



Regione Marche



Provincia di Pesaro Urbino

AMPLIAMENTO E MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI MAROTTA - COMUNE DI MONDOLFO (PU)

PROGETTO DEFINITIVO

elaborato

D-R.02

titolo elaborato

Relazione Tecnica di Progetto

scale

— : —

consegna

Aprile 2016

Committente:



Azienda Servizi sul Territorio S.p.A.

via Enrico Mattei, 17 - 60132 Fano (PU)

tel: 071 83391

aset@asetservizi.it

Responsabile del Procedimento - Ing. Marco Romei

I progettisti:



INGEGNERIA AMBIENTE S.r.l.

Via del Consorzio, 39 - 60015 Falconara Marittima (AN)

tel. 071-9162094 - fax. 071-9189580

e_mail: info@ingegneriaambiente.it

Ing. Enrico Maria BATTISTONI - Direttore Tecnico

Ing. Lorenzo BURZACCA

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE DEL PIANO DI TUTELA DELLE ACQUE DELLA REGIONE MARCHE	6
3. L’IMPIANTO DI MAROTTA NELLO STATO DI FATTO	15
3.1. LOCALIZZAZIONE TERRITORIALE DELL’IMPIANTO DI DEPURAZIONE	15
3.2. FILIERA DI PROCESSO ESISTENTE	16
3.2.1. <i>Il dettaglio della Linea Acque</i>	18
3.2.2. <i>Il dettaglio della Linea Fanghi</i>	24
3.3. ANALISI DEI DATI DI GESTIONE DELLO STATO DI FATTO	26
3.4. VERIFICHE DIMENSIONALI	34
4. L’IMPIANTO DI MAROTTA NELLO STATO DI PROGETTO	36
4.1. LA STRATEGIA PROGETTUALE ADOTTATA	36
4.2. I DATI A BASE PROGETTO DELLO STATO DI PROGETTO	38
4.3. LA FILIERA DI PROCESSO DELLO STATO DI PROGETTO	42
4.4. IL DETTAGLIO DEGLI INTERVENTI IN LINEA ACQUE	43
4.4.1. <i>La grigliatura grossolana</i>	43
4.4.2. <i>Il sollevamento impianto</i>	44
4.4.3. <i>La grigliatura fine</i>	45
4.4.4. <i>La dissabbiatura</i>	46
4.4.5. <i>Il processo biologico</i>	47
4.4.6. <i>Ripartitore di portata ai reattori a cicli alternati</i>	48
4.4.7. <i>Il processo biologico: i cicli alternati</i>	50
4.4.7.1. <i>Il processo a Cicli Alternati in reattore unico</i>	52
4.4.7.2. <i>Simulazioni dei processi mediante modello matematico ASM N. 2</i>	56
4.4.8. <i>Stazione di dosaggio reagente precipitante fosforo</i>	59
4.4.9. <i>Ripartitore di portata ai sedimentatori esistenti</i>	61
4.4.10. <i>Sedimentazione secondaria e pozzo fanghi</i>	62
4.4.11. <i>Disinfezione</i>	65
4.5. IL DETTAGLIO DEGLI INTERVENTI IN LINEA FANGHI	67
4.5.1. <i>Produzione di fanghi di supero</i>	68
4.5.2. <i>La stabilizzazione aerobica fanghi</i>	68
4.5.3. <i>Il post-ispessimento dei fanghi</i>	70
4.5.4. <i>Disidratazione dei fanghi</i>	71
4.6. LOCALE COMPRESSORE E QUADRI ELETTRICI	72
4.7. SISTEMAZIONE GENERALE AREA DI IMPIANTO	73
4.8. PRESIDIO AMBIENTALI	73
4.9. SISTEMA DI CONTROLLO	74

4.10. IMPIANTO ELETTRICO _____	75
--------------------------------	----

5. BIBLIOGRAFIA E REFERENZE _____	76
--	-----------

INDICE DELLE TABELLE E DELLE FIGURE

FIGURA 3-1 – LOCALIZZAZIONE DELL’IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI MAROTTA	15
FIGURA 3-2 – PLANIMETRIA DELL’IMPIANTO DI MAROTTA-MONDOLFO	16
FIGURA 3-3 – SCHEMA A BLOCCHI DELL’IMPIANTO DI MAROTTA ALLO STATO DI FATTO	17
FIGURA 3-4 – PORTATA IN INGRESSO ALL’IMPIANTO IN REGIME SECCO + UMIDO ANNI 2014-2015	28
FIGURA 3-5 – PORTATA IN INGRESSO ALL’IMPIANTO IN REGIME SECCO ANNI 2014-2015	29
FIGURA 3-6 RAPPORTO COD/NTOT ANNI 2014 E 2015	31
FIGURA 3-7 RAPPORTO BOD5/NTOT ANNI 2014 E 2015	31
TABELLA 3-1 - STATO DI FATTO: GRIGLIATURA GROSSOLANA _____	18
TABELLA 3-2 - STATO DI FATTO: STAZIONE DI SOLLEVAMENTO _____	19
TABELLA 3-3 - STATO DI FATTO: GRIGLIATURA FINE _____	19
TABELLA 3-4 - STATO DI FATTO: DISSABBIATURA _____	20
TABELLA 3-5 - STATO DI FATTO: DENITRIFICAZIONE _____	20
TABELLA 3-6 - STATO DI FATTO: OSSIDAZIONE/NITRIFICAZIONE _____	21
TABELLA 3-7 STATO DI FATTO: SEDIMENTATORI SECONDARI E POZZO FANGHI RICIRCOLO/SUPERO _____	22
TABELLA 3-8 - STATO DI FATTO: DISINFEZIONE _____	23
TABELLA 3-9 - STATO DI FATTO: STABILIZZAZIONE AEROBICA _____	24
TABELLA 3-10 - STATO DI FATTO: ISPESITORE STATICO _____	25
TABELLA 3-11 - STATO DI FATTO: DISIDRATAZIONE _____	25
TABELLA 3-12 - CARATTERIZZAZIONE DEI FLUSSI INFLUENTI MEDI ANNI 2014-2015 _____	30
TABELLA 3-13 – MEDIA DEI PRINCIPALI RAPPORTI CARATTERISTICI: ANNI 2014-2015 _____	30
TABELLA 3-14 – 50ESIMO PERCENTILE DEI PRINCIPALI RAPPORTI CARATTERISTICI: ANNI 2014-2015 _____	30
TABELLA 3-15 - CARICHI DI MASSA INFLUENTI MEDI ANNI 2014-2015 _____	32
TABELLA 3-16 - POTENZIALITÀ SU BASE COD E NTOT ANNI 2014-2015 _____	32
TABELLA 3-17 - POTENZIALITÀ IDRAULICA ANNI 2014-2015 _____	33
TABELLA 3-18 - DATI A BASE PROGETTO DELLO STATO DI FATTO _____	33
TABELLA 3-19 - VERIFICHE DIMENSIONALI DEL PROCESSO BIOLOGICO _____	34
TABELLA 3-20 - VERIFICHE DIMENSIONALI DELLA SEDIMENTAZIONE SECONDARIA _____	34
TABELLA 3-21 - VERIFICHE DIMENSIONALI DELLA DISINFEZIONE FINALE _____	34
TABELLA 4-1: DATI A BASE PROGETTO DELL’IMPIANTO DI MAROTTA - CARICHI IDRAULICI DELLO STATO DI FATTO ____	38
TABELLA 4-2: DATI A BASE PROGETTO DELL’IMPIANTO DI MAROTTA - CARICHI IDRAULICI DELL’AMPLIAMENTO ____	38
TABELLA 4-3: DATI A BASE PROGETTO DELL’IMPIANTO DI MAROTTA - CARICHI IDRAULICI DELLO STATO DI PROGETTO	39
TABELLA 4-4: DATI A BASE PROGETTO - CARICHI DI MASSA E CONCENTRAZIONI DELLO STATO DI FATTO _____	40
TABELLA 4-5: DATI A BASE PROGETTO - CARICHI DI MASSA DELL’AMPLIAMENTO _____	40
TABELLA 4-6: DATI A BASE PROGETTO - CARICHI DI MASSA E CONCENTRAZIONI DELLO STATO DI PROGETTO _____	41
TABELLA 4-7: FILIERA DI PROCESSO _____	42

