la vasca di ossidazione. Lo scopo è quello di dosare l'ossigeno effettivamente necessario, imponendo due valori di concentrazione differenti tra l'ingresso e l'uscita della vasca di ossidazione: il valore di ossigeno disciolto

impostato sarà infatti inferiore nel settore in uscita, in modo da minimizzare la presenza di  $O_2$  nel mixed-liquor ricircolato nella vasca di denitrificazione, dove le condizioni anossiche richiedono l'assenza di ossigeno libero.

Il sistema di regolazione agirà sia sulle valvole di regolazione che sui regolatori di frequenza installati su ciascuna soffiante, tenendo conto dei valori di concentrazione misurati in vasca e dei valori di pressione rilevati sulle condotte di mandata.

## 5.5 Sedimentazione secondaria

I bacini di sedimentazione esistenti risultano, secondo le verifiche effettuate, idonei al trattamento della portata prevista.

Gli interventi di manutenzione straordinari consigliati sui carroponi saranno oggetto di specifico intervento a carico del servizio di gestione pertanto in questa fase non si prevede alcuna modifica.

### Verifica delle prestazioni

La verifica delle potenzialità della sedimentazione secondaria è fondamentale nell'analisi delle prestazioni del comparto biologico.

Il dimensionamento dei sedimentatori pone infatti un vincolo determinante sia sulla qualità dell'effluente finale, sia sulla concentrazione di biomassa mantenibile nel comparto biologico.

Oggetto della verifica è il confronto tra la concentrazione di solidi nel biologico e il valore massimo consentito dalle strutture di sedimentazione secondaria, nel rispetto delle concentrazioni di solido nell'effluente chiarificato.

Il calcolo si basa sulle norme tedesche ATV. L'applicazione dei metodi di calcolo ATV, come descritti in IAWQ-1997, consente, una volta definite le caratteristiche dei fanghi, di individuare la relazione che lega l'altezza del decantatore e la sua superficie con la qualità dell'effluente e la concentrazione di biomassa mantenibile nelle vasche biologiche.

Il decantatore secondario viene caratterizzato, dimensionalmente, dai valori della superficie utile ( $S_u$ ) e dell'altezza media del liquido ( $H_{AVE}$ ). Il prodotto di questi fattori individua un "volume equivalente del decantatore" ( $V_{eq}$ ) secondo la:

$$(19) \quad V_{eq} = S_u * H_{AVE} \quad [m^3]$$

Nota la portata influente, si determina il carico idraulico superficiale, parametro classico di dimensionamento e verifica dei decantatori secondari:

$$(20) \quad q_{si} = Q_i / S_u \quad [m \, h^{-1}]$$

Dove  $Q_i$  rappresenta la portata media influente in  $m^3 \, h^{-1}$ .

Le norme ATV mettono in relazione il carico idraulico  $q_{si}$  con il cosiddetto “carico volumetrico del fango applicabile al decantatore” ( $q_{SV}$ ), con la concentrazione di biomassa mantenuta in vasca (quindi influente al decantatore)  $X_{AT}$  e con le caratteristiche di sedimentabilità del fango ( $DSVI$ ), attraverso l'espressione seguente:

$$(21) \quad q_{si} = q_{SV} / (DSVI * X_{AT}) \quad [m \ h^{-1}]$$

Per assicurare il rispetto di un effluente con concentrazione di solidi sospesi inferiore a 20 mg/l, le norme ATV utilizzano una scrittura conservativa:

$$(22) \quad q_{SV} = 190 * HAVE / (1 + R) \quad [l \ (m^{-2} * h^{-1})]$$

mentre per un effluente di 30 mg/l di solidi sospesi, la precedente scrittura risulta:

$$(23) \quad q_{SV} = 250 * HAVE / (1 + R) \quad [l \ (m^{-2} * h^{-1})]$$

Dunque, per avere indicazione del  $q_{SV}$  riferito ad altre concentrazioni di solidi nell'effluente, è possibile operare un'interpolazione lineare dei valori calcolabili con la (22) e la (23).

Combinando l'equazione (21) con l'interpolazione della (22) e della (23) e tenendo conto che (per definizione del rapporto di ricircolo)  $R$  e  $X_{AT}$  sono legati dalla:

$$(24) \quad R = X_{AT} / (X_R - X_{AT}) \quad [-]$$

è possibile ricavare la seguente espressione per il calcolo della massima concentrazione di solidi totali in vasca di ossidazione:

$$(25) \quad 1 / X_{AT-max} = [q_{si} * DSVI / (KF * HAVE)] + 1 / X_R$$

dove  $KF$  vale 190 per  $X_E = 20 \text{ mg l}^{-1}$  e 250 per  $X_E = 30 \text{ mg l}^{-1}$ .

Le norme ATV esplicitano, inoltre, una correlazione che lega la concentrazione di fango estraibile dal decantatore con le caratteristiche di sedimentabilità del fango ( $DSVI$ ) e con il tempo di ispessimento teorico ( $t_{th}$ ).

$$(26) \quad X_R = \eta_f * (1000/DSVI) * t_{th}^{1/3} \quad [mg \ l^{-1}]$$

dove  $\eta_f$  rappresenta un fattore di correzione per le condizioni reali, descrittore dell'efficienza del sistema di estrazione del fango (il valore consigliato è pari a 0,8).

Il tempo di ispessimento consigliato dalle norme ATV per impianti di pre-denitrificazione e nitrificazione è compreso fra le 2 e le 2,5 h.

Evidentemente, tale parametro è legato alla disponibilità di una adeguata altezza del decantatore e deve quindi essere considerato un elemento di verifica del dimensionamento dell'unità.

La qualità del fango è caratterizzata mediante il valore del DSVI (Diluted Sludge Volume Index), definito come il volume (in ml) occupato da 1 grammo di fango dopo 30 minuti di decantazione in un cono Imhoff da 1 litro, non agitato.

Il valore dell'indice di volume del fango è specifico delle condizioni di funzionamento degli impianti. Esso risente molto, fra l'altro, degli andamenti stagionali.

In particolare, all'aumentare della temperatura, le caratteristiche del fango mutano drasticamente portandosi verso condizioni di ottima decantabilità.

In riferimento alle temperature invernali assunte a base dei calcoli di dimensionamento (15°C) e tenuto conto che le limitate escursioni stagionali migliorano sicuramente la qualità complessiva dei fanghi, si è assunto un valore di verifica pari a:

$$\text{DSVI} = 120 \text{ ml l}^{-1}.$$

Si può osservare come, a parità del carico idraulico  $q_{si}$ , la concentrazione XAT-max è maggiore quanto più alto è il decantatore e quanto maggiore è il tempo di ispessimento  $t_{th}$ .

A parità di ogni altra condizione, un significativo aumento di XAT può essere conseguito a condizione di accettare un effluente leggermente peggiore (da 20 a 30 mg l<sup>-1</sup> di SST). Se la concentrazione XAT prescelta risulta superiore a quella massima consentita, la prima dovrà essere ridotta ad un valore compatibile.

#### Verifica dell'altezza minima

La verifica dell'altezza minima del decantatore è effettuata tenendo conto delle seguenti quattro componenti:

- uno spazio di acqua chiarificata ( $h_1$ );
- una zona di chiarificazione ( $h_2$ );
- un'altezza di stoccaggio per ammortizzare le variazioni di concentrazione dei fanghi nelle vasche biologiche in portata di punta ( $h_3$ );
- uno spazio tale da garantire il tempo di ispessimento richiesto ( $h_4$ ).

Le norme ATV forniscono per ciascuna componente le indicazioni ed i metodi di calcolo descritti nel seguito.

$$h_1 \text{ (altezza acqua chiarificata)} = 0,5 \text{ m}$$

$h_2$  (altezza di separazione) calcolata come segue:

$$(27) \quad h_2 = 0.5 * q_{si} * (1+R) / (1 - \text{XAT} * \text{DSVI}/1000) \quad [\text{m}]$$

$h_3$  (altezza di stoccaggio del fango) calcolata come segue:

$$(28) \quad h_3 = \Delta \text{XAT} * \text{DSVI} * q_{si} * 1,5 * (1+R) / 500 \quad [\text{m}]$$

$\Delta XAT$  è la variazione di concentrazione dei fanghi in vasca di ossidazione fra condizioni di portata di picco e portata media assunta cautelativamente pari al 30% del valore medio, corrispondente ad oscillazioni di portata idraulica sicuramente superiori a quelle reali.

$h_4$  (altezza di ispessimento) calcolata come segue:

$$(29) \quad h_4 = q_{si} * XAT * (1+R) * t_{th} / (300 * t_{th} + 500) \quad [m]$$

il cui valore di  $t_{th}$  è quello assunto nella verifica della concentrazione massima  $XAT_{max}$ .

