



Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.
Sede legale Corso XI Febbraio 14 – 10152 Torino
Tel. 011.4645.111 - Fax 011.4365.575
Capitale Sociale Nominale € 345.533.761,65
C.F. - P.IVA e Registro delle Imprese di Torino 07937540016
sito: www.smatorino.it
e-mail: info@smatorino.it



(Prog. ATO 2956)

COMUNI VARI DELLA VAL PELLICE

LAVORI DI COLLETTAMENTO, DEPURAZIONE E REALIZZAZIONE DELLA DORSALE IDRICA VAL PELLICE – LOTTO I

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE DI PROCESSO IMPIANTO DI DEPURAZIONE.

Rev.	Data	Redazione	Verifica	Autorizzazione	Modifiche
	DICEMBRE 2019	G.R.	G.B.P.	V.C.	



Società Metropolitana Acque Torino S.p.A.

IL DIRETTORE GENERALE
Ing. Marco ACRI

Codifica Piano dei Conti:
Tipologia di spesa:
Centro di responsabilità:
Oggetto di controllo:
Divisione:

Collaboratori

Il Progettista
RTP : Dott. Ing. VINCENZO CICCARELLI
 
ETATEC STUDIO PAOLETTI
ETATEC STUDIO PAOLETTI S.r.l. - SOCIETÀ DI INGEGNERIA

STUDIO PAOLETTI
INGEGNERI ASSOCIATI
 ISOLA BOASSO
STUDIO DI INGEGNERIA
Dott. Geol. ANDREA FERRAROTTI | Dott. ALBERTO MANICARDI
 Studio di Geologia e
Geotecnica Ambientale
Andrea Ferrarotti |  SAP
Società
Architettura
S.r.l.

Allegato n.

Elaborato n.

A.03.02

INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO	3
2.1 CONFIGURAZIONI DI PROCESSO E DEFINIZIONE DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI.....	3
2.2 CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI TEMPO ASCIUTTO	3
2.3 CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE PORTATE IN TEMPO DI PIOGGIA	5
2.4 CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEI CARICHI IN INGRESSO ALL'IMPIANTO.....	5
2.5 DEFINIZIONE DEI VALORI QUANTITATIVI E QUALITATIVI IN INGRESSO ALL'IMPIANTO	7
2.6 DEFINIZIONE DEI VALORI QUALITATIVI IN USCITA DALL'IMPIANTO	8
3. DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DEI TRATTAMENTI MECCANICI E BIOLOGICI E DEFINIZIONE TECNICA DEGLI INTERVENTI	10
3.1 PREMESSA	10
3.2 PRE-TRATTAMENTI MECCANICI	10
3.2.1 Grigliatura grossolana.....	10
3.2.2 Impianto di sollevamento iniziale dei reflui industriali	10
3.2.3 Grigliatura fine.....	11
3.2.4 Dissabbiatura e disoleatura	11
3.3 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA.....	12
3.4 COMPARTO BIOLOGICO	12
3.4.1 Premessa	12
3.4.2 Impianto di sollevamento al biologico.....	12
3.4.3 Pre-Denitrificazione.....	12
3.4.3.1 Calcoli e risultati	12
3.4.3.2 Verifiche.....	14
3.4.3.3 Portata di ricircolo	15
3.4.4 Nitrificazione-Ossidazione	15
3.4.4.1 Calcoli e risultati	15
3.4.4.2 Verifiche.....	19
3.4.4.3 Richiesta di ossigeno	19
3.5 SEDIMENTAZIONE SECONDARIA	22
3.5.1 Calcoli e verifiche.....	22
3.6 DEFOSFORAZIONE CHIMICA.....	24
3.7 PRODUZIONE DI FANGO DI SUPERO	25
3.8 FILTRAZIONE SU TELA	27
3.9 DISINFEZIONE UV	27
3.10 LINEA TRATTAMENTO FANGHI DI SUPERO	28
3.10.1 Premessa	28
3.10.2 Pre-ispessimento dinamico con tamburo rotante	28
3.10.3 Stabilizzazione aerobica e ispessimento statico contemporaneo dei fanghi	29

3.10.3.1	Calcoli e risultati	29
3.10.3.2	Richiesta di ossigeno	32
3.10.4	Post-ispessimento a gravità.....	32
3.10.5	Disidratazione meccanica con centrifuga	33

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1 - Valori puntuali e medie delle concentrazioni di BOD5	6
Figura 2-2 - Valori puntuali e medie delle concentrazioni di Azoto totale (Ntot).....	6

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 - Carichi pro-capite standard in ingresso al depuratore	7
Tabella 2.2 - Portate di progetto utilizzate ai fini del dimensionamento.....	7
Tabella 2.3 - Carichi di inquinante in ingresso all'impianto assunti ai fini del dimensionamento preliminare delle opere.	8
Tabella 2.4 – Tabella con indicazione dei limiti di scarico assunti nelle due configurazioni di progetto.	9
Tabella 2.5 - Rendimenti teorici di rimozione dei carichi inquinanti.....	9
Tabella 3.1 - Parametri di verifica del comparto di dissabbiatura e disoleatura.....	11
Tabella 3.2 – Risultati e costanti comparto di denitrificazione	14
Tabella 3.3 – Risultati portata di ricircolo.....	15
Tabella 3.4 - Parametri/costanti del comparto di nitrificazione/ossidazione.....	18
Tabella 3.5 - Risultati del comparto di nitrificazione/ossidazione	18
Tabella 3.6 - Verifica condizioni di punta comparto di nitrificazione/ossidazione.....	19
Tabella 3.7 - Parametri relativi alla richiesta di ossigeno	21
Tabella 3.8 - Risultati relativi alla richiesta di ossigeno	21
Tabella 3.9 – Parametri per il calcolo della superficie della sedimentazione primaria	23
Tabella 3.10 – Superfici ottenute della sedimentazione secondaria.....	23
Tabella 3.11 - Verifiche dei sedimentatori secondari.....	23
Tabella 3.12 - Risultati e dosaggi per la rimozione chimica del fosforo.....	25
Tabella 3.13 - Parametri necessari al calcolo del fango di supero	26
Tabella 3.14 – Risultati del calcolo del fango di supero	26
Tabella 3.15 - Parametri e risultati per la filtrazione su tela	27
Tabella 3.16 – Parametri e risultati teorici dell'ispessimento dinamico.....	29
Tabella 3.17 - Parametri per il calcolo della stabilizzazione aerobica e ispessimento del fango di supero.....	31
Tabella 3.18 - Risultati del calcolo della stabilizzazione aerobica e ispessimento del fango di supero	31
Tabella 3.19 - Risultati relativi alla richiesta di ossigeno per il comparto di stabilizzazione.....	32
Tabella 3.20 - Risultati delle portate in uscita dall'ispessitore statico	33
Tabella 3.21 – Parametri e risultati della disidratazione meccanica.....	34

RELAZIONE DI CALCOLO DI PROCESSO

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica riporta in dettaglio i calcoli per la definizione dei volumi di trattamento e i dimensionamenti delle componenti impiantistiche della linea acque e della linea fanghi relative all'adeguamento impianto di depurazione di Cavour Castellazzo.

Come dettagliatamente descritto nell'Elaborato cod. A.01.00 - *Relazione tecnico-illustrativa* e brevemente richiamato nei successivi paragrafi, la potenzialità per l'adeguamento dell'impianto di depurazione è stato definito sulla base dei dati ufficiali in termini di popolazione equivalente forniti dall'Ente Gestore e da quanto previsto dal progetto esecutivo "*Lotto 2 – Stralcio 1 – Fase 1 – Part B – Impianto di depurazione di Cavour*".

La tecnologia di trattamento attuale è composta da un'unità di trattamento della linea acque e da un'unità della linea fanghi. In particolare le unità attualmente in uso sono:

1. LINEA ACQUE

- Grigliatura grossolana;
- Stazione di sollevamento ai pretrattamenti;
- Grigliatura fine;
- Dissabbiatura - disoleatura;
- Vasche di prima pioggia;
- Stazione di sollevamento al biologico;
- Pre-denitrificazione;
- Ossidazione-nitrificazione;
- Sedimentazione secondaria;
- Filtrazione su tela;
- Disinfezione UV;

2. LINEA FANGHI

- Ispessimento statico;
- Disidratazione meccanica.

L'attuale impianto, per poter rispondere alle esigenze idrauliche e depurative della configurazione finale prevista con 30'000 Abitanti Equivalenti (AE), prevede l'adeguamento dei seguenti comparti:

1. Linea Acque:

- Adeguamento sollevamento iniziale;
- Vasca di prima pioggia;
- Adeguamento sollevamento di alimentazione delle linee di trattamento biologico;
- Vasca di pre-denitrificazione e di ossidazione/nitrificazione;
- Vasche di sedimentazione secondaria;
- Potenziamento filtrazione terziaria;

2. Linea Fanghi:

- Pre-ispessimento dinamico;
- Vasca di stabilizzazione e ispessimento statico contemporaneo;
- Disidratazione meccanica;
- Locale soffianti e pompaggio fanghi.

Si prevede inoltre la deodorizzazione dell'attuale locale fanghi e della vasca di ispessimento statico e della nuova vasca di stabilizzazione tramite l'utilizzo di scrubber a secco.

2. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

2.1 CONFIGURAZIONI DI PROCESSO E DEFINIZIONE DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI

L'adeguamento dell'impianto di depurazione è stato basato considerando due configurazioni di progetto: una invernale e una estiva. Le due scelte variano sostanzialmente sulla base della temperatura in quanto non sono presenti modifiche particolari nella stagione estiva di abitanti fluttuanti (turistici).

La scelta della temperatura minima invernale in corrispondenza della quale effettuare il dimensionamento preliminare del processo biologico, sulla base del progetto esecutivo "*Lotto 2 – Stralcio 1 – Fase 1 – Part B – Impianto di depurazione di Cavour*" (da qui in poi denominato PE), è stata assunta pari 12°C.

La temperatura massima, invece, rappresentativa delle condizioni estive, è definita pari a 20°C. Le condizioni estive risultano critiche, ad esempio, per il fabbisogno di ossigeno per il processo di ossidazione e nitrificazione.

Per quanto riguarda la popolazione, gli abitanti equivalenti considerati sono pari a 30'000.