TABELLA 4-8: STATO DI PROGETTO: GRIGLIATURA GROSSOLANA E SFIORATORE PER SOVRAFLUSSI _____	43
TABELLA 4-9: STATO DI PROGETTO: STAZIONE DI SOLLEVAMENTO _____	44
TABELLA 4-10: STATO DI PROGETTO: GRIGLIATURA FINE _____	45
TABELLA 4-11: STATO DI PROGETTO: DISSABBIATURA PISTA _____	46
TABELLA 4-12: STATO DI PROGETTO: DENITRIFICAZIONE _____	48
TABELLA 4-13: STATO DI PROGETTO: RIPARTITORE DI PORTATA AL BIOLOGICO _____	49
TABELLA 4-14: STATO DI PROGETTO: PROCESSO BIOLOGICO _____	50
TABELLA 4-15: CARATTERISTICHE CHIMICO-FISICHE INFLUENTE BIOLOGICO _____	57
TABELLA 4-16: RIPARTIZIONE PERCENTUALE DEL CARBONIO _____	58
TABELLA 4-17: VOLUMI DEI REATTORI CONSIDERATI PER OGNI CONFIGURAZIONE SIMULATA _____	58
TABELLA 4-18: RISULTATI DELLE SIMULAZIONI CONDOTTE ALLA TEMPERATURA DI 12°C – 15°C - 18°C – 20°C _____	58
TABELLA 4-19: CALCOLO DELLA FORNITURA E DOTAZIONI PER LA PRECIPITAZIONE CHIMICA DEL FOSFORO _____	60
TABELLA 4-20: STATO DI PROGETTO: SOGLIE DI USCITA DAL BIOLOGICO _____	62
TABELLA 4-21: STATO DI PROGETTO: SEDIMENTAZIONE SECONDARIA _____	64
TABELLA 4-22: STATO DI PROGETTO: DISINFEZIONE _____	66
TABELLA 4-23: PRODUZIONE DI FANGHI DI SUPERO – METODO 1 _____	68
TABELLA 4-24: PRODUZIONE DI FANGHI DI SUPERO – METODO 2 _____	68
TABELLA 4-25: STATO DI PROGETTO: STABILIZZAZIONE AEROBICA FANGHI _____	69
TABELLA 4-26: STATO DI PROGETTO: POST-ISPESSIMENTO FANGHI _____	70
TABELLA 4-27: STATO DI PROGETTO: DISIDRATAZIONE _____	71
TABELLA 4-28: RIEPILOGO INGOMBRI LOCALI TECNICI _____	72

1. Premessa

Allo stato attuale l'impianto di depurazione di Marotta raccoglie le acque reflue provenienti dal Comune di Mondolfo (PU) (potenzialità circa 10.000 AE), a cui si aggiungeranno le acque reflue urbane inviate tramite i nuovi allacci alla rete di pubblica fognatura. Essi verranno realizzati in alcune parti del territorio del Comune di Mondolfo (circa 1.700 AE), del Comune di Monteporzio (PU) (circa 500 AE), del Comune di Monterado (AN) (circa 2.150 AE). Inoltre, lo stato di progetto considera ulteriori allacci futuri per circa 2.150 AE, raggiungendo una potenzialità complessiva pari a 16.500 AE. L'impianto è predisposto per scaricare l'effluente finale nel fiume Cesano.

Ingegneria ambiente S.r.l. è stata incaricata da ASET S.p.A. (Azienda Servizi sul Territorio S.p.A.) di redigere la progettazione preliminare, definitiva, esecutiva e la studio di prefattibilità ambientale per la procedura di screening di impatto ambientale, relative ai lavori di *“Ampliamento e manutenzione straordinaria dell'impianto di depurazione di Marotta, Comune di Mondolfo (PU)”*, grazie ai quali il depuratore riuscirà a garantire il trattamento delle acque reflue urbane per una potenzialità totale pari a 16.500 AE.

Nella presente relazione viene, innanzitutto, effettuata una disamina dello stato di fatto originario dell'impianto nonché un'analisi dei dati di gestione per la valutazione della variabilità dei carichi inquinanti e della loro influenza sull'intero processo depurativo. Verranno in tal modo definiti i carichi idraulici e di massa influenti e quindi verificate dimensionalmente le singole unità operative. Definiti i dati a base progetto attuali e futuri ed evidenziate le principali criticità del depuratore di Marotta, la seconda parte della relazione propone il dettaglio degli interventi da realizzare.

Va comunque ricordato che tutte le scelte progettuali verranno condotte avendo cura di:

- Garantire il massimo recupero delle opere esistenti;
- Aumentare la potenzialità dell'impianto a 16.500 AE;
- Utilizzare le migliori tecnologie in grado di garantire:
 - ✓ Il rispetto delle Direttive Comunitarie CEE 91/271;
 - ✓ Un miglioramento funzionale dell'intera filiera dell'impianto di depurazione;
 - ✓ Elevate performance nella rimozione dei principali macroinquinanti con particolare interesse all'azoto totale e fosforo totale;
 - ✓ Elevati rendimenti mirati a garantire sia elevati standard di qualità del processo depurativo sia riduzione dei costi gestionali-energetici;
 - ✓ Un miglioramento del processo depurativo della linea fanghi.