Se la somma delle altezze  $h_1 + h_2 + h_3 + h_4$  dovesse risultare superiore all'altezza disponibile dovranno essere riverificati i parametri operativi della sezione.

<b>SEDIMENTAZIONE SECONDARIA</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Tipo di bacino di sedimentazione (linea 1)</b>	-	<b>circolare</b>
Numero di bacini	<i>n.</i>	1
Diametro	<i>m</i>	27,0
Superficie unitaria	<i>m</i> <sup>2</sup>	572
Superficie totale	<i>m</i> <sup>2</sup>	572
Altezza	<i>m</i>	2.69
Volume utile totale	<i>m</i> <sup>3</sup>	1.540
<b>Tipo di bacino di sedimentazione (linea 2)</b>	-	<b>circolare</b>
Numero di bacini	<i>n.</i>	1
Diametro	<i>m</i>	26,0
Superficie unitaria	<i>m</i> <sup>2</sup>	518
Superficie totale	<i>m</i> <sup>2</sup>	518
Altezza	<i>m</i>	2.97
Volume utile totale	<i>m</i> <sup>3</sup>	1.540
Superficie totale di sedimentazione	<i>m</i> <sup>2</sup>	1.091
<b>Carico idraulico ( Ci ) Linea 1</b>		
Q24	<i>m/h</i>	0.4
Qpb	<i>m/h</i>	0.6
<b>Carico idraulico ( Ci ) Linea 2</b>		
Q24	<i>m/h</i>	0.80
Qpb	<i>m/h</i>	1.05

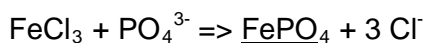


## 5.6 Rimozione chimica del fosforo

Sulla base degli apporti giornalieri assunti, la rimozione biologica del fosforo per sintesi cellulare non è sufficiente a rispettare il limite imposto di 2 mg/l.

Si prevede pertanto di utilizzare la sezione di defosfatazione per precipitazione chimica esistente, mediante dosaggio di cloruro ferrico in soluzione commerciale al 45%.

Il dosaggio di cloruro ferrico è stato calcolato in base alla reazione di precipitazione del fosfato di ferro di seguito riportata:



Poiché, però, tale reazione è in competizione con quella che porta alla formazione di idrossido di ferro, è stato previsto un eccesso di dosaggio del 70%

Ne deriva un dosaggio di 59 ppm e un consumo di soluzione di 69 l/h.

Il dosaggio dell'agente defosfatante avverrà all'uscita della sezione di ossidazione, in modo da non intasare inutilmente il sistema con il fango chimico inerte.

Posto che non si prevede il dosaggio di cloruro ferrico in linea fanghi, si prevede il riutilizzo della pompa destinata a questo servizio con funzione di riserva per la pompa dosatrice in linea acque.

<b>DEFOSFATAZIONE CHIMICA</b>		
	<b>UM</b>	
<i>Fosforo in ingresso all'impianto</i>	<i>kg/d</i>	<i>175</i>
	<i>mg/l</i>	<i>11</i>
<i>Fosforo rimosso per sintesi biologica</i>	<i>kg/d</i>	<i>48</i>
<i>Fosforo in uscita dall'impianto</i>	<i>kg/d</i>	<i>32</i>
	<i>mg/l</i>	<i>2</i>
<i>Fosforo da rimuovere per via chimica</i>	<i>kg/d</i>	<i>90</i>
<i>Dosaggio di cloruro ferrico</i>	<i>mg/l</i>	<i>59</i>
<i>Consumo di soluzione di cloruro ferrico</i>	<i>l/h</i>	<i>69</i>
<b>Serbatoi stoccaggio cloruro ferrico (esistente)</b>		
<i>Numero</i>	<i>n</i>	<i>1</i>
<i>Volume</i>	<i>m³</i>	<i>10</i>
<b>Pompe dosatrici (esistenti)</b>		
<i>Tipo</i>	<i>-</i>	<i>a pistone</i>
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	<i>2</i>

Numero unità in funzione	<i>n</i>	1
Portata unitaria	<i>l/h</i>	315

## 5.7 Produzione e sollevamento fanghi di supero

La produzione di fango di supero nell'impianto in progetto è data dalla somma del fango biologico nitrificante e denitrificante, degli inerti e del fango chimico.

La produzione specifica di fango di supero nitrificante può valutarsi con la formula:

$$F_{sn} = x_n \cdot \text{BODrim} \quad [\text{kgSS/d}]$$

Dove:

- $x_n$  = coefficiente dipendente dal carico del fango in nitrificazione [kgSS/kgBOD]
- BODrim = BOD rimosso in nitrificazione [kgBOD/d]

Il fango denitrificante può essere calcolato come segue:

$$F_{sd} = 0,7 \cdot \text{N-NO}_3\text{rim} \quad [\text{kgSS/d}]$$

Dove:

- N-NO<sub>3</sub>rim = azoto denitrificato [kgN/d]

Sommando le varie componenti sopra elencate si ipotizza una produzione globale massima di 7.113 kg<sub>SS</sub>/d, con una concentrazione di 9.0 kg<sub>SS</sub>/m<sup>3</sup>, corrispondenti ad una portata giornaliera di 790 m<sup>3</sup>/d. Questo volume di fango sarà sollevato da una pompa da 40 m<sup>3</sup>/h per la linea 1, e da una pompa da 70 m<sup>3</sup>/h per la linea 2 che funzioneranno per circa 7 h/d e che saranno installate nel pozzetto fanghi di ricircolo.

<b>SOLLEVAMENTO FANGHI DI RICIRCOLO</b>		
	<b>UM</b>	
Concentrazione <i>X</i> di sostanza secca nell'ossidazione biologica	kgSS/m <sup>3</sup>	4.5
Concentrazione <i>Xr</i> di sostanza secca nel fango di ricircolo	kgSS/m <sup>3</sup>	9
Percentuale del ricircolo fanghi rispetto alla portata media ( Q24 )	%	100
Portata globale di ricircolo fanghi	m <sup>3</sup> /h	660
<b>Pompe di ricircolo fanghi</b>		
<b>Numero unità installate (Linea 1)</b>	<i>n.</i>	2
Numero di unità in funzione	<i>n.</i>	1
Portata unitaria	m <sup>3</sup> /h	243

Portata totale in funzione	m <sup>3</sup> /h	243
Prevalenza	m	3.0
Potenza installata unitaria	KW	4.7
Potenza installata totale	KW	9.4
<b>Numero unità installate (Linea 2)</b>	n.	2
Numero di unità in funzione	n.	1
Portata unitaria	m <sup>3</sup> /h	417
Portata totale in funzione	m <sup>3</sup> /h	417
Prevalenza	m	3.5
Portata totale in funzione	m <sup>3</sup> /h	660

<b>SOLLEVAMENTO FANGHI DI SUPERO</b>		
	<b>UM</b>	
Portata globale giornaliera (Qd)	m <sup>3</sup> /d	15.840
BOD rimosso globale	Kg/d	4.840
Produzione totale di fango	kg/d	7.113
Concentrazione	kg/m <sup>3</sup>	9
Portata giornaliera	m <sup>3</sup> /d	790
Portata giornaliera oraria	m <sup>3</sup> /h	113
<b>Pompe sollevamento fanghi di supero</b>		
Numero unità installate (Linea 1)	n.	2
Numero di unità in funzione	n.	1
Portata unitaria	m <sup>3</sup> /h	42
Portata totale in funzione	m <sup>3</sup> /h	42
Prevalenza	m	5,5
Numero unità installate (Linea 2)	n.	2
Numero di unità in funzione	n.	1
Portata unitaria	m <sup>3</sup> /h	71
Portata totale in funzione	m <sup>3</sup> /h	71
Prevalenza	m	7.0
Portata totale in funzione	m <sup>3</sup> /h	113

## 5.8 Filtrazione

Col presente progetto si è previsto di dotare l'impianto di un sistema di filtrazione in grado di raggiungere i 10 mgSS/l allo scarico, in previsione di un possibile riutilizzo irriguo del refluo.

In considerazione dei vincoli imposti dalle quote idrauliche e quindi dai massimi carichi idraulici disponibili si è adottato un sistema di filtri a tela sulla base delle seguenti considerazioni:

- sistema compatto
- basse perdite di carico (ca. 50 cm in totale)
- funzionamento in automatico
- modularità

Durante il normale funzionamento, il filtro è sommerso per circa 60% e la perdita di carico attraverso le tele filtranti varia fra 50 e 200 millimetri. La perdita di carico massima ammissibile con il filtro in funzione è di 300 millimetri. Il controlavaggio e la rotazione possono essere continui o controllati da un sistema automatico di controllo. I pannelli modulari del filtro sono costruiti da elementi filtranti in poliestere, inseriti in telai di acciaio inossidabile.