2.2 CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE PORTATE DI TEMPO ASCIUTTO

La stima della portata gravitante sul depuratore viene effettuata utilizzando i criteri indicati dall'Ente Gestore in relazione alla popolazione totale (in termini di AE) gravante sui condotti stessi. Tuttavia, si precisa che i dati delle portate misurate in ingresso all'impianto risultano diverse da quelle calcolate di seguito. Il motivo principale di questa discrepanza risiede nel fatto che le opere di collettamento che giungono all'impianto sono soggette a innumerevoli infiltrazioni non controllate. In previsione della futura gestione e controllo di quest'ultime, vengono considerate le portate sotto riportate basate sugli abitanti equivalenti e la dotazione idrica in accordo con l'Ente Gestore.

La **portata nera media in tempo secco** viene stimata a partire dal prelievo di acqua di acquedotto tramite la relazione seguente:

$$Q_{NM} = \frac{\phi \cdot AE \cdot DI}{d \cdot 3600}$$

Dove:

- $\phi = 1.0$ è un coefficiente di afflusso in fognatura che tiene conto del fatto che non tutte le acque prelevate dall'acquedotto o da altre fonti vengono poi scaricate in fognatura. Viene

considerato pari a 1 per tenere parzialmente in considerazione le infiltrazioni attualmente esistenti;

- AE : abitanti equivalenti;
- $DI = 236 [l / AE d]$ è la dotazione idrica giornaliera per abitante in conformità con i dati riportati nell'ATO n. 3 Torinese.

Nell'ambito degli elaborati del presente progetto, per la determinazione delle **portate di punta in tempo secco** necessarie per il dimensionamento dei comparti idraulici, si fa riferimento alla seguente formula:

$$Q_{MAX} = C_{24} \cdot C_P \cdot Q_{NM}$$

ove:

- C_{24} è un coefficiente di punta giornaliera, che tiene conto dell'incremento di portata affluente in fognatura per effetto di punte giornaliere, tale coefficiente è funzione della dimensione dell'insediamento servito dalla rete di acquedotto. Il valore assunto è pari a 1.5.
- C_P è un coefficiente di punta oraria che tiene conto dell'incremento di portata affluente in fognatura per effetto di punte giornaliere; anche tale coefficiente è funzione della dimensione dell'insediamento servito dalla rete di acquedotto. I valori assunti da tale coefficiente sono calcolati con la *formula di Babbitt* (con gli AE espressi in migliaia di abitanti):

$$c_p = 5 * AE^{-\frac{1}{5}}$$

In alternativa, per il calcolo della portata di punta può essere utilizzato il coefficiente calcolato con la formula proposta da Bonomo¹ (k_1 comprende sia la punta giornaliera sia oraria), anch'essa dipendente dagli abitanti equivalenti:

$$k_1 = 5 - 0.54 \ln\left(\frac{AE}{1000}\right)$$

Per la definizione della **portata minima in tempo secco**, la portata nera media viene moltiplicata per coefficiente proposto da Bonomo e pari a:

$$k_2 = 0.12 \ln\left(\frac{AE}{1000}\right)$$

Infine, per il dimensionamento/verifica dei comparti biologici, si utilizza la **portata di calcolo**

¹ Luca Bonomo – “Trattamenti delle acque reflue”, Mc Graw-Hill (Milano 2014)

definita anch'essa da Bonomo come il prodotto tra la Q_{NM} e un coefficiente pari a:

$$k_3 = 2 - 0.14 \ln\left(\frac{AE}{1000}\right)$$

2.3 CRITERI DI DETERMINAZIONE DELLE PORTATE IN TEMPO DI PIOGGIA

I limiti sulle portate minime da avviare al trattamento in tempi di pioggia discendono direttamente dalla L.R. 29.12.2000 n.61 "Disposizioni in materia di progettazione e autorizzazione provvisoria degli impianti di trattamento delle acque reflue urbane" che prevede la non attivazione degli scaricatori di piena per portate inferiori 5 volte la portata media giornaliera in tempo secco e l'invio ai trattamenti secondari, previo pretrattamenti, di 3 volte la portata media giornaliera in tempo secco. Le portate al di sotto di tali valori di soglia debbono pertanto essere avviate al trattamento.

Il coefficiente di diluizione assunto in tempo di pioggia per la Q_{NM} è pari a 5 per la **portata da inviare ai trattamenti meccanici** (Q_{PM}) e pari a 3 per la **portata da inviare ai trattamenti biologici** (Q_{PB}).

2.4 CRITERI PER LA DEFINIZIONE DEI CARICHI IN INGRESSO ALL'IMPIANTO

Per la definizione dei carichi in ingresso da trattare, in conformità con l'art. 74, comma 1 del Dlgs 152/06, le produzioni giornaliere pro-capite da assegnare all'intera popolazione gravante sul depuratore son riportate nella Tabella 2.1.

Allo stato attuale sono presenti analisi del refluo in arrivo al depuratore degli ultimi 4 anni. Tuttavia, come descritto precedentemente, a causa delle infiltrazioni presenti, i valori dei carichi sono molto bassi e ben al di sotto dei valori medi. Si riportato di seguito, in Figura 2-1 e Figura 2-2, i grafici rappresentanti i valori e la media delle concentrazioni dei carichi organici misurati delle varie comunità.

A.03.02 - Relazione di processo impianto di depurazione

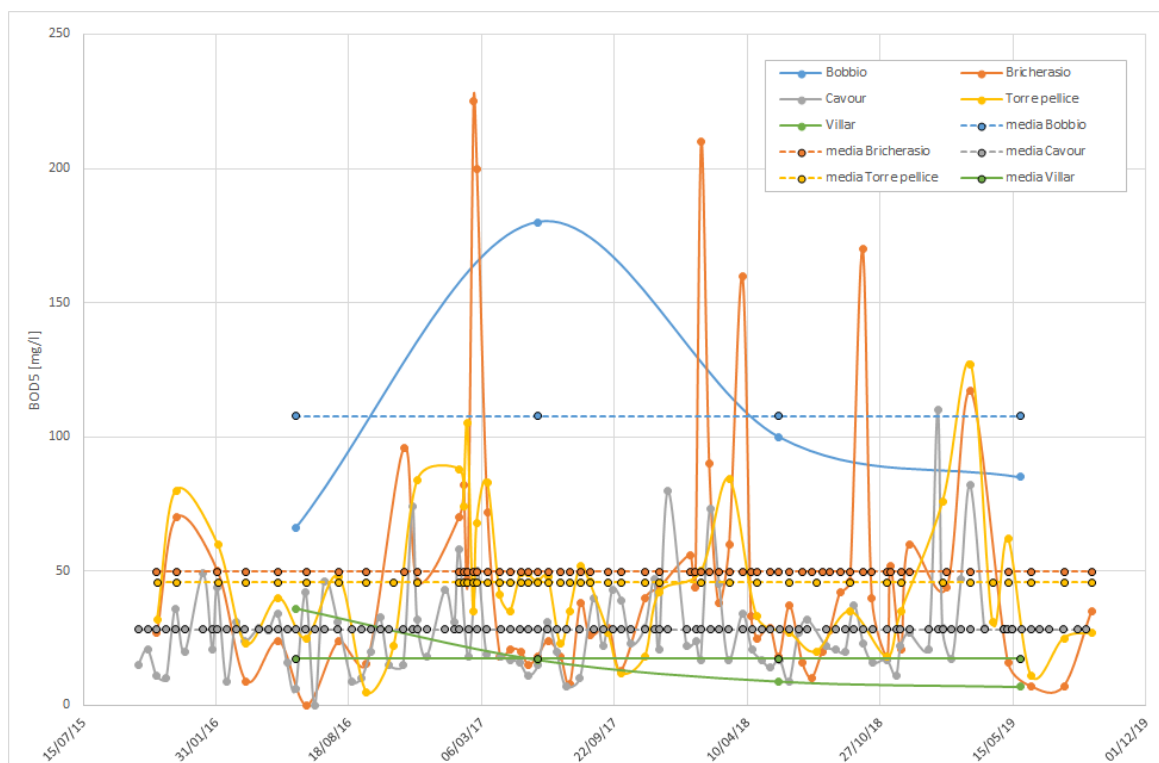


Figura 2-1 - Valori puntuali e medie delle concentrazioni di BOD5

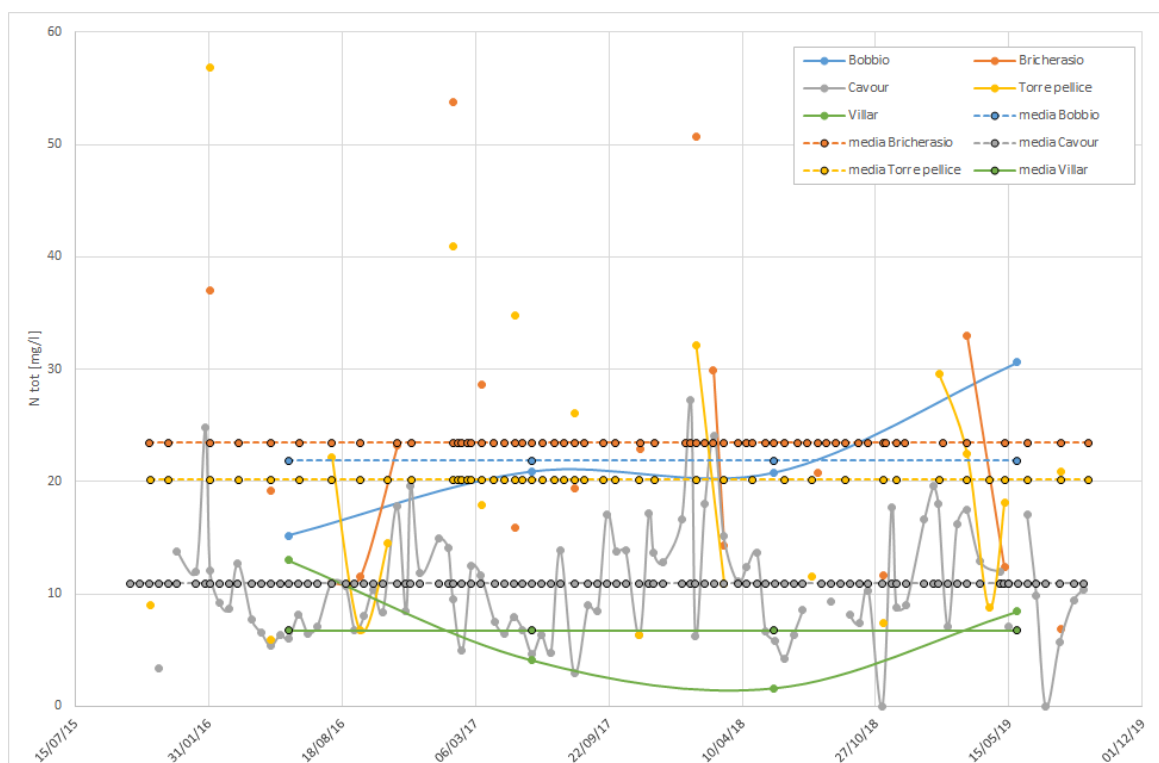


Figura 2-2 - Valori puntuali e medie delle concentrazioni di Azoto totale (Ntot)

In previsione futura, in accordo con l'Ente Gestore, si è deciso di considerare i valori di punta riportati nelle analisi fornite, i quali sono in linea con i valori medi tipici.