La relazione sarà dunque suddivisa in due parti:

- Verranno analizzati in prima istanza i dati di gestione forniti da ASET S.p.A. necessari a definire i dati a base progetto relativi allo stato di fatto, quindi si procede alla definizione dei dati a base progetto;
- Verrà definita la strategia progettuale necessaria a garantire il rispetto dei limiti allo scarico così come previsto dall'autorizzazione allo scarico.

La presente relazione tecnica di progetto ha quindi il ruolo di definire le scelte progettuali da adottare per l'organizzazione della nuova filiera di processo per il trattamento reflui garantendo la conformità dell'effluente ai limiti di legge previsti dal D.Lgs. 152/2006 - parte Terza - Allegato 5 - Tab.1, Tab.2 e Tab.3 e di procedere all'installazione delle migliori tecnologie disponibili per l'ottimizzazione della gestione, il contenimento dei consumi energetici e la riduzione dei costi di manodopera.

2. Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Tutela delle Acque della Regione Marche

L'area di interesse, in accordo al Piano di Tutela delle Acque (PTA), approvato con D.A.C.R. n. 145 del 26/1/2010, rientra nel Bacino del Cesano. L'effluente del depuratore sversa direttamente nel vicino fiume Cesano (catalogato come corpo d'acqua superficiale significativo dal PTA - art.11), in direzione Sud rispetto all'area di interesse.

Secondo quanto riportato dalle Norme Tecniche di Attuazione del PTA della Regione Marche emerge che:

✓ **Per l'Art. 32 “Limiti allo scarico per le acque reflue urbane”**

1. Tutti gli impianti esistenti di depurazione di acque reflue urbane con capacità organica di progetto (COP) di almeno 10.000 AE devono adeguare i propri scarichi ai valori limite di emissione previsti dalla Tabella 2 dell'Allegato 5 alla parte terza del d.lgs. 152/2006 entro il 30.06.2013 (termine ordinatorio per i Piani d'Ambito), intesi come media, su base annua (periodo di dodici mesi decorrente dal termine del periodo di avviamento dell'impianto di trattamento), degli autocontrolli e dei controlli fiscali.

6. Gli impianti di trattamento di acque reflue urbane, inclusi quelli che applicano tecnologie depurative di tipo naturale, quali la fitodepurazione e il lagunaggio, con COP di almeno 2.000 AE devono rispettare, ai sensi del d.lgs. 152/2006 art. 101, comma 2, i valori limite di emissione e le indicazioni dell'Allegato 5 della parte terza del suddetto d.lgs. 152/2006 e delle presenti NTA. In particolare per il parametro Escherichia Coli si stabiliscono i seguenti valori limite d'emissione, più restrittivi di quelli eventualmente già imposti nelle autorizzazioni vigenti, da rispettare nel periodo compreso tra il 15 marzo e il 30 settembre di ogni anno:

a) max 3.000 UFC/100 mL per gli scarichi che avvengono direttamente in mare e per gli scarichi immessi nei corsi d'acqua superficiali nella fascia di territorio avente un'estensione di 10 km dalla linea della costa marina, nonché per scarichi che avvengono direttamente nei laghi balneabili e nei loro immissari entro una estensione di 10 km dalla linea di sponda di massimo invaso. Gli impianti esistenti devono essere adeguati entro il 31.12.2011;

b) max 1.500 UFC/100 mL per gli scarichi che avvengono direttamente in mare o in corsi d'acqua superficiali nella fascia territoriale avente un'estensione di 10 km dalla linea di costa, qualora il tratto costiero, in cui avviene lo scarico diretto o in cui sfocia il corso d'acqua superficiale, sia stato valutato temporaneamente non idoneo all'uso balneare o sia stato classificato sufficiente, come indicato nel provvedimento annuale della Giunta regionale di

valutazione e classificazione delle acque di balneazione. L'adeguamento degli impianti deve avvenire entro i successivi 180 giorni dalla pubblicazione del provvedimento.

Al verificarsi delle condizioni di cui alle lettere a) e b), i suddetti valori limiti d'emissione più restrittivi diventano automaticamente, alla scadenza dei tempi sopra stabiliti per l'adeguamento, prescrizioni delle autorizzazioni allo scarico, indipendentemente dal loro recepimento negli atti autorizzativi. Peraltro l'autorità autorizzante provvederà comunque al recepimento formale nell'atto autorizzatorio, con valore ricognitivo. Con decreto del dirigente dell'ufficio regionale competente in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, verranno individuati cartograficamente i punti di intersezione dei corsi d'acqua con il limite delle suddette fasce.

7. L'autorità competente al rilascio dell'autorizzazione allo scarico stabilisce gli eventuali limiti e periodi relativamente al parametro *Escherichia coli*. In particolare, salvo quanto stabilito nel presente comma e nel comma precedente, l'Autorità competente può anche non stabilire limiti allo scarico per l'*Escherichia coli*, al fine di limitare l'uso di disinfettanti i cui residui vengono introdotti nell'ambiente. Gli scarichi di acque reflue che si immettono nei corpi idrici che presentano valori puntuali assoluti del parametro *Escherichia coli* superiori a 5.000 UFC/100 mL devono rispettare il valore limite di 3.000 UFC/100 mL. Con decreto del dirigente dell'ufficio regionale competente in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, verranno individuati cartograficamente i suddetti corpi idrici. Ai fini di quanto previsto nel presente comma, assume valore ufficiale quanto contenuto nel rapporto annuale sullo stato della qualità dei corpi idrici superficiali redatto da ARPAM.

I suddetti impianti dovranno essere adeguati, entro un anno dalla pubblicazione sul BUR Marche del decreto del dirigente dell'ufficio regionale competente in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, con il quale si prende atto del suddetto rapporto dell'ARPAM (termine obbligatorio per tutti). Al verificarsi delle condizioni di cui al presente comma, il valore limite d'emissione più restrittivo diventa automaticamente, alla scadenza dei tempi sopra stabiliti per l'adeguamento, prescrizione delle autorizzazioni allo scarico, indipendentemente dal suo recepimento negli atti autorizzativi. Peraltro l'autorità autorizzante provvederà comunque al recepimento formale nell'atto autorizzatorio, con valore ricognitivo.