I filtri, costituiti essenzialmente da una serie di pannelli filtranti, possono alloggiare fino ad un massimo di 20 pannelli e possono quindi venire potenziati nel tempo per trattare una maggiore portata. Anche la spaziatura delle tele può essere modificata, andando a intervenire sulle rese depurative del filtro stesso.

I filtri sono infine dotati di un sistema di controlavaggio costituito da ugelli spruzzatori che assicurano una pulizia efficace dei pannelli filtranti, aumentandone la vita utile.

<b>FILTRAZIONE</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Portate in ingresso</b>		
Portata giornaliera ( Qd )	m <sup>3</sup> /d	15851
Portata media oraria ( Q24 )	m <sup>3</sup> /h	660
Portata di punta al biologico ( Qp )	m <sup>3</sup> /h	859
Concentrazione massima di SS in ingresso	mg/l	50
Concentrazione massima di SS in uscita	mg/l	< 10
<b>Caratteristiche filtri</b>		
Numero unità installate	n.	2
Numero unità in funzione	n.	2
Diametro dischi	mm	2200
Numero dischi	n.	14
Luce di passaggio pannelli filtranti	micron	10
Area filtrante	m <sup>2</sup>	78
Gruppo di azionamento del filtro	kW	1.1
Pompa lavaggio tele	kW	7.5

## 5.9 Disinfezione

La disinfezione verrà effettuata nella vasca di contatto esistente dove si continua a dosare ipoclorito di sodio. La volumetria della vasca consente un tempo di permanenza di 21 minuti sulla portata media e 16 sulla portata di pioggia, sufficiente ad assicurare la disinfezione del refluo secondo i limiti di legge (5.000 UFC/ml escherichia coli).

Si prevede un dosaggio di ipoclorito in quantità variabile tra 2 e 4 mg/l, corrispondente ad un consumo di soluzione variabile tra 9 l/h e 23 l/h.

L'ipoclorito viene stoccato all'interno di due serbatoi esistenti in PRFV dotati di bacino di contenimento in c.a. Il dosaggio sarà effettuato tramite pompe a pistone dotate di inverter, con regolazione del dosaggio di reagente in funzione della portata misurata in uscita.

<b>DISINFEZIONE</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Tempo di contatto</b>		
Sulla Q24	min	21
Sulla Qmax	min	16
<b>Caratteristiche delle vasche (esistenti)</b>		
Caratteristiche vasche		
Numero unità	n	2
Lunghezza unitaria vasca 1	m	20,0
Larghezza unitaria vasca 1	m	4,0
Altezza utile vasca 1	m	1,45
Volume unitario vasca 1	m <sup>3</sup>	116
Lunghezza unitaria vasca 2	m	20,0
Larghezza unitaria vasca 2	m	4,0
Altezza utile vasca 2	m	1,41
Volume unitario vasca 2	m <sup>3</sup>	113
Volume totale	m <sup>3</sup>	229
<b>Dosaggio previsto</b>		
Medio	mg/l	2
Massimo	mg/l	4
<b>Consumo di ipoclorito 15%</b>		
Medio	l/h	9
Massimo	l/h	23
<b>Serbatoi stoccaggio ipoclorito (esistenti)</b>		

<i>Numero</i>	<i>n</i>	<i>2</i>
<i>Volume</i>	<i>m<sup>3</sup></i>	<i>10</i>
<i>Materiale di costruzione</i>		<i>PRFV</i>
<b><i>Pompe dosatrici</i></b>		
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	<i>2</i>
<i>Numero unità in funzione</i>	<i>n</i>	<i>2</i>
<i>Portata unitaria</i>	<i>l/h</i>	<i>12/35</i>
<i>Portata totale</i>	<i>l/h</i>	<i>47</i>

### 5.10 Preispessimento fanghi

Il volume della vasca di digestione aerobica disponibile è tale da non garantire una completa stabilizzazione del quantitativo di fango di supero prodotto.

Si è ritenuto, nel presente progetto, di sfruttare le potenzialità offerte dai due gruppi di ispessimento dinamico a coclea presenti sull'impianto, trasformandoli in pre-ispessitori a monte della stabilizzazione aerobica. In questo modo si ottiene una sensibile riduzione del volume del fango, e quindi un incremento del tempo di digestione.

Si calcola che il fango di supero prodotto abbia un tenore di secco del 0,9%MS e una portata di 790 mc/d. Passando attraverso gli ispessitori a coclea si può ottenere un fango al 6,0%MS ed un volume di 119 mc/d. Il tempo di permanenza nella vasca di stabilizzazione aerobica diventa quindi di 12 g, compatibile con una completa digestione delle sostanze organiche contenute nel fango.

L'attuale bacino di preispessimento sarà convertito, modificando il piping di interconnessione, in bacino di post-ispessimento/accumulo del fango per la successiva fase di disidratazione.

Il dosaggio previsto di polielettrolita è di circa 8 g/kgSS, corrispondente ad un dosaggio di soluzione al 2 per mille di circa 3.900 l/h.

La sezione esistente si compone di due ispessitori dinamici a coclea di marca Huber tipo Rotamat, un gruppo di preparazione del polielettrolita e una serie di pompe monovite di alimentazione del fango e del poli. La trasformazione in sezione di preispessimento prevede che l'alimentazione dei preispessitori avvenga direttamente dalle pompe di sollevamento del fango di supero, installate nei pozzetti adiacenti ai due decantatori finali.

Nell'ambito del presente progetto si prevede infine la copertura di tutte le apparecchiature del preispessimento tramite un edificio metallico con lo scopo di proteggerle dagli agenti atmosferici e creare un ambiente di lavoro migliore per le operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria.

<b>PRE-ISPESSIMENTO DINAMICO FANGHI</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Preispessitore dinamico</b>		
Numero unità installate	<i>n.</i>	2
Tipo	-	a coclea
Portata oraria	<i>m³/h</i>	55
<b>Fango in uscita dall'ispessitore dinamico</b>		
Concentrazione	<i>kgSST/m³</i>	60
Portata giornaliera	<i>m³/d</i>	119
Portata di surnatante	<i>m³/d</i>	672
<b>Dosaggio di polielettrolita</b>		
Specifico	<i>g/kg</i>	8
Di prodotto puro	<i>kg/h</i>	7.9
Di soluzione al 2‰	<i>l/h</i>	3.960
<b>Preparatore flocculante</b>		
Tipo	-	automatico
Numero unità installate	<i>n</i>	1
Numero unità in funzione	<i>n</i>	1
Portata unitaria	<i>l/h</i>	4000
Portata totale	<i>l/h</i>	4000
<b>Pompe dosaggio flocculante</b>		
Tipo	-	monho
Numero unità installate	<i>n</i>	3
Numero unità in funzione	<i>n</i>	2
Portata unitaria	<i>l/h</i>	2000
Portata totale in funzione	<i>l/h</i>	4000
Prevalenza	<i>bar</i>	2

### 5.11 Digestione aerobica

I fanghi prodotti nel comparto biologico non sono ancora sufficientemente stabilizzati e necessitano pertanto di un ulteriore trattamento di digestione, che secondo la configurazione esistente è del tipo aerobico.

La verifica sulla volumetria ha dato esito positivo purché il fango venga immesso in digestione dopo aver subito una fase di preispessimento e una conseguente riduzione volumetrica. Per questa ragione sono stati previsti interventi di adeguamento al piping di interconnessione

in modo da convertire gli ispessitori dinamici a coclea attualmente utilizzati in fase di post-spessimento a preispessitori del fango di supero.

Il fabbisogno di ossigeno è stato calcolato in funzione dei solidi volatili abbattuti, pari al 40% di quelli entranti. Ne deriva un fabbisogno d'aria totale di circa 590 m<sup>3</sup>/h.

L'attuale sistema risulta tuttavia inadeguato in termini di aria insufflata, essendo gli aeratori installati troppo piccoli per fornire l'ossigeno necessario al completamento dei processi ossidativi. Si prevede dunque di confermare il processo adottato e sostituire gli aeratori con macchine analoghe di taglia superiore. Ciò permetterà di mantenere inalterato tutto il sistema, minimizzando gli interventi e quindi i tempi di arresto della sezione.