Parametro	Produzione pro-capite valori di punta [g/AE/d]	Produzione pro-capite valori medi tipici [g/AE/d]
BOD ₅	50	60
COD	120	120
TKN	10	12
SST	90	90
P	1.5	2

Tabella 2.1 - Carichi pro-capite standard in ingresso al depuratore

2.5 DEFINIZIONE DEI VALORI QUANTITATIVI E QUALITATIVI IN INGRESSO ALL'IMPIANTO

In base ai criteri di calcolo riportati nei precedenti paragrafi e alla potenzialità prevista si sono determinati i valori di portata in ingresso all'impianto.

Le portate assunte ai fini del dimensionamento preliminare delle opere sono riportate in Tabella 2.2.

Portate		Unità di misura	Inverno/Estate
Portata media giornaliera	Q _{NM}	m ³ /d	7080.0
Portata media giornaliera	Q _{NM}	m ³ /h	295.0
Coeff. punta nera - Bonomo	k ₁	-	3.16
Portata di punta nera tempo secco - Bonomo	Q _{MAX}	m ³ /h	933.2
Coeff. punta nera (giornal. * Babbitt)	C _p	-	2.4
Portata di punta nera tempo secco - Babbitt	Q _{MAX}	m ³ /h	707.1
Coeff. di minimo - Bonomo	k ₂	-	0.41
Portata di minimo tempo secco - Bonomo	Q _{MIN}	m ³ /h	120.4
Coeff. di calcolo - Bonomo	k ₃	-	1.52
Portata di calcolo - Bonomo	Q _C	m ³ /h	587.5
Coeff. punta tempo di pioggia per trattam. meccanici	-	-	5
Portata massima nera diluita per trattam. meccanici	Q _{PM}	m ³ /h	1475.0
Coeff. punta tempo di pioggia per trattam. biologici	-	-	3
Portata massima nera diluita per trattam. biologici	Q _{PB}	m ³ /h	885.0

Tabella 2.2 - Portate di progetto utilizzate ai fini del dimensionamento

Il dimensionamento dell'impianto viene sviluppato in rapporto alla portata media giornaliera

(prevedendo opportuni coefficienti di sicurezza per far fronte alle punte di carico), mentre il dimensionamento idraulico dell'impianto stesso viene dimensionato con le portate massime nere in tempo di pioggia in quanto maggiori delle portate massime nere in tempo secco.

Per quanto concerne invece i carichi organici giornalmente apportati all'impianto e le relative concentrazioni in rapporto alla portata media, i valori sono riportati in Tabella 2.3.

Parametri	Produzione pro-capite	Inverno/Estate	
	[g/AE/d]	[mg/l]	[kg/d]
BOD ₅	50.0	211.9	1500.0
COD	120.0	508.5	3600.0
N _{TOT}	10.0	42.4	300.0
N _{organico} (25% N _{TOT})	2.5	10.6	75.0
N _{ammon} (75% N _{TOT})	7.5	31.8	225.0
SST	90.0	381.4	2700.0
P _{TOT}	1.5	6.4	45.0

Tabella 2.3 - Carichi di inquinante in ingresso all'impianto assunti ai fini del dimensionamento preliminare delle opere.

2.6 DEFINIZIONE DEI VALORI QUALITATIVI IN USCITA DALL'IMPIANTO

I limiti allo scarico assunti per il depuratore sono indicati dall'Autorizzazione allo scarico n. 2055 del 07/12/2011 rilasciata dall'Assessorato Regionale dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità, i quali fanno riferimento alle Tabelle 1 e 3 dell'allegato V parte III del D.lgs. 152/2006 dal momento che lo scarico avviene nel Torrente Chisone.

Gli scarichi forniti dalle tabelle sopracitate sono stati ridotti di una percentuale che l'impianto è in grado di garantire.

La Tabella 2.4 riporta i limiti allo scarico fissati dalla normativa e l'ulteriore riduzione.

Limiti allo scarico	Normativa (Tab. 1 e 3)	Limiti di progetto con riduzione		
	[mg/l]	[mg/l]	% riduz.	[kg/d]
BOD ₅	25.0	10.0	60	70.8
COD	125.0	50.0	60	354.0
N _{TOT}	35.0	13.0	63	92.04
TKN	15.0	2.99	91	21.17
NO ₃	20.0	10.01	71	70.87

A.03.02 - Relazione di processo impianto di depurazione

SST	35.0	10	71.4	70.8
P _{TOT}	10.0	1.0	90	7.08

Tabella 2.4 – Tabella con indicazione dei limiti di scarico assunti nelle due configurazioni di progetto.

Sulla base dei valori in ingresso di Tabella 2.3 e i valori in uscita di Tabella 2.4, si riportano in Tabella 2.5 i rendimenti teorici di rimozione η delle concentrazioni dei carichi in ingresso.

η [%]	Inverno/Estate
BOD ₅	95.3
COD	90.17
N _{TOT}	69.3
SST	97.4
P _{TOT}	84.3

Tabella 2.5 - Rendimenti teorici di rimozione dei carichi inquinanti.

3. DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DEI TRATTAMENTI MECCANICI E BIOLOGICI E DEFINIZIONE TECNICA DEGLI INTERVENTI

3.1 PREMESSA

Nei paragrafi seguenti si riportano i dati e i risultati principali inerenti il dimensionamento e/o le verifiche dei comparti che compongono l'impianto di trattamento.

Il nucleo di un impianto di depurazione per reflui di tipo civile è costituito infatti dal comparto biologico, ove avviene la rimozione della maggior parte della materia organica, delle forme azotate e, per precipitazione chimica, del fosforo presente nel reflu influente.

Il dimensionamento del comparto biologico viene effettuato in rapporto al modello di calcolo proposto da Luca Bonomo – *“Trattamenti delle acque reflue”*, Mc Graw-Hill (Milano 2014), cui si rimanda per una trattazione completa e una piena esplicitazione.

3.2 PRE-TRATTAMENTI MECCANICI

3.2.1 Grigliatura grossolana

L'attuale grigliatura grossolana automatica, installata in un canale di larghezza di 1.0 m, presenta delle barre con spessore pari a 5.0 mm e una luce tra di esse con spaziatura di 20 mm. Questa configurazione è da considerarsi idonea anche per le nuove portate in tempo di pioggia in ingresso dal momento che la velocità tra le barre è pari a 1.3 m/s, valore che può considerarsi idoneo.

Il grigliato raccolto viene scaricato in un compattatore per la riduzione del volume e spremitura del materiale: tale apparecchiatura non necessita di interventi in quanto risulta idoneo anche per smaltire grigliato in arrivo da portate maggiori.

3.2.2 Impianto di sollevamento iniziale dei reflui industriali

Le dimensioni utili della vasca dedicata all'impianto di sollevamento sono pari a 6.6 x 4.6 x 2.8 m (L x L x H). Le pompe attualmente installate sono:

- Pompe portata media: $Q = 290 \text{ m}^3/\text{h}$, prevalenza 17.2 m, potenza assorbita 7.2 kW.
- Pompe portata punta: $Q = 644 \text{ m}^3/\text{h}$, prevalenza 12.7 m, potenza assorbita 12.7 kW.

Il progetto prevede l'installazione di due nuove pompe, una per il sollevamento della portata media e una per la portata di punta, aventi le medesime caratteristiche idrauliche di quelle attuali.

3.2.3 Grigliatura fine

La grigliatura fine si sviluppa su due canali attrezzati con griglie fini automatiche a cestello, le quali risultano sufficienti per la potenzialità di 30'000 AE e per la portata di progetto. Il materiale grigliato viene trasferito tramite coclea e nastro trasportatore in un cassone di stoccaggio

3.2.4 Dissabbiatura e disoleatura

I n.2 dissabbiatori-disoleatori esistenti in parallelo hanno dimensioni pari a 14 x 3.2 x 2.4 m (L x L x H) e sono tali da garantire le verifiche necessarie al corretto smaltimento delle sabbie e degli oli/grassi. La larghezza totale è divisa in due parti da un setto definendo una larghezza pari a 2.4 m per la dissabbiatura e 0.8 m per la raccolta degli oli.

Le verifiche per quanto riguarda la dissabbiatura sono:

- Tempo di ritenzione idraulica, il quale deve essere maggiore di 10 minuti nel caso di portata di calcolo (T_{Qc}) e maggiore di 3 minuti nel caso di portata nera di punta diluita (T_{Qpm}):

$$T_{Qc/Qpm} = \frac{V}{Q_c/Q_{pm}} \quad (3.1)$$

- Carico idraulico relativo alla portata nera di punta diluita ($C_{i,Qpm}$), il quale deve essere minore di 50 m/h:

$$C_{i,Qpm} = \frac{Q_{pm}}{S} \quad (3.2)$$

con S [m²] la superficie del dissabbiatore.

Per quanto riguarda il disoleatore, si verificano i carichi idraulici per la portata media nera ($C_{i,Qmn} < 18$ m/h) e la portata di calcolo ($C_{i,Qc} < 25$ m/h) utilizzando la superficie del dissabbiatore.

Si riportano in Tabella 3.1 i risultati ottenuti.

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate	Valori limite
T_{Qc}	Min	31.4	> 10
T_{Qpm}	Min	9.6	> 3
$C_{i,Qpm}$	m/h	21.9	< 50
$C_{i,Qmn}$	m/h	13.2	< 18
$C_{i,Qc}$	m/h	20.1	< 25

Tabella 3.1 - Parametri di verifica del comparto di dissabbiatura e disoleatura

3.3 VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Il progetto prevede l'aggiunta di n. 1 nuova vasca di prima pioggia di dimensioni pari a 23 x 6.45 x 4.2 m (L x L x H). Il volume totale dei bacini di prima pioggia, pari dunque a 1975 m³, considerando un invio verso valle di 3 volte la portata media, permettono dunque di invasare una portata di pioggia pari a circa 3.3 ore la portata media.