✓ **Per l'art.34 “Modalità di controllo delle acque reflue urbane”**

1. Il campionamento per il controllo dei valori limite di emissione deve essere eseguito mediante campione medio ponderato sulle 24 ore, per tutti gli impianti con capacità organica di progetto di almeno 2.000 AE; sono fatti salvi i casi indicati nel presente articolo: al comma 4, per impianti di depurazione con capacità organica di progetto inferiore a 2.000 AE; al

comma 7, in presenza di scarichi industriali per i parametri della tabella 3; al comma 8, per i parametri microbiologici.

2. Per tutti gli impianti con capacità organica di progetto di almeno 10.000 AE è obbligatoria l'installazione dell'autocampionatore; gli impianti devono essere adeguati entro un anno dalla entrata in vigore delle presenti NTA (termine ordinatorio per i Piani d'Ambito).

3. **Sugli impianti con capacità organica di progetto di almeno 10.000 AE devono essere effettuati almeno il numero di controlli in uscita previsti al punto 1.1 dell'allegato 5 al d.lgs. 152/2006.**

5. I controlli dei commi precedenti possono essere delegati al gestore dell'impianto qualora egli garantisca un sistema di rilevamento e di trasmissione dati all'autorità di controllo, ritenuto da essa idoneo. In questo caso, l'organo di controllo deve garantire almeno il 25% dei controlli del numero minimo previsto ai commi 3 e 4, da effettuarsi in contemporanea all'autocontrollo, sia in ingresso che uscita.

6. I gestori degli impianti devono assicurare un numero sufficiente di autocontrolli, almeno pari a quelli indicati ai precedenti commi; **gli autocontrolli dovranno essere effettuati in ingresso ed uscita dell'impianto ed i punti di campionamento devono essere specificati nel provvedimento autorizzatorio.**

7. Qualora l'impianto di depurazione riceva anche acque reflue industriali, per i parametri diversi dal COD, BOD5, Solidi Sospesi Totali, Azoto totale e Fosforo totale, l'autorità di controllo deve verificare il rispetto dei valori limite di emissione per gli inquinanti che gli stabilimenti industriali scaricano in fognatura, con la frequenza minima di controllo prevista nei commi precedenti, e chiaramente indicati nel provvedimento autorizzatorio. Devono essere controllati i parametri della tabella 3 dell'allegato 5 del d.lgs. 152/2006 riconducibili agli scarichi industriali che recapitano nella pubblica fognatura, nonché riconducibili a tutte le acque reflue industriali autorizzate allo scarico. Possono essere controllati anche altri parametri. Per il controllo di questi parametri devono essere effettuati campioni medi ponderati nell'arco di 24 ore.

8. Per il controllo dei parametri microbiologici, per campione medio ponderato su n ore si intende la media aritmetica dei valori risultanti dalle analisi effettuate su almeno due campioni istantanei, dei quali uno prelevato all'inizio ed uno alla fine del periodo di n ore.

10. La base annua indicata al punto 1.1 dell'allegato 5 alla parte terza del d.lgs. 152/2006, capo 7, è costituita dal periodo di dodici mesi decorrente dal termine del periodo di avviamento dell'impianto di trattamento delle acque reflue urbane.

✓ **Per l'art.43 “Reti fognarie miste, acque di prima pioggia e sfioratori di piena delle reti fognarie miste”**

1. *Gli scolmatori (sfioratori) di piena devono essere autorizzati allo scarico (come scarichi di acque reflue urbane ai sensi dell'art. 124, comma1, del d.lgs. 152/2006 e s.m.i.) in ogni caso, previa la necessaria verifica degli standard costruttivi e delle condizioni di funzionamento. A tali scarichi non si applicano i valori limite di emissione previsti dall'Allegato 5 del d.lgs. 152/2006.*

2. *Per gli scarichi provenienti da scolmatori (sfioratori) di piena di nuova realizzazione l'autorizzazione deve essere ottenuta preventivamente. Per gli scarichi da scolmatori (sfioratori) di piena esistenti deve essere richiesta l'autorizzazione entro due anni dall'entrata in vigore delle presenti NTA, o, in alternativa, a scelta del gestore del s.i.i., al momento del rinnovo dell'autorizzazione allo scarico dell'impianto di trattamento cui è collettata la rete fognaria cui appartengono gli scolmatori.*

3. *Ai fini di una semplificazione amministrativa, la Provincia può procedere al rilascio delle autorizzazioni allo scarico di acque reflue urbane degli scolmatori (sfioratori) di piena, contestualmente al rilascio o al rinnovo dell'autorizzazione allo scarico dell'impianto di depurazione a cui afferisce la rete fognaria di riferimento. In tal caso le domande di autorizzazione devono contenere indicazioni specifiche relative ai medesimi scolmatori.*

4. **Gli scolmatori (sfioratori) di piena di nuova realizzazione, per i quali le procedure per l'aggiudicazione dell'appalto non siano iniziate alla data di entrata in vigore delle presenti NTA, devono essere dotati, prima dello sfioro, almeno di una sezione di abbattimento dei solidi grossolani e, ove possibile, anche di una sezione di abbattimento dei Solidi Sospesi Sedimentabili.** *Gli interventi necessari per l'adeguamento delle situazioni esistenti saranno inseriti nei piani d'ambito.*

5. **Per gli scolmatori (sfioratori) di piena di reti fognarie miste di nuova realizzazione, per i quali le procedure per l'aggiudicazione dell'appalto non siano iniziate alla data di entrata in vigore delle presenti NTA, il rapporto minimo consentito tra la portata di punta in tempo di pioggia e la portata media in tempo di secco nelle ventiquattro ore (Oms) deve essere pari a quattro. Tale rapporto può ridursi a 2,5 per l'ultimo sfioro in prossimità dell'impianto di depurazione.**

✓ **Per l'art.47 “Disposizioni per gli impianti di depurazione di acque reflue urbane di potenzialità di almeno 10.000 A.E.”**

1. Per gli impianti con capacità organica di progetto di almeno 10.000 AE devono essere rispettati i limiti di emissione per gli impianti di acque reflue urbane stabiliti dalla tabella 1 dell'allegato 5 alla parte terza del d.lgs. 152/2006.

2. Gli scarichi degli impianti di cui al presente articolo devono rispettare, nel caso in cui le proprie fognature convogliano anche scarichi di acque reflue industriali, i valori limite di emissione della tabella 3 per gli scarichi in corpi idrici superficiali dell'Allegato 5 alla parte terza del d.lgs. 152/2006, per i parametri riconducibili agli scarichi industriali autorizzati in fognatura.

3. **Gli scarichi degli impianti di cui al presente articolo devono comunque rispettare i valori limite di emissione previsti dall'art. 32, comma 1, delle presenti NTA**, nel termine ivi previsto (termine ordinatorio per i Piani d'Ambito).