<b>DIGESTIONE AEROBICA</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Fango in ingresso</b>		
Sostanza secca totale	kgSS/d	7.113
Concentrazione media	kgSS/m <sup>3</sup>	60
Portata totale	m <sup>3</sup> /d	119
<b>Caratteristiche unitarie</b>		
N. Vasche	n	2
Larghezza	m	8
Lunghezza	m	17
Altezza media utile	m	5.3
Superficie utile	m <sup>2</sup>	136
Volume utile cad.	m <sup>3</sup>	721
Volume utile totale	m <sup>3</sup>	1.442
Tempo di contatto	d	12
<b>Solidi Volatili</b>		
% di solidi volatili rispetto ai totali	%	0.56
Solidi Volatili	kgSSV/d	3.983
Carico di volatili	kgSST/m <sup>3</sup> *d	2.76
% di riduzione delle sostanze volatili	%	0.40
Solidi volatili rimossi ( VSSD )	kgSSV/d	1.593
<b>Fango in uscita dalla digestione</b>		
Solidi non volatili	kgSSNV/d	3130
Solidi volatili	kgSSV/d	2390
Solidi totali	kgSS/d	5520
Concentrazione media	kgSS/m <sup>3</sup>	47
Portata	m <sup>3</sup> /d	119
Acque di risulta	m <sup>3</sup> /d	0



<b>Fabbisogno di ossigeno</b>		
Temperature in condizioni operative	°C	20
Fabbisogno totale AOR		
Tasso di consumo	kgO <sub>2</sub> /kgSSV	1.4
Consumo totale	kgO <sub>2</sub> /d	2.231
Fabbisogno totale di ossigeno SOR	kgO <sub>2</sub> /d	3.082
<b>Caratteristiche aeratori</b>		
Tipo	-	autoaspiranti
Numero	n	4
Ossigeno trasferito in condizioni standard a 5.3 m	kgO <sub>2</sub> /h	29.1
Ossigeno trasferito in condizioni standard a 5.3 m Totale	kgO <sub>2</sub> /h	116.40
Massima portata d'aria erogabile	kgO <sub>2</sub> /d	2'794
Potenza unitaria installata	kW	30

## 5.12 Postispessimento fanghi

Il fango digerito viene inviato tramite pompe monovite all'ispessitore statico esistente dove viene accumulato prima del pompaggio alle centrifughe. Modificando il piping di interconnessione è possibile trasformare l'attuale bacino da pre-ispessitore a post-ispessitore. Le pompe di alimentazione sono alloggiare nella zona degli ispessitori dinamici e prelevano il fango dalla vasche di stabilizzazione aerobica.

L'ispessitore è del tipo circolare, dotato di ponte raschia fango.

A titolo cautelativo non viene associato alcun grado di ispessimento a questa fase.

<b>PRE-ISPESSIMENTO DINAMICO FANGHI</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Postispessitore statico</b>		
Produzione totale di fango	kg/d	5.520
Concentrazione	kgSST/m <sup>3</sup>	47
Portata giornaliera	m <sup>3</sup> /d	119
Tipo di bacino di ispessimento	-	circolare
Numero di unità	n	1
Potenza installata del sistema raschiante	kW	
Flusso solido	kgSS/m <sup>2</sup> d	31
<b>Caratteristiche unitarie</b>		
Diametro	m	15
Superficie unitaria	m <sup>2</sup>	177
Altezza media	m	4.2
Volume	m <sup>3</sup>	742

### 5.13 Disidratazione meccanica

La fase di disidratazione meccanica del fango, utile ad incrementare il tenore di secco contenuto nei fanghi (e ridurre il volume), viene realizzata attualmente con due centrifughe funzionanti in parallelo.

La sezione è stata realizzata recentemente ed è completa di gruppo di preparazione del poli, pompe dosatrici, sistema di allontanamento del fango e stoccaggio in due cassoni.

Come già anticipato nei capitoli precedenti, è stato riscontrato che l'edificio in cui sono alloggiato le centrifughe versa in cattivo stato. La copertura in particolare, realizzata in carpenteria metallica, risulta in più punti corrosa con conseguente infiltrazione di acqua meteorica.

Inoltre lo sfruttamento degli spazi potrebbe venir migliorato riducendo l'occupazione di superficie in una zona dell'impianto dove sarebbe importante migliorare la viabilità.

Si è ritenuto pertanto di mantenere le apparecchiature costituenti la disidratazione, modificando la disposizione planimetrica e rifacendo l'edificio di alloggiamento. Il nuovo edificio, realizzato parzialmente in c.a. e parzialmente in carpenteria metallica occuperà una superficie minore, consentendo di creare un percorso ad anello all'interno dell'impianto. Inoltre l'edificio sarà deodorizzato sia nella zona centrifughe che nella zona adibita allo stoccaggio dei cassoni del fango.

Il nuovo layout del locale impone la revisione del sistema di allontanamento del fango, prevedendo un nuovo giro coclee. Analogamente a quanto esistente si prevede un sistema di caricamento dei due cassoni disposti parallelamente tramite una coclea dotata di motore reversibile e ralla centrale per la rotazione e distribuzione nei cassoni.

<b>DISIDRATAZIONE FANGHI</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Fango da disidratare</b>		
Sostanza secca	kgSS/d	810
Concentrazione media	kgSS/m <sup>3</sup>	23
Portata	m <sup>3</sup> /d	35
Giorni settimanali di funzionamento	d/sett	3
Ore giornaliere di funzionamento	h/d	6.8
Quantità effettiva di fango da disidratare		
Sostanza secca	kg/h	276
Portata	m <sup>3</sup> /h	12
<b>Centrifuga installata</b>		
Numero unità installate	n	1
Portata idraulica	m <sup>3</sup> /h	20
Potenzialità oraria totale	kgss/h	270

<i>Potenza installata unitaria (motore primario)</i>	<i>kW</i>	18.5
<i>Concentrazione fango in uscita</i>	<i>kg/m<sup>3</sup></i>	>250
<i>Portata fango in uscita</i>	<i>m<sup>3</sup>/h</i>	1.1
<b>Coclee movimentazione fango</b>		
<i>Diametro</i>	<i>mm</i>	260
<i>Lunghezza</i>	<i>mm</i>	5.500 4.000 8.000
<b>Pompe alimentazione centrifuga</b>		
<i>Tipo</i>	-	monho
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	2
<i>Portata max unitaria</i>	<i>m<sup>3</sup>/h</i>	12
<i>Prevalenza</i>	<i>bar</i>	2
<b>Dosaggio di polielettrolita</b>		
<i>Dosaggio max flocculante</i>	<i>g/kgSST</i>	10
<i>Consumo max orario di flocculante</i>	<i>kg/h</i>	2.8
<i>Di soluzione al 2°/°°</i>	<i>l/h</i>	1.382
<b>Pompe dosaggio polielettrolita</b>		
<i>Tipo</i>	-	monho
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	2
<i>Numero unità in funzione</i>	<i>n</i>	1
<i>Portata unitaria</i>	<i>l/h</i>	1.500
<i>Portata totale in funzione</i>	<i>l/h</i>	1.500
<i>Prevalenza</i>	<i>bar</i>	2
<b>Preparatore flocculante</b>		
<i>Tipo</i>	-	automatico
<i>Numero unità installate</i>	<i>n</i>	1
<i>Numero unità in funzione</i>	<i>n</i>	1
<i>Portata unitaria</i>	<i>l/h</i>	2.000
<i>Portata totale</i>	<i>l/h</i>	2.000
<i>Numero agitatori</i>	<i>n.</i>	3

## 5.14 Copertura e deodorizzazione

Al fine di ridurre l'impatto ambientale dell'impianto e preservare alcune apparecchiature dagli agenti atmosferici si prevede di realizzare un edificio in carpenteria metallica a copertura di tutte le fasi di pretrattamento. La struttura sarà realizzata in acciaio zincato a caldo, rivestito con pannelli in alluminio verniciato tipo sandwich. L'edificio sarà dotato di sistema di captazione dell'aria esausta tramite bocchette di aspirazione e piping di trasporto in acciaio inox

AISI 304. Anche il nuovo bacino di accumulo interrato è dotato di sistema di captazione dell'aria.

L'aria da depurare verrà aspirata tramite ventilatore centrifugo realizzato in AISI 304 e inviata al pretrattamento, dove avviene il prelavaggio, e successivamente insufflata attraverso una unità di biofiltrazione. Il bacino di contenimento del biofiltro sarà realizzato in c.a., per una superficie utile di ca. 80 mq.

Analogamente, si prevede una unità di biofiltrazione a servizio del locale disidratazione del fango, dello stoccaggio dei cassoni fanghi e della seconda vasca di accumulo dei liquami in arrivo, opportunamente coperta con pannelli in PRFV.