3.4 COMPARTO BIOLOGICO

3.4.1 Premessa

Di seguito si riporta sinteticamente l'approccio metodologico per gli aspetti del processo e i risultati/verifiche del dimensionamento delle linee biologiche previste per l'impianto in progetto.

Il comparto biologico è dimensionato sulla base dello schema più diffusamente impiegato di MLE (schema Modificato di Ludzak-Ettinger) ed è composto da due processi:

- un impianto di denitrificazione (pre-denitrificazione);
- un impianto di ossidazione-nitrificazione.

3.4.2 Impianto di sollevamento al biologico

Le dimensioni utili della vasca dedicata all'impianto di sollevamento sono pari a 5.7 x 1.6 x 2.52 m (L x L x H). Le pompe attualmente installate sono:

- Pompe portata media: $Q = 145 \text{ m}^3/\text{h}$, prevalenza 12 m, potenza assorbita 4 kW.
- Pompe portata punta: $Q = 290 \text{ m}^3/\text{h}$, prevalenza 17 m, potenza assorbita 7.2 kW.

Il progetto prevede l'installazione di n.2 nuove pompe, una per il sollevamento della portata media e una per la portata di punta, aventi le medesime caratteristiche idrauliche di quelle attuali.

3.4.3 Pre-Denitrificazione

3.4.3.1 Calcoli e risultati

La denitrificazione può essere condotta secondo diversi schemi processuali che si differenziano soprattutto per la fonte di carbonio utilizzata e di conseguenza per la successione e la conformazione delle fasi biologiche. Nel caso in esame, data la configurazione scelta per l'impianto, è stata prevista una fase di pre-denitrificazione, in cui i

reattori di denitrificazione precedono idraulicamente quelli di nitrificazione.

Il processo di pre-denitrificazione è operata da batteri eterotrofi che in condizioni di anossia ossidano il substrato carbonioso organico (BOD_5 necessario alla sintesi delle cellule) utilizzando i nitrati e nitriti come accettori di elettroni al posto dell' O_2 , producendo azoto gassoso. Il BOD_5 ossidato deriva dal refluo in ingresso, mentre i nitrati derivano sia dal refluo in ingresso sia dai flussi di ricircolo a valle del successivo stadio di nitrificazione.

La frazione di nitrati rimossa dipende dal rapporto che si mantiene in uscita della nitrificazione tra la portata ricircolata (nei flussi di fanghi e di miscela aerata) e la portata scaricata.

La quantità di nitrati da denitrificare e ridurre ad azoto molecolare ΔN_{DEN} , espressa in kg/d, è definita dalla seguente equazione:

$$\Delta N_{DEN} = TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05 * (BOD_{5-IN} - BOD_{5-OUT}) - NO_{3-OUT} \quad (3.3)$$

dove $TKN_{IN} - TKN_{OUT}$ [kg/d] rappresenta l'azoto nitrificato nella vasca aerobica, $0.05 * (BOD_{5-IN} - BOD_{5-OUT})$ [kg/d] l'azoto rimosso per sintesi cellulare pari al 5% del BOD_5 rimosso e NO_{3-OUT} [kg/d] la concentrazione limite in uscita dei nitrati espresso come N.

Il calcolo del volume di denitrificazione può condursi seguendo la procedura di seguito descritta. In particolare, si assume che la velocità di denitrificazione risulti influenzata dal carico del fango mantenuto nel reattore anossico $(C_f)_D$, espresso come rapporto tra la quantità di BOD_5 alimentato nell'unità di tempo e la biomassa presente nel solo reattore di denitrificazione. Pertanto vale la seguente reazione sperimentale (US EPA 1993):

$$(v_D)_T = [0,03(C_f)_D + 0,29] \cdot \theta^{(T-20)} \quad (3.4)$$

dove:

- $(v_D)_T$ = velocità effettiva di denitrificazione alla temperatura di dimensionamento [KgN- NO_3 /kgSSV/d];
- $(C_f)_D$ = carico del fango nel reattore di denitrificazione, riferito cioè alla sola biomassa in esso presente [KgBOD/kgSSV*d];
- θ = fattore di correzione della temperatura.

Quindi la biomassa nel reattore di denitrificazione $(X_V)_{DEN}$ [Kg SSV] si ottiene come rapporto tra quantità di nitrati che devono essere ridotti e la velocità di denitrificazione:

$$(X_V)_{DEN} = \frac{\Delta N_{DEN}}{(v_D)_T} \quad (3.5)$$

Combinando le due equazioni (3.4) e (3.5) con la relazione del carico del fango $(C_f)_D = B_b/(X_V)_{DEN}$ si ottiene:

$$(X_V)_{DEN} = \frac{\Delta N_{DEN} \cdot \theta^{(20-T)} - 0.03 \cdot B_b}{0.029} \quad (3.6)$$

Dove B_b indica il carico organico alimentato in denitrificazione nell'unità di tempo [KgBOD₅/d].

Assumendo una concentrazione x [Kg SST/m³] di esercizio e il rapporto f_v tra Kg SSV/Kg SST, il calcolo del volume anossico della vasca di denitrificazione è immediato:

$$V_{DEN} = \frac{(X_V)_{DEN}}{x \cdot f_v} \quad (3.7)$$

Si riporta nella seguente Tabella 3.2 i valori delle costanti e i risultati ottenuti:

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
θ	-	1.026	1.026
x	Kg SST/m ³	4	4
f_v	Kg SSV/Kg SST	0.75	0.75
ΔN_{DEN}	Kg N_{OX} /d	136.48	136.48
B_b	KgBOD ₅ /d	1500.0	1500.0
$(X_V)_{DEN}$	Kg SSV	4227.34	3154.56
V_{DEN} necessario	m ³	1409.11	1051.52
V_{DEN} esistente	m ³	1010.62	1010.62
V_{DEN} vasca di progetto	m ³	495.0	495.0
V_{DEN} totale	m ³	1505.63	1505.63

Tabella 3.2 – Risultati e costanti comparto di denitrificazione

La nuova vasca necessaria alla pre-denitrificazione sarà localizzata in adiacenza alle vasche esistenti e avrà dimensioni pari a 12.0 x 7.5 x 5.5 m.

3.4.3.2 Verifiche

È necessario verificare che il potenziale di denitrificazione sia sufficiente per rimuovere i nitrati nella fase di pre-denitrificazione tramite il seguente rapporto, definito come il carico organico in ingresso e la quantità di nitrati da denitrificare:

$$\frac{Q_{NM} \cdot (BOD_{5-IN} - BOD_{5-OUT})}{\Delta N_{DEN}} > 4/5 \quad (3.8)$$

Da letteratura tale rapporto è soddisfatto se risulta maggiore di 4/5 kg BOD₅/Kg NO₃.

Il rapporto risulta essere pari a 10.47, di conseguenza non risulta necessario un processo di post-denitrificazione.

3.4.3.3 Portata di ricircolo

Per alimentare il processo di denitrificazione occorre garantire un apporto di nitrati alla vasca di denitrificazione: ciò si ottiene attraverso il ricircolo della miscela aerata Q_{ma} proveniente dalle vasche di nitrificazione/ossidazione.

Il valore del rapporto di ricircolo della miscela aerata è espresso dalla seguente equazione:

$$r_{NO_3} = \frac{TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05 * (BOD_{5-IN} - BOD_{5-OUT}) - NO_{3-OUT}}{NO_{3-OUT}} \quad (3.9)$$

il quale fornisce l'entità del ricircolo necessario ad assicurare una pre-assegnata concentrazione di nitrati allo scarico in funzione delle caratteristiche dei reflui alimentati al sistema e delle condizioni di BOD₅ e di TKN ammesse allo scarico. Considerando i valori di concentrazione in ingresso ed in uscita all'impianto così come riportati in Tabella 2.3 ed in Tabella 2.4 e considerando un aumento del 20% in favore di sicurezza per tenere conto delle punte di carico, la portata di ricircolo della miscela aerata è pari alla portata complessiva di ricircolo Q_r meno la portata di ricircolo dei fanghi biologici Q_{rf} assunti pari Q_{NM} in uscita dal sedimentatore secondario, quest'ultimi necessari a mantenere la concentrazione di biomassa predefinita nelle vasche. In Tabella 3.3 si riportano i risultati ottenuti.

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate
r_{NO_3}	-	1.93
$1.2 * r_{NO_3}$	-	2.32
Q_r	m ³ /h	681.6
Q_{rf}	m ³ /h	295.0
Q_{ma}	m ³ /h	386.6

Tabella 3.3 – Risultati portata di ricircolo

Pertanto, per il ricircolo della miscela aerata nella nuova vasca di nitrificazione/ossidazione si prevede l'installazione di una pompa idrovora avente le medesime caratteristiche delle n. 2 pompe esistenti.

3.4.4 Nitrificazione-Ossidazione

3.4.4.1 Calcoli e risultati

Qualora si preveda, come nel presente caso, un trattamento contemporaneo di nitrificazione e ossidazione, il dimensionamento viene effettuato sulla nitrificazione, ovvero il processo in cui batteri hanno un tasso di crescita minore.

Il processo d'ossidazione biologica prevede la trasformazione dei composti organici

rappresentabili da BOD₅ in anidride carbonica e massa batterica che può essere assimilata ai solidi sospesi volatili (SSV).

Il processo di nitrificazione consente invece la trasformazione per ossidazione biologica delle forme ammoniacali dell'azoto in nitriti e quindi in nitrati.