5. Per il parametro "Escherichia Coli" deve essere rispettato quanto previsto dall'art. 32, commi 6 e 7, delle presenti NTA.

6. Gli impianti di depurazione nelle zone soggette a forti fluttuazioni delle utenze fognarie devono essere dimensionati in modo di garantire comunque una capacità depurativa residua capace di trattare tali fluttuazioni prevedibili nell'arco temporale del decennio successivo all'autorizzazione; gli impianti esistenti devono garantire tali condizioni entro il 31.12.2014 (termine ordinatorio per i Piani d'Ambito).

10. Per gli impianti di cui al presente articolo devono essere assicurati i controlli e gli autocontrolli secondo le frequenze e le modalità di cui all'art. 34 delle presenti NTA.

Di seguito le tabelle con i limiti allo scarico a cui si deve attenere l'impianto di Marotta, secondo l'Allegato 5 alla parte terza del D.Lgs. 152/2006.

Tabella 1. Limiti di emissione per gli impianti di acque reflue urbane.

Potenzialità impianto in A.E. (abitanti equivalenti)	2.000 - 10.000		>10.000	
Parametri (media giornaliera) (1)	Concentrazione	% di riduzione	Concentrazione	% di riduzione
BOD5 (senza nitrificazione) mg/L (2)	≤ 25	70-90 (5)	≤ 25	80
COD mg/L (3)	≤ 125	75	≤ 125	75
Solidi Sospesi mg/L (4)	≤ 35 (5)	90 (5)	≤ 35	90

(2) La misurazione deve essere fatta su campione omogeneizzato non filtrato, non decantato. Si esegue la determinazione dell'ossigeno disciolto anteriormente e posteriormente ad un periodo di incubazione di 5 giorni a 20 °C ± 1 °C, in completa oscurità, con aggiunta di inibitori di nitrificazione.

- (3) La misurazione deve essere fatta su campione omogeneizzato non filtrato, non decantato con bicromato di potassio.
- (4) La misurazione deve essere fatta mediante filtrazione di un campione rappresentativo attraverso membrana filtrante con porosità di 0,45 µm ed essiccazione a 105 °C con conseguente calcolo del peso, oppure mediante centrifugazione per almeno 5 minuti (accelerazione media di 2800-3200 g), essiccazione a 105 °C e calcolo del peso.
- (5) La percentuale di riduzione del BOD5 non deve essere inferiore a 40. Per i solidi sospesi la concentrazione non deve superare i 70 mg/L e la percentuale di abbattimento non deve essere inferiore al 70%.

Tabella 2. Limiti di emissione per gli impianti di acque reflue urbane recapitanti in aree sensibili.

Parametri (media annua)	Potenzialità impianto in A.E.			
	10.000 - 100.000		> 100.000	
	Concentrazione	% di riduzione	Concentrazione	% di riduzione
Fosforo totale (P mg/L) (1)	≤ 2	80	≤ 1	80
Azoto totale (N mg/L) (2) (3)	≤ 15	70-80	≤ 10	70-80

- (1) Il metodo di riferimento per la misurazione è la spettrofotometria di assorbimento molecolare.
- (2) Per azoto totale si intende la somma dell'azoto Kieldahl (N organico + NH₃) + azoto nitrico + azoto nitroso. Il metodo di riferimento per la misurazione è la spettrofotometria di assorbimento molecolare.
- (3) In alternativa al riferimento alla concentrazione media annua, purché si ottenga un analogo livello di protezione ambientale, si può fare riferimento alla concentrazione media giornaliera che non può superare i 20 mg/L per ogni campione in cui la temperatura dell'effluente sia pari o superiore a 12 gradi centigradi. Il limite della concentrazione media giornaliera può essere applicato ad un tempo operativo limitato che tenga conto delle condizioni climatiche locali.

Tabella 3. Valori limiti di emissione in acque superficiali e in fognatura.

Numero parametro	PARAMETRI	unità di misura	Scarico in acque superficiali	Scarico in rete fognaria (*)
1	pH		5,5-9,5	5,5-9,5
2	Temperatura	°C	(1)	(1)
3	colore		non percettibile con diluizione 1:20	non percettibile con diluizione 1:40
4	odore		non deve essere causa di molestie	non deve essere causa di molestie
5	materiali grossolani		assenti	assenti
6	Solidi speciali totali (2)	mg/L	≤ 80	≤ 200
7	BOD5 (come O2) (2)	mg/L	≤ 40	≤ 250
8	COD (come O2) (2)	mg/L	≤ 160	≤ 500
9	Alluminio	mg/L	≤ 1	≤ 2,0
10	Arsenico	mg/L	≤ 0,5	≤ 0,5
11	Bario	mg/L	≤ 20	-
12	Boro	mg/L	≤ 2	≤ 4
13	Cadmio	mg/L	≤ 0,02	≤ 0,02
14	Cromo totale	mg/L	≤ 2	≤ 4
15	Cromo VI	mg/L	≤ 0,2	≤ 0,20
16	Ferro	mg/L	≤ 2	≤ 4
17	Manganese	mg/L	≤ 2	≤ 4
18	Mercurio	mg/L	≤ 0,005	≤ 0,005
19	Nichel	mg/L	≤ 2	≤ 4
20	Piombo	mg/L	≤ 0,2	≤ 0,3
21	Rame	mg/L	≤ 0,1	≤ 0,4
22	Selenio	mg/L	≤ 0,03	≤ 0,03
23	Stagno	mg/L	≤ 10	
24	Zinco	mg/L	≤ 0,5	≤ 1,0

25	Cianuri totali (come CN)	mg/L	≤ 0,5	≤ 1,0
26	Cloro attivo libero	mg/L	≤ 0,2	≤ 0,3
27	Solfuri (come H ₂ S)	mg/L	≤ 1	≤ 2
28	Solfiti (come SO ₃)	mg/L	≤ 1	≤ 2
29	Solfati (come SO ₄) (3)	mg/L	≤ 1000	≤ 1000
30	Cloruri (3)	mg/L	≤ 1200	≤ 1200
31	Fluoruri	mg/L	≤ 6	≤ 12
32	Fosforo totale (come P) (2)	mg/L	≤ 10	≤ 10
33	Azoto ammoniacale (come NH ₄) (2)	mg/L	≤ 15	≤ 30
34	Azoto nitroso (come N) (2)	mg/L	≤ 0,6	≤ 0,6
35	Azoto nitrico (come N) (2)	mg/L	≤ 20	≤ 30
36	Grassi e olii animali/vegetali	mg/L	≤ 20	≤ 40
37	Idrocarburi totali	mg/L	≤ 5	≤ 10
38	Fenoli	mg/L	≤ 0,5	≤ 1
39	Aldeidi	mg/L	≤ 1	≤ 2
40	Solventi organici aromatici	mg/L	≤ 0,2	≤ 0,4
41	Solventi organici azotati (4)	mg/L	≤ 0,1	≤ 0,2
42	Tensioattivi totali	mg/L	≤ 2	≤ 4