Il nuovo edificio a servizio delle centrifughe e dei cassoni fanghi sarà realizzato in carpenteria metallica e pannelli in alluminio verniciato tipo sandwich. In adiacenza si prevede un'unità di biofiltrazione avente una superficie di ca. 40 mq, struttura di contenimento in cemento armato, unità di aspirazione con ventilatore centrifugo in AISI 304 e unità di pretrattamento per il prelavaggio dell'aria in acciaio inox (o PP). La rete di collettamento sarà realizzata con tubazioni in acciaio inox spiralato e bocchette di aspirazione regolabili.

<b>BIOFILTRI</b>		
	<b>UM</b>	
<b>Biofiltro pretrattamenti</b>		
Portata aria da trattare	mc/h	12.300
Superficie biofiltro	m <sup>2</sup>	77
Altezza letto vegetale	m	1.5
Pretrattamento		lavaggio/ umidificazione
<b>Biofiltro pretrattamenti</b>		
Portata aria da trattare	mc/h	6.600
Superficie biofiltro	m <sup>2</sup>	40
Altezza letto vegetale	m	1.5
Pretrattamento		lavaggio/ umidificazione

### 5.15 Gruppi di pressurizzazione acqua servizi

Grazie alla presenza di un sistema di trattamento terziario dei liquami si disporrà di acqua depurata idonea alla distribuzione in una rete servizi per l'impiego nelle fasi di pulizia di alcune apparecchiature con un considerevole risparmio di acqua potabile. A tal fine si prevede di installare due gruppi autoclave muniti di serbatoi di accumulo da 5.000 l in acciaio zincato a caldo, n. 2 elettropompe, dispositivo automatico a depressione per alimentazione aria completo di valvola di aspirazione, quadri elettrici e strumentazione di linea.

I due gruppi saranno a servizio dei pretrattamenti e della zona fanghi/filtri e saranno interconnessi da una rete interrata delle acque di servizio realizzata in PEAD.

La rete di distribuzione dell'acqua servizi fuori terra sarà realizzata in acciaio inox AISI 304.

<b>GRUPPO AUTOCLAVE ACQUA SERVIZI</b>		
	<b>UM</b>	
<i>N. gruppi</i>	<i>n</i>	2
<i>Pompe centrifughe ad asse verticale</i>	<i>n</i>	2
<i>Portata unitaria</i>	<i>mc/h</i>	12 – 35 - 45
<i>Portata totale</i>	<i>mc/h</i>	24 – 70 - 90
<i>Prevalenza disponibile</i>	<i>m c.a.</i>	60 – 46 - 32
<i>Potenza installata unitaria</i>	<i>kW</i>	7,5
<i>Potenza installata totale</i>	<i>kW</i>	15
<i>Volume serbatoio</i>	<i>mc</i>	5
<i>Pressione di collaudo</i>	<i>atm</i>	6

## **6. Disposizione planimetrica dell'impianto**

Il potenziamento dell'impianto è stato sviluppato tenendo conto dello stato attuale dei trattamenti, in particolare di ciò che è effettivamente in esercizio e ciò che non lo è più per mutate esigenze di processo.

La poca disponibilità di spazio ha infatti condizionato le scelte progettuali che hanno dovuto tener conto necessariamente del fatto che all'interno dell'area del depuratore non erano praticamente disponibili aree libere. Ciò ha obbligatoriamente condotto le scelte verso una serie di interventi di demolizione di opere generalmente già dismesse o comunque non più in esercizio da anni.

Nella configurazione finale si è comunque raggiunto un layout planimetrico che ha portato un sensibile miglioramento nella viabilità generale, pur andando a costruire una serie di manufatti di un certo rilievo, resi necessari dalle già citate esigenze di processo, ambientali e operative.

L'ottimizzazione degli spazi ha interessato particolarmente l'area dei pretrattamenti, dove è stato possibile prevedere ad esempio il raddoppio della dissabbiatura, la realizzazione di un edificio per i pretrattamenti, la costruzione di una vasca di accumulo interrata da 1.200 mc, l'ampliamento della cabina elettrica e la realizzazione di una unità biofiltrazione dell'aria, compatibilmente con le esigenze di viabilità e di accessibilità ai vari bacini.

Anche la zona della disidratazione è stata ripensata con lo scopo di creare un percorso stradale ad anello all'interno dell'impianto, agevolando le operazioni di carico e trasporto dei cassoni fanghi. Ciò è stato possibile prevedendo il rifacimento dell'edificio disidratazione e la demolizione di una serie di pozzetti attualmente fuori esercizio.

Nell'ambito di questa razionalizzazione generale sono stati allocati gli spazi per il parcheggio delle auto ed è stato previsto l'ampliamento degli uffici e del locale servizi, realizzando un nuovo fabbricato adiacente all'esistente in sostituzione del prefabbricato temporaneo attualmente in uso.

Nel presente progetto si prevede inoltre, per ragioni di sicurezza, l'interramento della linea elettrica ENEL in media tensione in arrivo alla cabina di ricezione.

## **ALLEGATO 1**

*Calcoli di dimensionamento di processo*

<b>IDA Bitonto</b>		
<b>Variante 1: fanghi attivi (tradizionale)</b>		
Base di calcolo: foglio di lavoro ATV-DWK-A 131, maggio 2000		
<b>Calcolo del volume vasca a fanghi attivi</b>		
<b>INPUT</b>	Inverno	
	85%	
Abitanti equivalenti	79'332	AE
Portata di tempo secco - $Q_{ts}$	15'866	m <sup>3</sup> /d
Portata di tempo secco - $Q_{ts}$	661	m <sup>3</sup> /h
Temperatura	20	°C
Carichi in ingresso		
TKN (incluse acque da digestione)	952	kg/d
COD	10'472	kg/d
BOD <sub>5</sub>	5'236	kg/d
	330	g/m <sup>3</sup>
Efficienza di abbattimento necessaria	92.4%	-
BOD <sub>5</sub> per produzione fanghi	5'236	kg/d
SST per produzione fanghi	7'854	kg/d
P <sub>tot</sub> per produzione fanghi	175	kg/d
NO <sub>3</sub> -N	95	kg/d
Effluente		
SS	35	g/m <sup>3</sup>
NH <sub>4</sub> -N	2.0	g/m <sup>3</sup>
Fosforo	2.00	g/m <sup>3</sup>
<b>Materia secca in biologia</b>	<b>4.50</b>	<b>kg<sub>MS</sub>/m<sup>3</sup></b>
<b>V<sub>DENITRO</sub>/V<sub>FA</sub></b>	<b>0.24</b>	<b>-</b>
<b>Età del fango scelta (Denitro+Nitro)</b>	<b>4.2</b>	<b>d</b>
Fattore di sicurezza per nitrificanti	1.51	-
Eliminazione del fosforo		
Precipitante	Fe	
Rapporto molare precipitazione	1.50	mol <sub>Me</sub> /mol <sub>P</sub>
	2.7	g <sub>Me</sub> /g <sub>P</sub>
Tempo di permanenza per rimozione bio	0.00	h
<b>PARAMETRI</b>		
iN (Trasformazione N in biomassa)	0.045	kg <sub>N</sub> /kg <sub>BOD5</sub>
iP (Trasformazione P in biomassa via abb)	0.01	kg <sub>P</sub> /kg <sub>BOD5</sub>
iP (Trasformazione P in biomassa via Bio-	0.00	kg <sub>P</sub> /kg <sub>BOD5</sub>
F (Crescita eterotrofa, dipendente da tem	1.42	-



<b>OUTPUT</b>		
<i>Età del fango</i>		
necessaria per il processo aerobico	3.1	d
necessaria per il processo totale	4.2	d
<i>Produzione di fango</i>		
abbattimento C	7'069	kg <sub>MS</sub> /d
abbattimento biologico P	-	kg <sub>MS</sub> /d
precipitazione P	600	kg <sub>MS</sub> /d
<i>Estrazione fanghi di supero</i>		
da vasca a fanghi attivi	790	m <sup>3</sup> /d
da linea fanghi di ricircolo	395	m <sup>3</sup> /d
<i>Eliminazione del fosforo</i>		
Impiego per biomassa eterotrofa	52.4	kg <sub>P</sub> /d
Trasformazione in biomassa via Bio-P	0.0	kg <sub>P</sub> /d
da precipitare	90.4	kg <sub>P</sub> /d
Dosaggio precipitante	244.2	kg <sub>Me</sub> /d
<i>Denitrificazione</i>		
NO <sub>3</sub> -ND/BOD <sub>50</sub>	0.12	kg <sub>NO3-N</sub> /kg <sub>BOD5</sub>
NO <sub>3</sub> -N da denitrificare (NO <sub>3</sub> -N <sub>DENI</sub> ) limita	39.4	g <sub>N</sub> /m <sup>3</sup>
NO <sub>3</sub> -N da denitrificare (NO <sub>3</sub> -N <sub>DENI</sub> ) limita	35.2	g <sub>N</sub> /m <sup>3</sup>
Concentrazione NO <sub>3</sub> -N in effluente sedim	12.0	g <sub>N</sub> /m <sup>3</sup>
Rapporto di ricircolo totale	2.4	-
<b>Fango di supero</b>	<b>7'113</b>	<b>kg<sub>MS</sub>/d</b>
<b>V<sub>FA</sub>-Bio-P</b>	<b>-</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>V<sub>FA</sub>-Denitrificazione</b>	<b>1'607</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>V<sub>FA</sub>-Aerobico</b>	<b>4'957</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>V<sub>FA</sub> totale necessario</b>	<b>6'564</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
	<b>83</b>	<b>l/AE</b>
<b>V<sub>FA</sub>-Denitrificazione disponibile</b>	<b>1'845</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>V<sub>FA</sub>-Aerobico disponibile</b>	<b>5'691</b>	<b>m<sup>3</sup></b>
<b>V<sub>FA</sub> totale disponibile</b>	<b>7'536</b>	<b>m<sup>3</sup></b>