La quantità di azoto da nitrificare è espressa dalla seguente relazione:

$$TKN_{OX} = TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05 \cdot (BOD_{IN} - BOD_{OUT}) \quad (3.10)$$

La velocità di nitrificazione $(v_N)_T$ [KgTKN / KgSST*d] alla temperatura di dimensionamento può essere descritta mediante la cinetica di Monod attraverso la seguente espressione:

$$(v_N)_T = (v_N)_{20} \cdot \frac{TKN_{OUT}}{K_{TKN} + TKN_{OUT}} \cdot \frac{O.D.}{K_o + O.D.} \cdot \theta^{(T-20)} [1 - 0.833 \cdot (7.2 - pH)] \quad (3.11)$$

dove

- $(v_N)_{20}$ = velocità massima di nitrificazione alla temperatura di 20°C [KgTKN / KgSSV*d];
- TKN_{OUT} = concentrazione di azoto organico ed ammoniacale in uscita dal trattamento [mg/l];
- K_{TKN} = costante di semisaturazione dell'azoto organico ed ammoniacale dipendente dalla temperatura ed esprimibile come $(10^{(0.051 \cdot T - 1.158)})$ [mg/l]. In favore di sicurezza viene assunto pari a 1 indipendentemente dalla temperatura;
- $O.D.$ = concentrazione dell'ossigeno disciolto in nitrificazione [mg/l];
- K_o = costante semisaturazione relativa all'ossigeno [mg O₂/l];
- θ = costante di temperatura variabile tra 1.06 e 1.12;
- pH = unità di pH del liquame che alimenta il trattamento biologico;
- T = temperatura di dimensionamento [°C].

Definita la velocità di nitrificazione, è possibile calcolare la crescita batterica $(\mu_N)_T$ [1/d] e successivamente l'età del fango SRT [d] definite dalle seguenti formule:

$$(\mu_N)_T = Y_N \cdot (v_N)_T \quad (3.12)$$

$$SRT = \frac{1}{(\mu_N)_T - (K_D)_{N,20} \cdot \alpha^{T-20}} \quad (3.13)$$

Con

- Y_N : coefficiente di crescita cellulare dei batteri autotrofi nitrificanti [kg SSV/kg TKN];
- $(K_D)_{N,20}$: scomparsa di batteri nitrificanti al giorno [Kg SSV/KgSSV * d] modificato per il coefficiente di temperatura α .

SRT è definito come tempo medio di residenza di una colonia batterica nel sistema e nel dimensionamento degli impianti viene solitamente incrementato per un coefficiente di sicurezza FS che assicuri un ragionevole margine a fronte delle punte prolungate di carico e di rallentamenti del processo; si definisce così un'età del fango di calcolo SRT_{CALC} .

Si ridefinisce la velocità di nitrificazione $(v_N)_{T-CALC}$ sulla base del valore di SRT_{CALC} assunto:

$$(v_N)_{T-CALC} = \frac{(\mu_N)_T}{Y_N} = \frac{1}{Y_N} \left(\frac{1}{SRT_{CALC}} + (K_D)_{N,T} \right) \quad (3.14)$$

Calcolata la velocità di nitrificazione di calcolo, si determina la biomassa nitrificante $(X_V)_N$ [Kg SSV] necessaria sulla base dei quantitativi di TKN da ossidare con sottrazione della frazione utilizzata dai batteri per i propri fabbisogni sintetici.

$$(X_V)_N = \frac{Q_{NM} [TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05 \cdot (BOD_{IN} - BOD_{OUT})]}{(v_N)_{T-CALC}} \quad (3.15)$$

La popolazione autotrofa nitrificante costituisce una parte dell'intera popolazione batterica presente nel sistema. Tale frazione f [%] può essere calcolata con la seguente espressione:

$$f = \frac{1}{1 + \frac{Y_E \cdot (BOD_{IN} - BOD_{OUT})}{Y_N (TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05(BOD_{IN} - BOD_{OUT}))}} \quad (3.16)$$

dove Y_E rappresenta il coefficiente di crescita cellulare dei batteri eterotrofi [kg SSV/kg BOD₅];

Le espressioni (3.15) e (3.16) consentono di determinare la biomassa complessiva $(X_V)_{N-tot}$ [Kg SSV] necessaria al processo di nitrificazione, espressa in kg di SSV, mediante la seguente relazione:

$$(X_V)_{N-tot} = \frac{(X_V)_N}{f} \quad (3.17)$$

Pertanto, il volume minimo necessario a garantire la nitrificazione alla temperatura di progetto, espresso in m³, assumendo una concentrazione di esercizio pari a 4 Kg SST/m³ e un rapporto f_v [Kg SSV/Kg SST] pari a 0.7 per convertire la biomassa in termini di SST, risulta

$$V_{NIT} = \frac{(X_V)_{N-tot}}{f_v \cdot x} = \frac{(X_T)_N}{x} \quad (3.18)$$

Si riportano in Tabella 3.4 i valori dei parametri/costanti utilizzate e in Tabella 3.5 i risultati ottenuti sulla base del procedimento sopra spiegato:

Parametri	Unità di misura	Valori
x	Kg SST/m ³	4
$(v_N)_{20}$	KgTKN / KgSSV*d	5

A.03.02 - Relazione di processo impianto di depurazione

K_{TKN}	mg TKN/l	1
$O.D.$	mg/l	2
K_o	mg O ₂ /l	1
θ	-	1.07
α	-	1.029
pH	-	7.2
Y_N	kg SSV/kg TKN	0.18
Y_E	kg SSV/kg BOD ₅	0.8
$(K_D)_{N,20}$	Kg SSV/KgSSV * d	0.05
FS	-	1.8
f_v	Kg SSV/Kg SST	0.75

Tabella 3.4 - Parametri/costanti del comparto di nitrificazione/ossidazione

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
$(K_D)_{N,T}$	Kg SSV/KgSSV * d	0.04	0.05
$(v_N)_T$	KgTKN / KgSSV * d	1.45	2.5
$(\mu_N)_T$	1/d	0.26	0.45
SRT	d	4.51	2.5
SRT_{CALC}	d	8.11	4.5
$(v_N)_{T-CALC}$	KgTKN / KgSSV*d	0.91	1.51
$(X_V)_N$	Kg SSV	228.9	137.21
f	%	3.16	3.16
$(X_V)_{N-tot}$	Kg SSV	7240.5	4340.35
$(X_T)_N$	Kg SST	9653.99	5787.14
V_{NIT} necessario	m ³	2413.5	1446.8
V_{NIT} attuale	m ³	1959.4	1959.4
V_{NIT} vasca di progetto	m ³	971.4	971.4
V_{NIT} totale	m ³	2930.8	2930.8

Tabella 3.5 - Risultati del comparto di nitrificazione/ossidazione

Sulla base del volume delle 2 vasche esistenti aventi un volume utile totale pari a 1959.4 m³, si rende necessario, sulla base del periodo invernale più gravoso, l'aggiunta di una vasca. Pertanto, come riportato negli elaborati grafici di progetto, è prevista la realizzazione di una nuova vasca di ossidazione-nitrificazione di dimensioni pari a 23.55 x 7.5 x 5.5 m (L x L x H).

3.4.4.2 Verifiche

Le verifiche da effettuare sono:

- Funzionamento in condizioni di punta;
- Verifica del carico del fango C_f .

Relativamente alle condizioni di punta si calcola per prima cosa il quantitativo di $TKN_{OX-punta}$ da ossidare nelle ore di punta utilizzando la portata di calcolo:

$$TKN_{OX-punta} = Q_C \cdot [TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05 \cdot (BOD_{IN} - BOD_{OUT})] \quad (3.19)$$

Si calcola successivamente la velocità di nitrificazione $(v_N)_{T-punta}$ in condizioni di punta:

$$(v_N)_{T-punta} = \frac{TKN_{OX-punta}}{(X_V)_N} \quad (3.20)$$

Infine si verifica che la velocità massima di punta sia minore del valore effettivo di velocità (calcolo) moltiplicato per il fattore di sicurezza FS:

$$\frac{(v_N)_{T-punta}}{(v_N)_{T-CALC}} < FS \quad (3.21)$$

Si riportano i risultati della verifica nella Tabella 3.6.

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
$TKN_{OX-punta}$	Kg TKN / d	315.99	315.99
$(v_N)_{T-punta}$	Kg TKN/KG SSV * d	1.38	2.3
FS	-	1.8	1.8
$\frac{(v_N)_{T-punta}}{(v_N)_{T-CALC}}$	-	1.52	1.52

Tabella 3.6 - Verifica condizioni di punta comparto di nitrificazione/ossidazione

Le condizioni di punta risultano coperte dal fattore di sicurezza impostato.

Per quanto riguarda il carico del fango, esso rappresenta una misura del substrato messo a disposizione della biomassa e si calcola con la seguente formula:

$$C_f = \frac{Q_{NM} \cdot BOD_5}{(X_T)_N + \frac{(X_V)_{DEN}}{f_v}} \quad (3.22)$$

C_f risulta essere pari a 0.098 Kg BOD5/Kg SSV * d in inverno e 0.15 Kg BOD5/Kg SSV * d in estate. I valori sono sinonimi di condizioni di lavoro dell'impianto a basso carico con alti rendimenti dell'ossidazione della sostanza organica e fango non stabilizzato.

3.4.4.3 Richiesta di ossigeno

Il processo di nitrificazione avviene in condizioni aerobiche E occorre pertanto fornire una quantità di ossigeno tale da mantenere la concentrazione voluta nella vasca.

La quantità di ossigeno $(O.C.)_w$ [Kg O₂/h] in condizioni operative richiesta dal processo è esprimibile con la relazione:

$$(O.C.)_w = a \cdot Q_{NM} \cdot (BOD_{IN} - BOD_{OUT}) + b_T \cdot (V_{NIT} + V_{DEN}) \cdot x + c \cdot Q_{NM} \cdot [TKN_{IN} - TKN_{OUT} - 0.05 \cdot (BOD_{IN} - BOD_{OUT})] - d \cdot Q_r \cdot (NO_3 - N)_{OUT} \quad (3.23)$$

Dove:

- a è il coefficiente di respirazione endogena che per i liquami domestici [KgO₂ / Kg BOD₅];
- b_T è il coefficiente di respirazione attiva in funzione della temperatura di esercizio secondo la seguente legge $b_T = b_{20} \cdot 1.084^{T-20}$ dove b_{20} è riferito alla $T = 20^\circ\text{C}$ pari a 0.1 [KgO₂ / Kg SS * d];
- c è il coefficiente di respirazione per la nitrificazione assunto [KgO₂ / Kg TKN * d];
- d è il coefficiente di recupero dell'ossigeno dai nitrati [KgO₂ / NO₃-N];
- $(NO_3 - N)_{OUT}$ la concentrazione di nitrati allo scarico.

Ai quantitativi così calcolati vanno aggiunte le perdite di ossigeno disciolto presente nella portata inviata in sedimentazione. Comunque tali perdite costituiscono un contributo modesto che può in genere essere trascurato. In alternativa può essere considerato l'effettivo valore di punta per i termini relativi alla respirazione attiva della biomassa eterotrofa e alla nitrificazione, mantenendo costante il termine della respirazione endogena.