43	Pesticidi fosforati	mg/L	≤ 0,10	≤ 0,10
44	Pesticidi totali (esclusi i fosforati) (5)	mg/L	≤ 0,05	≤ 0,05
	tra cui:			
45	- aldrin	mg/L	≤ 0,01	≤ 0,01
46	- dieldrin	mg/L	≤ 0,01	≤ 0,01
47	- endrin	mg/L	≤ 0,002	≤ 0,002
48	- isodrin	mg/L	≤ 0,002	≤ 0,002
49	Solventi clorurati (5)	mg/L	≤ 1	≤ 2
50	Escherichia coli (4)	UFC/100mL	nota	
51	Saggio di tossicità acuta (5)		il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 50% del totale	il campione non è accettabile quando dopo 24 ore il numero degli organismi immobili è uguale o maggiore del 80% del totale

- (2) Per i corsi d'acqua la variazione massima tra temperature medie di qualsiasi sezione del corso d'acqua a monte e a valle del punto di immissione non deve superare i 3 °C. Su almeno metà di qualsiasi sezione a valle tale variazione non deve superare 1 °C. Per il mare e per le zone di foce di corsi d'acqua non significativi, la temperatura dello scarico non deve superare i 35 °C e l'incremento di temperatura del corpo recipiente non deve in nessun caso superare i 3 °C oltre i 1000 metri di distanza dal punto di immissione. Deve inoltre essere assicurata la compatibilità ambientale dello scarico con il corpo recipiente ed evitata la formazione di barriere termiche alla foce dei fiumi.
- (3) Tali limiti non valgono per lo scarico in mare, in tal senso le zone di foce sono equiparate alle acque marine costiere, purché almeno sulla metà di una qualsiasi sezione a valle dello scarico non vengono disturbate le naturali variazioni della concentrazione di solfati o di cloruri.
- (4) In sede di autorizzazione allo scarico dell'impianto per il trattamento di acque reflue urbane, da parte dell'autorità competente andrà fissato il limite più opportuno in relazione alla situazione ambientale e igienico sanitaria del corpo idrico recettore e agli usi esistenti. Si consiglia un limite non superiore ai 5000 UFC/100 mL.
- (5) Il saggio di tossicità è obbligatorio. Oltre al saggio su *Daphnia magna*, possono essere eseguiti saggi di tossicità acuta su *Ceriodaphnia dubia*, *Selenastrum capricornutum*, batteri bioluminescenti o organismi quali *Artemia salina*, per scarichi di acqua salata o altri organismi tra quelli che saranno indicati ai sensi del punto 4 del presente allegato (*Allegato 5 - Parte Terza*). In caso di esecuzione di più test di tossicità si consideri il risultato peggiore. Il risultato positivo della prova di tossicità non determina l'applicazione diretta delle sanzioni di cui al titolo V, determina altresì l'obbligo di approfondimento delle indagini analitiche, la ricerca delle cause di tossicità e la loro rimozione.

3. L'impianto di Marotta nello stato di fatto

3.1. Localizzazione territoriale dell'impianto di depurazione

L'area su cui sorge l'impianto di depurazione delle acque reflue urbane di Marotta-Mondolfo, in provincia di Pesaro e Urbino, ha coordinate di latitudine pari a 43°44'57.30"N e di longitudine di 13° 9'59.70"E.

La zona dell'impianto (Figura 3-1) è sita nel Comune di Mondolfo, in località Marotta, in sinistra idrografica del fiume Cesano (il cui argine dista circa 100 metri dal confine E-SE), a circa 400 metri dalla linea di costa. L'area è circondata a Nord dalla SP11 Centocroci, a Nord-Est dalla SS16 Adriatica, a Est e Sud-Est da vegetazione ripariale, a Sud ed Ovest da una superficie agricola. L'accesso all'impianto si trova sulla Strada Provinciale 11 (via Cesanense), a poche decine di metri dall'incrocio con la SS16. Inoltre, l'impianto si trova nei pressi del confine tra le province di Pesaro-Urbino ed Ancona e di quello tra i comuni di Mondolfo e Senigallia.