Calcolo fabbisogno di ossigeno		
	Inverno	
	85%	
Consumo O <sub>2</sub> per rimozione organici	5'241	kgO <sub>2</sub> /d
Consumo O <sub>2</sub> per nitrificazione	2'807	kgO <sub>2</sub> /d
Contributo O <sub>2</sub> da denitrificazione	1'617	kgO <sub>2</sub> /d
Condizioni di carico secondo A 131		
fC	1.18	-
fN	2.3	-
Consumo medio O <sub>2</sub> - ΔO <sub>2</sub>	268.0	kgO <sub>2</sub> /h
Consumo massimo O <sub>2</sub> (punta massima giorno)	420.0	kgO <sub>2</sub> /h
Consumo minimo O <sub>2</sub> (punta minima giorno)	178.8	kgO <sub>2</sub> /h

<b>IDA Bitonto</b>			
Decantazione finale, processo a fanghi attivi (tradizionale)			
Base di calcolo: foglio di lavoro ATV-DWK-A 131, maggio 2000			
- Bacini a flusso radiale			
- Fanghi attivi con denitrificazione			
- Raschiatori			
<b>Parametro</b>			<b>Esercizio normale</b>
			$MS_{TP}=f(r,MS_{TS})$
			Q (m <sup>3</sup> /h)      Q (l/s)
<b>Numero linee trattamento</b>			1
<b>Tempo secco</b>			
Portata reflu totale	Q <sub>TS</sub>		661      184
Portata reflu per linea	Q <sub>TS</sub>		661      184
Fango di ricircolo per linea	Q <sub>R</sub>		661      184
Rapporto di ricircolo	r <sub>TS</sub>	-	1.00
Materia secca FA	MS <sub>FA,TS</sub>	kg/m <sup>3</sup>	4.50
<b>Tempo di pioggia</b>			
Portata reflu totale	Q <sub>P</sub>		859      239
Portata reflu per linea	Q <sub>P</sub>		859      239
Fango di ricircolo per linea	Q <sub>R</sub>		56      179
Rapporto di ricircolo	r <sub>P</sub>	-	0.75
Materia secca FA	MS <sub>FA,P</sub>	kg/m <sup>3</sup>	3.38
<b>Parametro</b>			
Indice del fango	ISV	ml/g	120
Flusso solido	q <sub>sv</sub>	l/m <sup>2</sup> h	319
Tempo di ispessimento	t <sub>E</sub>	h	1.65
Volume di fango in tempo di pioggia	VSV	l/m <sup>3</sup>	405
Carico superficiale	q <sub>a</sub>	m/h	0.79
MS sul fondo vasca	MS <sub>FV</sub>	kg/m <sup>3</sup>	9.8
MS fango di ricircolo	MS <sub>FR</sub>	kg/m <sup>3</sup>	7.9
Portata necessaria	Q <sub>SR</sub>	m <sup>3</sup> /h	33
Velocità carro necessaria	V <sub>SR</sub>	m/h	21
Zona acqua chiarificata	h <sub>1</sub>	m	0.50
Zona di separazione	h <sub>2</sub>	m	1.16
Zona di flusso denso	h <sub>3</sub>	m	0.50
Zona di ispessimento	h <sub>4</sub>	m	0.93
Altezza totale vasca	h <sub>tot</sub>	m	3.09
Superficie necessaria per linea	A <sub>NB</sub>	m <sup>2</sup>	1'091
<b>Disponibile</b>			
Altezza totale vasca	h <sub>tot</sub>	m	2.85
Superficie per linea	A <sub>NB</sub>	m <sup>2</sup>	1'091

IDA BITONTO		
Calcolo del fabbisogno di aria		
Fonte:		
$Q_{ARIA} = \Delta O_{tot} / \alpha OU^* \times k_3 \times k_4$		
$Q_{ARIA} = \Delta O_{tot} / \alpha OU^* \times C_{S,O_2^*} / (C_{S,O_2,m} - C_{O_2}) \times (\exp(\varepsilon(10-T)))^{-2}$		
Temperatura	20 °C	
alphaOU* (Contenuto di ossigeno specifico a 10 °C)		
alpha	0.7	
OU*/Te	18 gO2/Nm <sup>3</sup> <sub>ARIA</sub> /m	
	12.6 gO2/Nm <sup>3</sup> <sub>ARIA</sub> /m	
Profondità aeratori - Te:	4.15 m	
alphaOU*	52.29 gO2/Nm <sup>3</sup> <sub>ARIA</sub>	
k <sub>3</sub> (influsso forza motrice)		
C <sub>S,O<sub>2</sub>*</sub>	11.3 gO2/m <sup>3</sup>	
C <sub>S,O<sub>2</sub>,m</sub>	9.92 gO2/m <sup>3</sup>	
C <sub>S,O<sub>2</sub>,s,T</sub>	9.08 gO2/m <sup>3</sup>	
p <sub>0</sub>	990 mbar	
Te	4.15 m	
alphaOU	43.2 gO2/Nm <sup>3</sup> <sub>ARIA</sub>	
C <sub>O<sub>2</sub></sub>	2 gO2/m <sup>3</sup>	
Forza motrice (k <sub>3</sub> )	1.43	
k <sub>4</sub> (influsso temperatura su trasferimento O <sub>2</sub> )		
ε	0.033	
Senza radice quadrata	0.72	

<b>Fabbisogno di aria</b>	
$\Delta O_{tot}$	420 kg <sub>O2</sub> /h
Fattore di conversione	1.73
OC	726 kg <sub>O2</sub> /h
$Q_{ARIA,tot}$	8'235 Nm <sup>3</sup> <sub>ARIA</sub> /h
<b>Fabbisogno energetico</b>	
Perdita di carico - $\Delta h$	0.3 m
Efficienza - $\eta$	0.6
Potenza - W	196 kW
Numero soffianti	4
Potenza per soffiante	49 kW
<b>Consumo specifico</b>	<b>3.70 kg<sub>O2</sub>/kWh</b>
	<b>2.14 kg<sub>O2</sub>/kWh</b>

## **ALLEGATO 2**

*Calcoli del profilo idraulico*

PROFILO IDRAULICO			
Il calcolo delle perdite di carico dell'impianto di depurazione è stato effettuato con l'utilizzo delle seguenti formule:			
<b>CANALI</b>			
Formula di Bazin:			
$Q = V \times S$ ;	$V =$	$\frac{87.000}{1 + (Y / R^{0,5})}$	$\times (R \times J)^{0,5}$
dove:			
Q =	portata (m <sup>3</sup> /s)		
V =	velocità (m/s)		
S =	sezione bagnata (m)		
Y =	coefficiente di scabrezza di Bazin		
R =	Raggio idraulico (m)		
J =	pendenza (m/m)		
<b>TUBAZIONI</b>			
Il calcolo delle perdite di carico J è fatto utilizzando la formula di Darcy.			
Il valore calcolato è aumentato di un coefficiente correttivo pari a 1,5 che tiene conto dell'aumento della scabrezza per le tubazioni in servizio da più anni.			
	$J =$	$b \times$	$\frac{Q^2}{D^5}$
dove:	$b =$	$0,00164 +$	$\frac{0,000042}{D}$
D =	diametro della tubazione in m		
Q =	portata in m <sup>3</sup> /s		
J =	scabrezza in m/m		
<b>BOCCE SOTTO BATTENTE</b>			