Qualora i calcoli vengano condotti per le condizioni medie giornaliere il suddetto valore va aumentato di circa il 20 % per tener conto delle punte giornaliere.

Per disporre di indicazioni ripetibili e tra loro confrontabili, la capacità di ossigenazione viene riferita a condizioni normalizzate (standard) $(O.C.)_{stand}$ che prevedono:

- acqua pulita;
- temperatura 20°C;
- pressione 1 atm (760 mm Hg);
- concentrazione di ossigeno disciolto nulla.

In tali condizioni risulta:

$$\frac{(O.C.)_w}{(O.C.)_{stand}} = \alpha \cdot \theta^{(T-20)} \cdot \frac{(\beta \cdot c_s - c_w)}{c_s^*} \quad (3.24)$$

Dove:

- α : rapporto tra coefficiente globale di trasferimento in condizioni operative e standard; in mancanza di determinazioni dirette si assume dei lavori da letteratura;
- β : rapporto fra il valore di saturazione dell'ossigeno in condizioni operative e standard;
- θ : fattore di correzione del coefficiente di trasferimento dell'ossigeno tra la temperatura di esercizio e la temperatura standard;
- c_s^* : concentrazione a saturazione in acqua pulita per le condizioni standard [mg/l];
- c_s : concentrazione a saturazione in acqua pulita per le condizioni di esercizio dipendente dalla pressione barometrica [mg/l];
- c_w : concentrazione di ossigeno nel liquido in condizioni di esercizio [mg/l].

Si riportano in Tabella 3.7 i parametri di progetto e in Tabella 3.8 i risultati ottenuti:

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
a	KgO ₂ / Kg BOD ₅	0.5	0.5
b_{20}	KgO ₂ / Kg SS * d	0.1	0.1
b_T	KgO ₂ / Kg SS * d	0.05	0.10
c	KgO ₂ / Kg TKN * d	4.6	4.6
d	KgO ₂ / NO ₃ -N	2.86	2.86
α		0.8	0.8
β		0.98	0.98
θ		1.02	1.02
c_s^*	mg/l	10.07	8.24
c_s	mg/l	9.69	7.93
c_w	mg/l	2	2

Tabella 3.7 - Parametri relativi alla richiesta di ossigeno

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
$(O.C.)_w$	Kg O ₂ /h	128.02	170.2
$(O.C.)_{stand}$	Kg O ₂ /h	259.86	303.79

Tabella 3.8 - Risultati relativi alla richiesta di ossigeno

Nella configurazione estiva più gravosa risulta un fabbisogno di ossigeno in condizioni standard pari a 303.79 [Kg O₂/h]. Ipotizzando una resa di trasferimento di ossigeno mediamente pari al 42.5 % (siamo in presenza di reattori profondi) ed essendo pari a 270 g il contenuto di ossigeno in un m³ di aria, in condizioni medie di pressione e temperatura,

risultano necessari circa 2647.4 [Nm³/h] .

La fornitura dell'aria nelle reali condizioni operative sarà garantita mediante una stazione di compressione dell'aria costituita da n. 3 compressori (uno per ogni vasca) + n. 1 di riserva, ognuno dei quali sarà in grado di garantire una portata d'aria non inferiore a 883 Nm³/h nei periodi di massimo carico.

L'aria sarà distribuita mediante reti di diffusori a disco a bolle fini con membrana elastica in mescola siliconica microforata.

3.5 SEDIMENTAZIONE SECONDARIA

3.5.1 Calcoli e verifiche

Il dimensionamento dei sedimentatori secondari, trattandosi di materiale fioccoso, va condotto in base a dati sperimentali. Infatti, non risulta possibile calcolare la velocità di sedimentazione delle particelle in base alle loro dimensioni originarie, continuamente variabili per effetto dei fenomeni di flocculazione.

Nel caso in esame, essendo i sedimentatori secondari già esistenti con area (A) pari a circa 563.5 m² cadauno (23 x 7 x 3.5 m) non sufficienti per la nuova portata di progetto, si è calcolata la superficie necessaria utilizzando le equazioni definite sulla base del flusso limite FS_{lim} , il carico idraulico in tempo secco $C_{i,s}$ e il carico idraulico in tempo di pioggia $C_{i,p}$:

$$A1 = \frac{(Q_c + Q_r) \cdot x}{FS_{lim}} \quad (3.25)$$

$$A2 = \frac{Q_c}{C_{i,s}} \quad (3.26)$$

$$A3 = \frac{Q_{pb}}{C_{i,p}} \quad (3.27)$$

Si riporta nella Tabella 3.9 i parametri utilizzati con i valori limite ricavati da letteratura e in Tabella 3.10 valori ottenuti.

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate	Valori limite
FS_{lim}	Kg SST/m ² * h	6	4-6
$C_{i,s}$	m/h	0.8	0.6-0.8
$C_{i,p}$	m/h	1.6	1.2-1.6

Tabella 3.9 – Parametri per il calcolo della superficie della sedimentazione primaria

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate
A1	m ²	496.35
A2	m ²	561.91
A3	m ²	553.13

Tabella 3.10 – Superfici ottenute dalla sedimentazione secondaria

L'area di progetto scelta è la maggiore delle tre, pari quindi a 561.91 m².

Si prevede dunque l'aggiunta di due nuove vasche:

- Una adiacente alle vasche esistenti con dimensioni di 23 x 8.5 x 3.5 m avente una larghezza maggiore di 1.5 m rispetto le esistenti;
- Una in sostituzione delle attuali vasche di miscelazione e flocculazione attualmente fuori uso di dimensioni pari a 22.4 x 7.65 x 3.5 m.

La superficie totale utile è quindi pari a 688.86 m², valore maggiore di quello ottenuto dai calcoli precedenti. La scelta di ingrandire i sedimentatori è stata presa in accordo anche con l'Ente Gestore sia per problemi di gestione attuale all'interno di questo comparto sia per garantire maggiore flessibilità futura, dal momento che sono presenti aree disponibili all'interno del depuratore per poter ampliare questo comparto.

Si verificano quindi i valori dei carichi, il flusso limite e il tempo di ritenzione idraulica *HRT* tramite la seguente espressione:

$$HRT = \frac{V_{sed-II}}{Q_C + Q_r} \quad (3.28)$$

Si riportano in Tabella 3.11 le verifiche condotte e i valori limite ricavati da letteratura:

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate	Valori limite
FS_{lim}	Kg SST/m ² * h	4.32	4-6
$C_{i,s}$	m/h	0.65	0.6-0.8
$C_{i,p}$	m/h	1.28	1.2-1.6
<i>HRT</i>	h	3.24	> 2.5/3

Tabella 3.11 - Verifiche dei sedimentatori secondari

Si nota come i parametri vengano sempre rispettati.

3.6 DEFOSFORAZIONE CHIMICA

Per quanto riguarda la rimozione del fosforo è prevista la rimozione controllata dello stesso in simultanea attraverso precipitazione chimica, processo affidabile e ad alta resa. La quantità totale di fosforo da rimuovere P_{RIM} è pari alla quantità in ingresso meno la quantità imposta dal limite e la quantità rimossa per la sintesi batterica pari all'1% del BOD_5 rimosso:

$$P_{RIM} = P_{IN} - 0.01 \cdot (BOD_{5-IN} - BOD_{5-OUT}) - P_{OUT} \quad (3.29)$$

Dove:

- P_{IN} : quantità di fosforo in ingresso [mg P/l];
- P_{OUT} :quantità di fosforo limite in uscita [mg P/l].

Sulla base del limite imposto, pari a 1 mg/l, risulta necessario rimuovere 3.34 mg/l tramite l'aggiunta di reagenti chimici.

Si ipotizza l'aggiunta di cloruro ferrico il quale produce un fango chimico composto di idrossidi e fosfati.

Il quantitativo di ferro necessario (C_{Fe}) è pari a:

$$C_{Fe} = 1.81 \cdot \beta \cdot P_{RIM} \quad (3.30)$$

Con 1.81 il rapporto tra grammi di ferro e fosforo che si ottengono dall'analisi stechiometrica e β un fattore di sicurezza assunto pari a 1.3 per la precipitazione in simultanea. In termini di massa giornaliera M_{Fe} tale valore risulta essere pari a:

$$M_{Fe} = \frac{C_{Fe} \cdot Q_{NM}}{1000} \quad (3.31)$$

La massa di soluzione contenente cloruro ferrico M_{sol} necessaria giornalmente, assumendo una concentrazione al 40%, risulta essere:

$$M_{sol} = M_{Fe} \cdot \frac{162.19}{56.84} \cdot \frac{1}{0.4} \quad (3.32)$$

La quantità di fanghi prodotti X_P dalla rimozione chimica del fosforo si calcola con la seguente espressione:

$$X_P = 11 \cdot P_{RIM} \cdot \frac{Q_{NM}}{1000} \quad (3.33)$$

Dove 11 indica il precipitato del fosforo gSST/gP.

Si riportano in Tabella 3.12 i risultati ottenuti:

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate
C_{Fe}	mg/l	7.85
M_{Fe}	kgFe/d	55.6

M_{sol}	Kg/d	403.68
X_p	kgSST/d	259.91

Tabella 3.12 - Risultati e dosaggi per la rimozione chimica del fosforo

3.7 PRODUZIONE DI FANGO DI SUPERO

Parte dei fanghi biologici prodotti dal sedimentatore secondario vengono in parte ricircolati insieme alla miscela aerata all'inizio del comparto biologico; la parte rimanente, denominata fanghi di supero, viene invece inviata alla linea fanghi.

L'estrazione del fango di supero dal reattore biologico deriva dalla necessità di mantenere costante nel sistema la concentrazione di regime della biomassa.

La quantità di fango di supero da eliminare equivale pertanto all'accumulo di solidi sospesi totali che si produce nel sistema per effetto della crescita batterica e dei fenomeni di flocculazione.