Figura 3-1 – Localizzazione dell'impianto di depurazione di Marotta

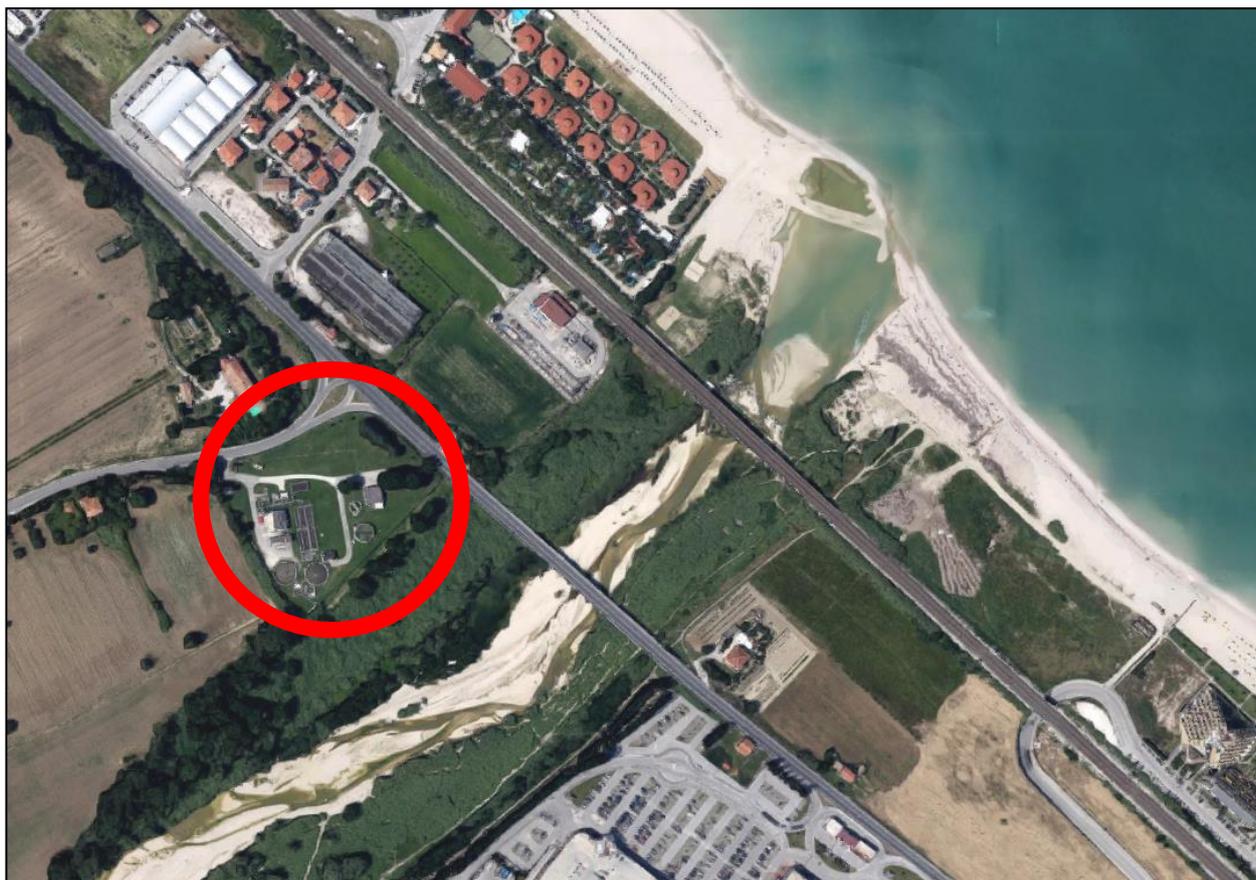
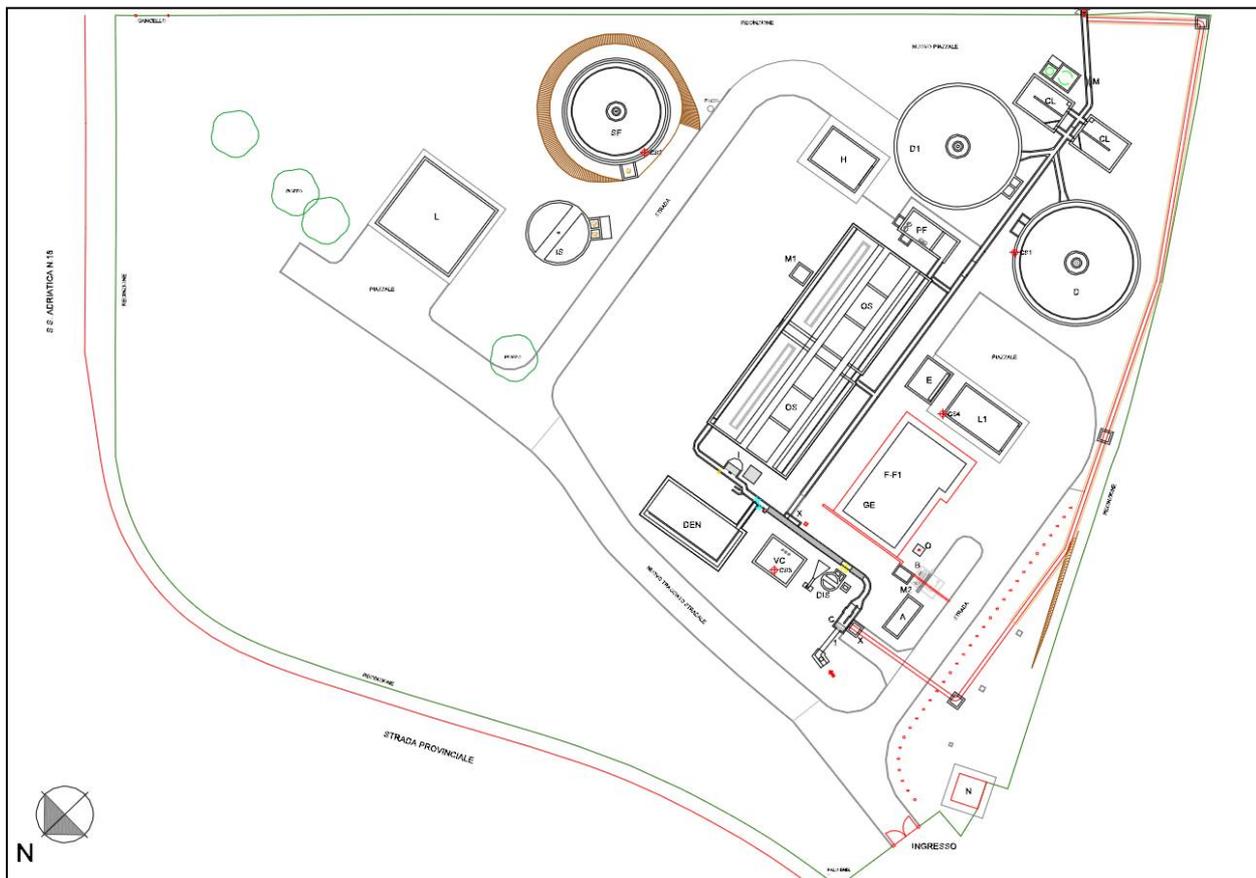


Figura 3-2 – Planimetria dell’impianto di Marotta-Mondolfo



3.2. Filiera di processo esistente

Di seguito viene illustrata e descritta la filiera di processo allo stato attuale dell’impianto di depurazione di Marotta-Mondolfo, con le principali dimensioni delle unità operative e le apparecchiature elettromeccaniche presenti.

La seguente Figura 3-3 riporta lo schema a blocchi della linea acque e della linea fanghi, la cui legenda per la consultazione è riportata di seguito.