		<b><math>Q = C \times l \times h \times (2 \times g \times h)^{0,5}</math></b>			
dove:					
Q =	portata (m <sup>3</sup> /s)				
C =	coefficiente d'efflusso				
l =	larghezza dello stramazzo o della bocca (m)				
h =	battente d'acqua (m)				
g =	accelerazione di gravità (m/s <sup>2</sup> )				
<b>STRAMAZZI LIBERI IN PARETE SOTTILE</b>					
		<b><math>Q = m \times b \times (2 \times 9,81)^{0,5} \times h^{1,5}</math></b>			
dove:					
Q =	portata (m <sup>3</sup> /s)				
m =	coefficiente d'efflusso				
b =	larghezza stramazzo (m)				
h =	battente sullo stramazzo (m)				
<b>STRAMAZZI A " V "</b>					
		<b><math>Q = 0,325 \times (19,6 \times h^5 \times \tan B / 2)^{0,5}</math></b>			
dove:					
Q =	portata (m <sup>3</sup> /s)				
h =	battente sulla " V " (m)				
B =	angolo dello stramazzo a " V "				
<b>STRAMAZZI RIGURGITATI</b>					
		<b><math>Q = m \times L \times (2 \times 9,81 \times (Hm - Hv))^{0,5} \times (Hm + \frac{Hv}{2})</math></b>			
dove:					
Q =	portata (m <sup>3</sup> /s)				
m =	coefficiente d'efflusso				
L =	larghezza stramazzo (m)				
Hm =	altezza dell'acqua a monte (m)				
Hv =	altezza dell'acqua a valle (m)				



PERDITE DI CARICO CONCENTRATE			
		$h = k \times \frac{v^2}{2 \times g}$	
dove:			
h =	perdita di carico (m)		
v =	velocità (m/s)		
g =	accelerazione di gravità (m/s <sup>2</sup> )		
k =	coefficiente di resistenza		
Valori del coefficiente K:			
bocche d'ingresso:		ingressi a " T " :	
- spigolo vivo = 0,5		- flusso principale rettilineo = 0,35	
- spigolo raccordato = 0,3		- flusso principale a 90° = 1,2	
curve arrotondate:		curve brusche:	
- 90° angolo stretto = 0,33		- 90° = 1,5	
- 90° raggio medio = 0,3		- 45° = 0,4	
- 90° raggio ampio = 0,26			
- 45° angolo stretto = 0,2		immissione sommersa in un serbatoio	
- 45° raggio ampio = 0,15		- k = 1,1	
uscita a spigolo vivo:		uscita a spigolo raccordato:	
- k = 1		- k = 0,5	
allargamento brusco:			
- k = 1			
(considerare la differenza tra la velocità prima e dopo l'allargamento: $V = V1 - V2$ )			
valvole:		valvole a clapèt	
angolo di chiusura		angolo di chiusura	
valore di k		valore di k	
0	0.12	20°	62.00
1/8	0.15	30°	30.00
2/8	0.26	40°	14.00
3/8	0.81	50°	6.60
4/8	2.06	60°	3.20
5/8	5.52	70°	1.70
6/8	17		
7/8	98		

				$V^2 - v^2$
		$H = f \cdot x$		-----
				$2 \cdot x \cdot g$

f =	coeff. adimensionale pari a 1,428		
v =	velocità del liquame nel canale di adduzione in m/s		
V =	velocità di attraversamento della griglia in m/s		

	$Q \times (e + d)$
$v =$	-----
	$L \times h \times e \times N$

v =	velocità (m/s)	
Q =	portata (m <sup>3</sup> /s)	
e =	luce libera tra le barre (m)	
d =	spessore barre (m)	
L =	larghezza canale (m)	
h =	battente a monte della griglia (m)	
N =	grado di ostruzione 90 % (0,9)	

$$Q = 1,706 \times b \times h^{(3/2)}$$

h =	battente d'acqua a monte del Venturi, in m.		
b =	larghezza del punto di misura, in m.		
	( < 0,7 x larghezza del canale, a monte del misuratore Venturi)		

		Hc		J x L			2 x J x L
H = h x ( ( 2 x	(-----)	^ 3 + (1 -	-----)	^ 2 ) ^ 0,5 -			----- )
	h		3 x h				3 x h

dove:								
H =	altezza d'acqua all'inizio del canale (m)							
h =	altezza d'acqua alla fine del canale (m)							
Hc =	altezza critica dell'acqua nel canale (m)							
J =	pendenza (m/m)							
L =	lunghezza canale (m)							

						Perdita di carico in m.	Livello liquido m.s.l.m.
<b>LINEA LIQUAMI</b>							
<b><u>Portate addotte al trattamento nelle condizioni più restrittive (estive)</u></b>							
portata giornaliera Q24		m <sup>3</sup> /d	15'840.00				
portata media oraria Qm		m <sup>3</sup> /h	660.00				
portata di punta nera Qpn		m <sup>3</sup> /h	860.00				
portata di pioggia Qmax		m <sup>3</sup> /h	1'320.00				
portata di riciclo Qr		m <sup>3</sup> /h	660.00				
portata riciclo liquido misto Qlm		m <sup>3</sup> /h	1'000.00				
<b>Livello nel pozzetto di arrivo</b>							<b>91.57</b>
<b>DALL'INGRESSO ALLA DISSABBIATURA</b>							
<b><u>Perdite di carico nel canale di adduzione alla grigliatura (canale a fondo piano)</u></b>							
Portata (Qmax)		m <sup>3</sup> /h	1'650.000				
Larghezza canale		m	1.500				
Profondità		m	0.500				
Innalzamento pelo libero a monte		m/m	0.000				
Velocità del fluido		m/s	0.611				
Lunghezza del canale			4.600				
Perdita di carico distribuita		m	0.000				
(innalzamento pelo libero a monte)							
Quota fondo canale alla grigliatura		m.s.l.m.	100.000				
Velocità di attraversamento della griglia (intasamento 90%)		m/s	0.883				
Perdita di carico		m	0.035				
Salto di fondo a valle griglia		m	0.000				
Perdite di carico totali della sezione		m	0.035				
<b>Perdite di carico totali</b>		<b>m</b>				<b>0.04</b>	
<b><u>Perdite di carico in ingresso alla dissabbiatura</u></b>							
Portata (Qmax)		m <sup>3</sup> /h	355.000				
Velocità del fluido		m/s	0.131				
Perdita cinetica ( $V^2/(2 \cdot g)$ )		m	0.001				
Valore di "K" per sbocco			1.000				
Numero sbocchi			1.000				
Franco			0.120				

Perdita di carico		m	0.121			
<b>Perdita di carico totale</b>		<b>m</b>			<b>0.12</b>	
<b>Pelo libero nella vasca di dissabbiatura</b>						<b>91.41</b>
<b>DAL RIPARTITORE AL TRATTAMENTO BIOLOGICO</b>						
<u>Perdite di carico nello stramazzo all'uscita dalla dissabbiatura</u>						
Portata (Qmax)		m <sup>3</sup> /h				
Stramazzi		n.	1.000			
Portata per stramazzo		m <sup>3</sup> /h	682.895			
Lunghezza dello stramazzo		m	2.000			
Battente sullo stramazzo		m	0.140			
Prof. della vasca a monte dello stramazzo		m	4.000			
Coefficiente d'efflusso			0.404			
Salto disponibile		m	0.150			
Perdite di carico		m	0.290			
<b>Perdite di carico totali</b>		<b>m</b>			<b>0.29</b>	
<u>Perdite di carico nello stramazzo dal ripartitore alla biologia</u>						
Portata (Qmax)		m <sup>3</sup> /h				
Stramazzi		n.	1.000			
Portata per stramazzo		m <sup>3</sup> /h	908.943			
Lunghezza dello stramazzo		m	4.400			
Battente sullo stramazzo		m	0.100			
Prof. della vasca a monte dello stramazzo		m	4.000			
Coefficiente d'efflusso			0.403			
Salto disponibile		m	0.000			
Perdite di carico		m	0.100			
<b>Perdite di carico totali</b>		<b>m</b>			<b>0.10</b>	
<u>Tubazione di collegamento alla equalizzazione fuori terra</u>						
Portata (Qmax)		m <sup>3</sup> /h	460.000			
Diametro tubazione		mm	450.000			
Velocità		m/s	0.803			
Lunghezza tubazione		m	10.000			
Calcolo delle perdite distribuite						