Per quanto riguarda la produzione di biomassa volatile $\Delta X_v = \Delta X_{v-e} + \Delta X_{v-a}$ [Kg SSV/d] si può far riferimento alle seguenti espressioni, la prima relativa alla componente eterotrofa ΔX_{v-e} mentre la seconda relativa alla componente autotrofa nitrificante ΔX_{v-a} :

$$\Delta X_{v-e} = Y_E \cdot \eta_{BOD} \cdot B_b - (K_D)_{E,T} \cdot ((X_V)_{DEN} + (X_V)_{N-tot}) \cdot (1 - f) \quad (3.34)$$

$$\Delta X_{v-a} = Y_N \cdot (\eta_{Ntot} \cdot N_b - 0.05 \cdot \eta_{BOD} \cdot B_b) - (K_D)_{N,T} \cdot ((X_V)_{DEN} + (X_V)_{N-tot}) \cdot f \quad (3.35)$$

Dove:

- N_b è il carico in ingresso dell'azoto [KgN_{TOT}/d];
- $(K_D)_{N,T}$ scomparsa di batteri autotrofi al giorno [Kg SSV/KgSSV * d] modificato per il coefficiente di temperatura α , coincidente con il valore di $(K_D)_{E,T}$.

La componente non volatile ΔX_{NV} [Kg SSNV/d] si ottiene come prodotto della portata di reflu in ingresso per la concentrazione di SSNV in essa presenti, pari a $1-f_v$.

La biomassa totale presente nella vasca di sedimentazione $\Delta X_{TOT-II} = \Delta X_v + \Delta X_{NV}$ [Kg SST/d] è pari dunque alla somma delle due componenti precedenti. ΔX_{TOT-II} è in parte scaricata con il reflu ΔX_{OUT} mentre per il resto deve essere eliminata come fango di supero.

Alla componente biologica va inoltre aggiunta la componente di fango proveniente dalla rimozione chimica del fosforo ΔX_p [Kg SST/d], ottenendo in definitiva la quantità totale di fango di supero ΔX_s [Kg SST/d]:

$$\Delta X_S = \Delta X_{TOT-II} - \Delta X_{OUT} + \Delta X_P \quad (3.36)$$

Considerando un'umidità del fango μ_s pari al 99% si ottiene la densità totale ρ_s pari a:

$$\rho_s = \frac{1}{\frac{\mu_s}{\rho_{acqua}} + \frac{(1-\mu_s)f_v}{\rho_{SSV}} + \frac{(1-\mu_s)(1-f_v)}{\rho_{SSNV}}} \quad (3.37)$$

Dove:

- ρ_{acqua} è la densità dell'acqua [Kg/m³];
- ρ_{SSV} è la densità dei solidi sospesi volatili [Kg/m³];
- ρ_{SSNV} è la densità dei solidi sospesi non volatili [Kg/m³].

È dunque possibile calcolare la portata di fango di supero Q_s pari a:

$$Q_s = \frac{\Delta X_S}{\rho_s \cdot (1 - \mu_s)} \quad (3.38)$$

Si riportano in Tabella 3.13 i valori dei parametri e in Tabella 3.14 i risultati ottenuti:

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate
N_b	KgN _{TOT} /d	300.0
$(K_D)_{N,20}$	Kg SSV/d	0.05
$(K_D)_{N,T}$	Kg SSV/KgSSV * d	0.05
η_{BOD}	%	95.3
η_{Ntot}	%	69.3
μ_s	%	99
ρ_{acqua}	Kg/m ³	1000
ρ_{SSV}	Kg/m ³	1050
ρ_{SSNV}	Kg/m ³	2500
ρ_s	Kg/m ³	1002.14

Tabella 3.13 - Parametri necessari al calcolo del fango di supero

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
ΔX_{v-e}	Kg SSV/d	701.61	780.46
ΔX_{v-a}	Kg SSV/d	10.15	12.72
ΔX_v	Kg SSV/d	711.76	793.18
ΔX_{NV}	Kg SSNV/d	675.0	675.0
ΔX_{TOT-II}	Kg SST/d	1386.76	1468.18
ΔX_{OUT}	Kg SST/d	70.8	70.8
ΔX_P	Kg SST/d	259.91	259.91
ΔX_S	Kg SST/d	1315.96	1397.38
Q_s	m ³ /d	157.29	165.42

Tabella 3.14 – Risultati del calcolo del fango di supero

Per l'allontanamento dei fanghi di supero è prevista l'installazione di n. 1 pompa alloggiata nel pozzetto adibito alla raccolta fanghi.

Nel medesimo pozzetto saranno inoltre installate le pompe per il ricircolo dei fanghi a monte dell'unità biologica. Si prevedono dunque n. 2 pompe (1 + 1 di riserva) in grado di sollevare in estate fino a un totale di 295 m³/h.

3.8 FILTRAZIONE SU TELA

Le acque in uscita dalla sedimentazione finale vengono attualmente filtrate all'interno di 2 vasche in c.a. dotate ciascuna di 8 dischi a tela aventi superficie pari a 5 m². Per garantire la filtrazione delle nuove portate in ingresso è necessario aumentare il numero di filtri, e quindi l'area filtrante A_{fil} , in modo tale che vengano verificati i carichi idraulici per la portata media C_{QNM} e la portata di punta C_{QPB} .

$$C_{QNM} = \frac{Q_{NM}}{A_{fil}} < 5 \quad (3.39)$$

$$C_{QPB} = \frac{Q_{PB}}{A_{fil}} < 9 \quad (3.40)$$

Si prevede dunque l'aggiunta di n. 4 filtri a tela per vasca. Si riportano in Tabella 3.15 i risultati ottenuti per le 2 vasche.

Parametri	Unità di misura	Inverno/Estate
n. dischi totali	-	20
n. dischi da aggiungere		8
A_{fil} per disco	m ²	5
A_{fil} totale	m ²	120
C_{QNM}	m/h	2.46
C_{QPB}	m/h	7.38

Tabella 3.15 - Parametri e risultati per la filtrazione su tela

La filtrazione su tela garantisce in uscita valori minori di 10 mg/l di SST.

3.9 DISINFEZIONE UV

Per la disinfezione delle acque filtrate, è presente un comparto di disinfezione tramite raggi

ultravioletti per garantire allo scarico i limiti di legge relativi agli Escherichia Coli. Il progetto prevede il rinnovamento del comparto attuale e l'aggiunta di un nuovo banco di lampade adiacente all'esistente rimuovendo il restringimento presente.

3.10 LINEA TRATTAMENTO FANGHI DI SUPERO

3.10.1 Premessa

Il trattamento dell'acqua comporta la produzione di fanghi di supero costituiti da sospensioni concentrate dei materiali rimossi nel corso dei trattamenti. Essi vengono dunque sottoposti ai seguenti trattamenti:

- Ispessimento dinamico: permette di ridurre l'umidità del fango riducendo sensibilmente la portata di fango ed evitare quindi sovraccarichi idraulici;
- Stabilizzazione aerobica e ispessimento statico contemporaneo: necessaria per assicurare corrette condizioni di smaltimento finale con contenimento delle maleodorazioni e un miglioramento delle caratteristiche igieniche;
- Ispessimento per gravità: permette di ridurre ulteriormente l'umidità del fango;
- Disidratazione: permette di ridurre ulteriormente l'umidità tale da rendere i fanghi compatibili con lo smaltimento finale riducendone il peso e il volume per separazione dalla parte liquida. Il tenore di secco conseguibile conferisce al fango l'aspetto di terriccio: viene quindi definito *palabile*.

Il trattamento dei fanghi di supero si organizza su n. 1 linea di ispessimento dinamico, n. 3 linee di stabilizzazione aerobica, n. 1 linea di ispessimento statico e n. 2 linee di disidratazione (1 + 1 di riserva). Vengono previste tuttavia delle connessioni per permettere il by-pass della linea di ispessimento dinamico e della stabilizzazione aerobica.

3.10.2 Pre-ispessimento dinamico con tamburo rotante

Questa apparecchiatura permette di ispessire il fango in ingresso tramite un tamburo rotante costituito da una superficie filtrante cilindrica ad asse orizzontale, quindi di dimensioni piuttosto contenute. Il fango, alimentato all'interno grazie alle pompe provenienti dalla vasca di sedimentazione, viene sospinto all'estremità opposta di uscita, mentre l'acqua è allontanata verso l'esterno attraverso la superficie filtrante facilitata dalla continua rotazione. Il fango prosegue verso la vasca di stabilizzazione a valle mentre le acque madri di allentamento vengono convogliate al pozzetto dreni dedicato alle acque madri e ai surnatanti che vengono

ricircolate in testa impianto.

È prevista inoltre l'aggiunta di polielettrolita in dosi pari indicativamente pari a 5-7 g/kg, tramite apposito preparatore e pompe, tale da formare dei fiocchi di fango consistenti e di medio-piccole dimensioni. Queste caratteristiche del fiocco servono, oltre a evitare la rottura dello stesso durante le fasi successive di trattamento, a trattenere poca acqua e favorire una migliore drenabilità e disidratatilità dello stesso.

Si riportano in Tabella 3.16 i parametri e le portate teoriche in uscita.

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
μ_{ISP}	%	94	94
ρ_{ISP}	%	1021.48	1020.55
Q_{ISP}	m ³ /d	25.7	27.1
$Q_{SUR-ISP}$	m ³ /d	131.5	138.4

Tabella 3.16 – Parametri e risultati teorici dell'ispessimento dinamico

La portata dei fanghi di supero in ingresso all'ispessitore dinamico proviene alternativamente dai n. 4 sedimentatori fino a raggiungere il valore di portata prefissato. L'ispessitore esistente, avendo una capacità di trattamento pari a circa 16 m³/h, entrerà in funzione per un totale di circa 10 ore al giorno ogni qual volta la pompa di un sedimentatore trasferirà il fango di supero.

3.10.3 Stabilizzazione aerobica e ispessimento statico contemporaneo dei fanghi

3.10.3.1 Calcoli e risultati

La stabilizzazione aerobica è un trattamento di stabilizzazione del fango, cioè della diminuzione della sua putrescibilità, attraverso una fermentazione aerobica eterotrofa di tipo misto; contemporaneamente a questo processo si può conseguire anche una riduzione del volume mediante la separazione del surnatante e un ispessimento simultaneo arrestando i sistemi di aerazione.

Una fase di stabilizzazione, separata dalla linea acque, si rende quasi sempre necessaria per assicurare corrette condizioni di smaltimento finale anche con un contenimento degli odori e un miglioramento delle caratteristiche igieniche per la riduzione degli agenti patogeni.

Il dimensionamento della suddetta sezione di trattamento è stato effettuato imponendo un tempo di ritenzione STR_{TOT} per la linea acque e la linea fanghi, tale da garantire un adeguato grado di stabilizzazione del fango.