Coefficiente d'attrito			0.002		
Perdite di carico distribuite	m		0.020		
Calcolo delle perdite di carico concentrate					
Perdita cinetica ( $V^2/(2 \cdot g)$ )	m		0.032		
Valore di "K" per imbocco			0.500		
Numero imbocchi			1.000		
Valore di "K" per sbocco			1.000		
Numero sbocchi			1.000		
Valore di "K" per curve a 90°			0.300		
Curve a 90°			2.000		
Valore di "K" per curve a 45°			0.200		
Curve a 45°			2.000		
Valore di "K" per altre perdite di carico			0.000		
Valore totale di "K"			2.500		
Perdite di carico concentrate	m		0.080		
Salto di fondo	m		0.000		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>		<b>0.100</b>	<b>0.10</b>	
<u>Tubazione di collegamento dalla equalizzazione fuori terra a quella interrata</u>					
Portata (Qmax)	m³/h		460.000		
Diametro tubazione	mm		450.000		
Velocità	m/s		0.803		
Lunghezza tubazione	m		20.000		
Calcolo delle perdite distribuite					
Coefficiente d'attrito			0.002		
Perdite di carico distribuite	m		0.040		
Calcolo delle perdite di carico concentrate					
Perdita cinetica ( $V^2/(2 \cdot g)$ )	m		0.032		
Valore di "K" per imbocco			0.500		
Numero imbocchi			1.000		
Valore di "K" per sbocco			1.000		
Numero sbocchi			1.000		
Valore di "K" per curve a 90°			0.300		
Curve a 90°			2.000		
Valore di "K" per curve a 45°			0.200		
Curve a 45°			2.000		
Valore di "K" per altre perdite di carico			0.000		
Valore totale di "K"			2.500		
Perdite di carico concentrate	m		0.080		
Salto di fondo	m		0.000		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>		<b>0.120</b>	<b>0.12</b>	

<u>Tubazione di collegamento dal ripartitore alla biologia grande</u>							
Portata (Qmax)	m³/h	542.000					
Diametro tubazione	mm	450.000					
Velocità	m/s	0.947					
Lunghezza tubazione	m	70.000					
Calcolo delle perdite distribuite							
Coefficiente d'attrito		0.003					
Perdite di carico distribuite	m	0.210					
Calcolo delle perdite di carico concentrate							
Perdita cinetica ( $V^2/(2 \cdot g)$ )	m	0.045					
Valore di "K" per imbocco		0.500					
Numero imbocchi		1.000					
Valore di "K" per sbocco		1.000					
Numero sbocchi		1.000					
Valore di "K" per curve a 90°		0.300					
Curve a 90°		2.000					
Valore di "K" per curve a 45°		0.200					
Curve a 45°		2.000					
Valore di "K" per altre perdite di carico		0.000					
Valore totale di "K"		2.500					
Perdite di carico concentrate	m	0.113					
Salto di fondo	m	0.000					
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>	<b>0.323</b>			<b>0.32</b>		
<u>Perdite di carico nello stramazzo in ingresso alla biologia</u>							
Portata (Qmax+Qr)	m³/h	957.600					
Stramazzi	n.	1.000					
Portata per stramazzo	m³/h	1'060.195					
Lunghezza dello stramazzo	m	6.000					
Battente sullo stramazzo	m	0.090					
Prof. della vasca a monte dello stramazzo	m	4.000					
Coefficiente d'efflusso		0.403					
Salto disponibile	m	0.040					
Perdite di carico	m	0.130					
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>				<b>0.13</b>		
<b>Pelo libero a vasca di ossidazione 1</b>						<b>90.40</b>	
<b>Pelo libero a vasca di ossidazione 2</b>						<b>90.35</b>	
<b><u>DALLA BIOLOGIA ALLA SEDIMENTAZIONE FINALE</u></b>							
<u>Perdite di carico nello stramazzo in uscita alla biologia</u>							

Portata (Qmax+Qr)	m³/h	957.600		
Stramazzi	n.	1.000		
Portata per stramazzo	m³/h	1'125.042		
Lunghezza dello stramazzo	m	32.000		
Battente sullo stramazzo	m	0.030		
Prof. della vasca a monte dello stramazzo	m	4.000		
Coefficiente d'efflusso		0.402		
Salto disponibile	m	0.100		
Perdite di carico	m	0.130		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>		<b>0.13</b>	
<b>Tubazione di collegamento nitrificazione/sedimentazione</b>				
Portata (Qmax+Qr, biologia grande)	m³/h	957.600		
Diametro tubazione	mm	500.000		
Velocità	m/s	1.355		
Lunghezza tubazione	m	30.000		
Calcolo delle perdite distribuite				
Coefficiente d'attrito		0.006		
Perdite di carico distribuite	m	0.180		
Calcolo delle perdite di carico concentrate				
Perdita cinetica ( $V^2/(2 \cdot g)$ )	m	0.092		
Valore di "K" per imbocco		0.500		
Numero imbocchi		1.000		
Valore di "K" per sbocco		1.000		
Numero sbocchi		1.000		
Valore di "K" per curve a 90°		0.300		
Curve a 90°		1.000		
Valore di "K" per curve a 45°		0.200		
Curve a 45°		2.000		
Valore di "K" per altre perdite di carico		0.000		
Valore totale di "K"		2.200		
Perdite di carico concentrate	m	0.202		
Franco	m	0.100		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>	<b>0.382</b>	<b>0.48</b>	
<b>Quota pelo libero sedimentazione</b>	<b>m.s.l.m.</b>			<b>88.36</b>
<b>DALLA SEDIMENTAZIONE ALLA FILTRAZIONE</b>				
Perdite di carico attraverso gli stramazzi a " V " periferici del sedimentatore				
Portata (metà della Qmax )	m³/h	499.355		



Battente sul singolo stramazzo	m	0.0320			
Coefficiente d'efflusso		0.600			
Angolo della " V "		90.000			
Portata scaricata da ogni stramazzo	m³/h	0.935			
Diametro di stramazzo del sedimentatore	m	34.000			
Lunghezza totale di stramazzo	m	106.814			
Passo degli stramazzi	m	0.200			
Numero di stramazzi previsti		534.070			
Battente sullo stramazzo	m	0.032			
Quota posizionamento " V " di sfioro	m.s.l.m.	134.078			
Franco bordo dopo stramazzo	m	0.300			
Perdite di carico totali	m	0.332			
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>			<b>0.33</b>	
<u>Perdite di carico nel canale in uscita del sedimentatore</u>					
Portata (metà della Qmax suddivisa su tre unità)	m³/h	482.000			
Larghezza del canale	m	0.400			
Altezza critica	m	0.225			
Pendenza canale	m/m	0.001			
Altezza acqua a monte canale	m	0.390			
Altezza allo scarico (critica, efflusso libero)	m	0.225			
Fondo canale	m.s.l.m.	133.615			
Perdite di carico totali	m	0.165			
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>			<b>0.17</b>	
<u>Dal pozzetto alla filtrazione</u>					
Portata ( Qmax)	m³/h	860.000			
Diametro tubazione	mm	800.000			
Velocità	m/s	0.475			
Lunghezza tubazione	m	50.000			
Calcolo delle perdite distribuite					
Coefficiente d'attrito		0.000			
Perdite di carico distribuite	m	0.000			
Calcolo delle perdite di carico concentrate					
Perdita cinetica ( $V^2/(2 \cdot g)$ )	m	0.011			
Valore di "K" per imbocco		0.500			
Numero imbocchi		1.000			
Valore di "K" per sbocco		1.000			
Numero sbocchi		1.000			

Valore di "K" per curve a 90°		0.300		
Curve a 90°		3.000		
Valore di "K" per curve a 45°		0.200		
Curve a 45°		2.000		
Valore di "K" per altre perdite di carico		0.000		
Valore totale di "K"		2.800		
Perdite di carico concentrate	m	0.031		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>		<b>0.03</b>	
<b><u>DALLA FILTRAZIONE ALLO SCARICO</u></b>				
<b>Quota pelo libero filtrazione</b>	<b>m.s.l.m.</b>			<b>86.05/ 86.30</b>
<b><u>Stramazzo in uscita dai filtri</u></b>				
Portata (Qmax)		1'072.050		
Coefficiente d'efflusso		0.415		
Larghezza stramazzo	m	6.000		
Altezza dell'acqua a monte (dalla soglia)	m	0.090		
Altezza dell'acqua a valle (dalla soglia)	m	0.000		
Franco+perdita filtro	m	0.170		
Quota di posizionamento soglia	m.s.l.m.	130.910		
Perdita di carico concentrata	m	0.260		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>		<b>0.26</b>	
<b><u>Stramazzo in ingresso alla disinfezione</u></b>				
Portata (Qmax)		847.052		
Coefficiente d'efflusso		0.415		
Larghezza stramazzo	m	2.000		
Altezza dell'acqua a monte (dalla soglia)	m	0.160		
Altezza dell'acqua a valle (dalla soglia)	m	0.000		
Franco	m	0.340		
Quota di posizionamento soglia	m.s.l.m.	130.910		
Perdita di carico concentrata	m	0.500		
<b>Perdite di carico totali</b>	<b>m</b>		<b>0.50</b>	
<b>Quota canale misuratore</b>	<b>m.s.l.m.</b>			<b>84.95</b>