Il valore dell' STR_{TOT} [$d^{\circ}C$] è espresso in funzione della temperature che accelera il processo, pertanto il dimensionamento della vasca di stabilizzazione è stato effettuato imponendo:

$$STR_{TOT} \cdot T = 450^{\circ}C \quad (3.41)$$

Tale valore di temperatura permette di avere un rendimento di rimozione dei solidi sospesi volatili $r_{ssv-STAB}$ pari a circa il 40%.

Quindi, il valore di STR_{STAB} [d] da mantenere in stabilizzazione risulta pari a:

$$STR_{STAB} = STR_{TOT} - STR \quad (3.42)$$

Dove STR [d] è l'età del fango calcolato con la seguente formula:

$$STR = \frac{(X_V)_{DEN} + (X_V)_{N-tot}}{\Delta X_v} \quad (3.43)$$

Per dimensionare il volume della vasca si calcola inizialmente la biomassa scaricata ΔX_{STAB} [Kg SST/d] nell'unità di tempo dallo stabilizzatore dato dalla somma della componente non volatile e della componente volatile:

$$\Delta X_{STAB} = \Delta X_S (1 - f_{v-fango}) + \Delta X_S f_{v-fango} (1 - r_{ssv}) \quad (3.44)$$

Dove $f_{v-fango}$ indica la percentuale di SSV rispetto ai SST nel fango di supero [Kg SSV/Kg SST].

Quindi, considerando il volume giornaliero di fango di supero estratto, nella vasca di stabilizzazione va mantenuta una quantità di fango X_{STAB} [Kg SST] pari a:

$$X_{STAB} = STR_{STAB} \cdot \Delta X_{STAB} \quad (3.45)$$

Ipotizzando un'umidità del fango stabilizzato μ_{STAB} pari a 0.915, la corrispondente concentrazione di solidi sospesi nella vasca x_{STAB} vale 25 Kg SST/ m^3 .

Di conseguenza, il volume dello stabilizzatore V_{STAB} [m^3] è pari a:

$$V_{STAB} = \frac{X_{STAB}}{x_{STAB}} \quad (3.46)$$

Il fango stabilizzato e ispessito in uscita presenta un rapporto f_{v-STAB} di Kg SSV/Kg SST pari a:

$$f_{v-STAB} = \frac{\Delta X_S \cdot f_{v-fango} \cdot (1 - r_{ssv-STAB})}{\Delta X_{STAB}} \quad (3.47)$$

Definita infine la densità totale ρ_{STAB} [Kg SST/ m^3] è possibile calcolare la portata

Q_{STAB} [m³/d] di fango stabilizzato e ispessito in uscita:

$$\rho_{STAB} = \frac{1}{\frac{\mu_{STAB}}{\rho_{acqua}} + \frac{(1-\mu_{STAB})f_{v-STAB}}{\rho_{SSV}} + \frac{(1-\mu_{STAB})(1-f_{v-STAB})}{\rho_{SSNV}}} \quad (3.48)$$

$$Q_{STAB} = \frac{\Delta X_{STAB}}{\rho_{STAB} \cdot (1 - \mu_{STAB})} \quad (3.49)$$

Definito il fango digerito si calcola di conseguenza la portata di surnatante:

$$Q_{SUR-STAB} = Q_S - Q_{STAB} \quad (3.50)$$

Si riporta in Tabella 3.17 i parametri utilizzati e in Tabella 3.18 i risultati ottenuti relativamente alla stabilizzazione e ispessimento del fango di supero:

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
$STR_{TOT} \cdot T$	d*°C	450	450
STR_{TOT}	d	37.5	22.5
STR	d	14.16	13.17
STR_{STAB}	d	23.24	9.03
$f_{v-fango}$	Kg SSV/Kg SST	0.583	0.591
$r_{ssv-STAB}$	%	42	42
f_{v-STAB}	Kg SSV/Kg SST	0.452	0.479
x_{STAB}	Kg SST/m ³	25	25
μ_{STAB}	%	91.5	91.5
ρ_{STAB}	%	1037.15	1035.93

Tabella 3.17 - Parametri per il calcolo della stabilizzazione aerobica e ispessimento del fango di supero

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
ΔX_{STAB}	Kg SST/d	1276.93	1324.15
X_{STAB}	Kg SST	29877.00	12037.18
V_{STAB}	m ³	1195.08	481.49
Q_{STAB}	m ³ /d	14.48	15.04
$Q_{SUR-STAB}$	m ³ /d	11.23	12.03

Tabella 3.18 - Risultati del calcolo della stabilizzazione aerobica e ispessimento del fango di supero

Dal volume teorico ricavato si ottiene uno stabilizzatore/ispessitore costituito da 3 vasche di dimensioni utili pari a 12.5 x 6.4 x 5.0 m (L x L x H) con franco di 50 cm, cioè pari a un volume utile di 1200 m³.

Il fango ispessito sarà estratto da pompe monovite dal fondo vasca (3+1 di riserva) e

convogliato al trattamento successivo della linea fanghi. Si prevede che l'estrazione della portata avverrà circa ogni 3 giorni con un funzionamento di 6 ore pari quindi a circa in $5.9 \text{ m}^3/\text{h}$ in estate, mentre il surnatante sarà scaricato nel pozzetto dreni e convogliato in testa impianto.

3.10.3.2 Richiesta di ossigeno

Per quanto riguarda la stabilizzazione aerobica, affinché il processo avvenga in condizioni aerobiche, occorre garantire un apporto di ossigeno in vasca. Il procedimento è il medesimo di quello riportato al paragrafo 3.4.4.3, a differenza del fatto che in questo caso l'unica respirazione considerata è quella endogena. Per il calcolo sia estivo che invernale si considera il volume utile della vasca di progetto (pari al volume nel caso invernale). Si riportano in Tabella 3.19 i risultati.

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
$(O.C.)_w$	Kg O_2/h	29.49	59.97
$(O.C.)_{stand}$	Kg O_2/h	63.86	114.18

Tabella 3.19 - Risultati relativi alla richiesta di ossigeno per il comparto di stabilizzazione

Nella configurazione estiva più gravosa risulta un fabbisogno di ossigeno in condizioni standard pari a 110 [Kg O_2/h]. Ipotizzando una resa di trasferimento di ossigeno mediamente pari al 41 % (siamo in presenza di reattori profondi e facilità maggiore di occlusione per la presenza di ispessimento di fango sul fondo) ed essendo pari a 270 g il contenuto di ossigeno in un m^3 di aria, in condizioni medie di pressione e temperatura, risultano necessari circa 1031.5 [Nm^3/h].

Il suddetto fabbisogno di ossigeno avverrà attraverso l'installazione in vasca di sistemi di areazione a bolle grosse alimentati da n.1 compressore + 1 di riserva.

3.10.4 Post-ispessimento a gravità

Questo tipo di trattamento permette di ispessire il fango tramite un ponte mobile azionante una serie di picchetti verticali che permettono di creare una leggera agitazione nella massa fangosa. In tal modo si favorisce la liberazione di bolle di gas aderenti alle particelle solide e si creano canali di risalita per lo scorrimento dell'acqua e del gas; contemporaneamente ha luogo la sedimentazione discreta delle particelle solide isolate sfuggite alla sedimentazione secondaria.

Inoltre, questa vasca assume anche la funzione di accumulo del fango operando come “polmone” prima di essere sottoposto ai trattamenti successivi.

La vasca esistente ha un diametro di 6 m e un'altezza di circa 4 m con un volume totale di circa 113 m³. Tale volume garantisce un tempo di permanenza del fango pari a circa 7.8 giorni in inverno e a circa 7.5 giorni in estate.

Il parametro da verificare è il flusso solido limite [kgSST/m²*d], il quale deve essere solitamente minore di 50 kgSST/m²*d. Ipotizzando una siccità del fango in ingresso pari allo 8.5%, la concentrazione di SST è pari a 88.16 gSST/l. Di conseguenza, il carico di sostanza secca in alimentazione all'ispessitore, sulla base della portata di fango digerito in uscita dalla stabilizzazione, è pari nel periodo invernale a 1284.04 kgSST/d e nel periodo estivo a 1332.08 kgSST/d. La superficie della vasca esistente garantisce dunque un flusso solido nel caso più gravoso estivo pari a circa 49 giorni e in inverno pari a 50 giorni, i quali risultano valori soddisfacenti.

Seguendo la medesima procedura del paragrafo precedente, ipotizzando un'umidità del fango ispessito μ_{ISP-ST} pari al 89% e definita la densità totale ρ_{ISP-ST} [Kg SST/m³], è possibile calcolare la portata Q_{ISP-ST} [m³/d] di fango ispessito in uscita sulla base della concentrazione di SST in uscita ($C_{SST-ISP-ST}$). Si riportano in Tabella 3.20 i risultati ottenuti relativamente all'ispessimento statico, comprese le portate di supero e del surnatante.

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
ρ_{ISP-ST}	Kg SST/m ³	1048.61	1047.00
$C_{SST-ISP-ST}$	g/l	88.16	88.05
Q_{ISP-ST}	m ³ /d	11.07	11.5
$Q_{SUR-ISP-ST}$	m ³ /d	3.41	3.54

Tabella 3.20 - Risultati delle portate in uscita dall'ispessitore statico

Il fango ispessito sarà estratto da pompe monovite dal fondo vasca (1+1 di riserva) e convogliato al trattamento successivo della linea fanghi. Si prevede che l'estrazione della portata avverrà circa ogni 2 giorni con un funzionamento di 6 ore pari quindi a circa in 6.8 m³/h in estate, mentre il surnatante sarà scaricato nel pozzetto dreni e convogliato in testa impianto.

3.10.5 Disidratazione meccanica con centrifuga

Il fango in uscita dall'ispessimento statico viene convogliato tramite pompe monovite alla

disidratazione meccanica, in particolare centrifughe.

Il fango disidratato in uscita, convogliato su un nastro trasportatore, può essere condotto allo smaltimento finale, mentre le acque madri prodotte dalla disidratazione sono convogliate in testa impianto.

Si riportano in Tabella 3.21 i parametri e le portate teoriche in uscita.

Parametri	Unità di misura	Inverno	Estate
μ_{DIS}	%	75	75
ρ_{DIS}	%	1117.12	1112.95
Q_{DIS}	m ³ /d	4.6	4.8
$Q_{SUR-DIS}$	m ³ /d	6.6	6.8

Tabella 3.21 – Parametri e risultati della disidratazione meccanica

Milano, dicembre 2019

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Vincenzo Ciccarelli

Dott. Ing. Riccardo Isola

HA COLLABORATO:

Dott. Ing. Giulio Rebellato