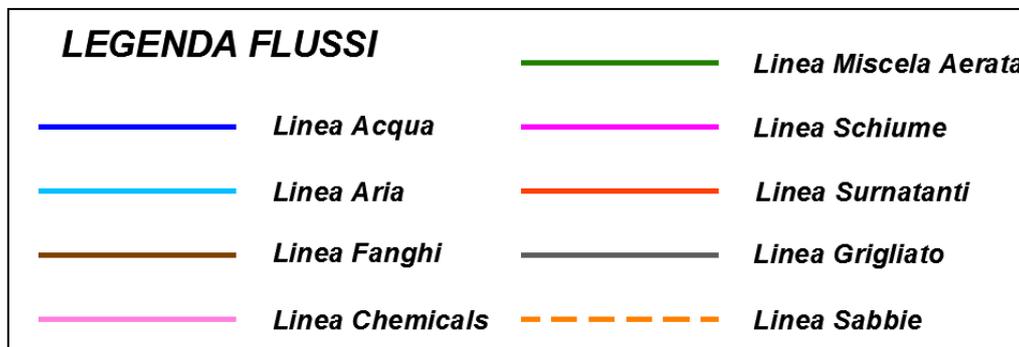
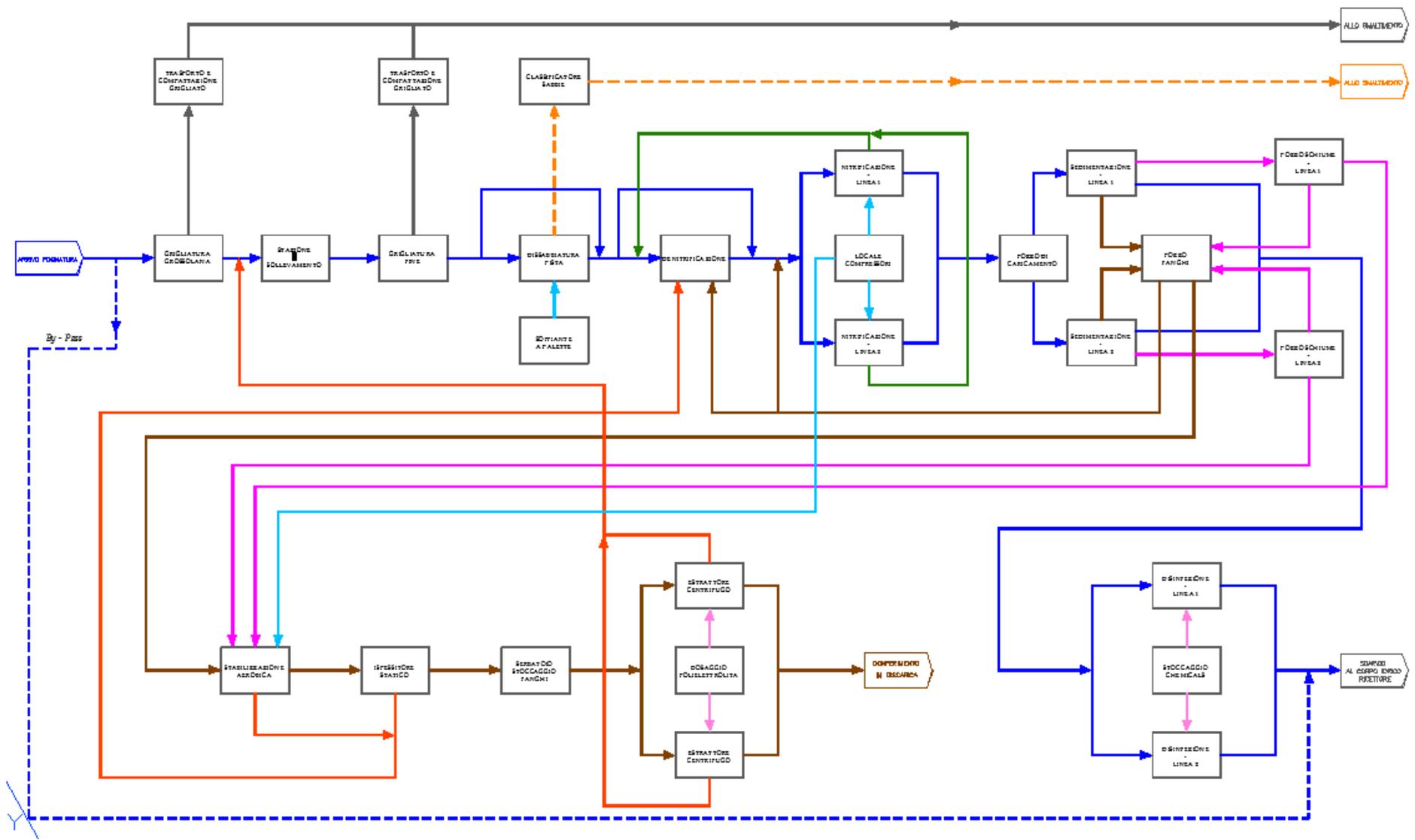


Figura 3-3 – Schema a blocchi dell’impianto di Marotta allo stato di fatto



3.2.1. Il dettaglio della Linea Acque

La linea acque ha la seguente successione di operazioni unitarie:

- Grigliatura grossolana;
- Stazione di sollevamento;
- Grigliatura fine;
- Dissabbiatura;
- Denitrificazione;
- Ossidazione/Nitrificazione;
- Sedimentazione secondaria;
- Disinfezione;

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le principali dimensioni e caratteristiche, sia delle opere civili che delle dotazioni elettromeccaniche.

Il refluo in arrivo all'impianto di depurazione di Marotta raggiunge un canale, suddiviso in due da un setto in calcestruzzo: da una parte è alloggiata una griglia grossolana verticale a pettine a pulizia automatica, mentre dall'altra il flusso viene bloccato e indirizzato verso una finestra in quota per il convogliamento dell'influente al by-pass dell'impianto, nelle condizioni di sovrafflusso idraulico.

Tabella 3-1 - Stato di fatto: Grigliatura grossolana

<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>
Unità di grigliatura	n°	1
Larghezza canale	m	0.8
Altezza canale	m	0.9-1
Modello griglia: MNT 200 - M.A.IND. Srl		
Altezza di scarico da fondo canale	m	1.2
Luce di filtrazione	mm	20-25
Installazione		All'interno di un canale
Potenza	kW	0.75
COMPATTATORE A COCLEA		
Modello: MD 20 – M.A.IND. Srl		
Potenza	kW	1.5

Il materiale grigliato viene inviato tramite un compattatore a coclea ad un big bag per lo smaltimento finale. Il cassone di raccolta del grigliato è dotato di idoneo sistema di chiusura per il contenimento degli odori.

A valle della grigliatura grossolana la larghezza del canale si riduce a 0.5m, ed il liquame prosegue verso la stazione di sollevamento attraverso una tubazione poggiata sul fondo del canale. L'unità operativa di sollevamento possiede dimensioni e dotazioni elettromeccaniche come riportate nella seguente tabella.

Tabella 3-2 - Stato di fatto: Stazione di sollevamento

<u>Voce</u>	<u>UdM</u>	<u>Valore</u>
Lunghezza	m	5.0
Larghezza	m	4.0
Superficie	m ²	20.0
Altezza utile	m	1.5
Altezza totale	m	2.6
Volume di invaso globale	m ³	30.0
<u>POMPE INSTALLATE</u>		
Modello pompe: Flygt 3102.181 Girante 461		
Pompe centrifughe sommerse	n.	3
Portata	m ³ /h	90
Prevalenza massima	m	7
Potenza	kW	3.1
Diametro mandate	DN	100
Diametro collettore	DN	200
<u>SENSORI ONLINE</u>		
Misuratore di livello ultrasonico	n.	1

Il funzionamento delle pompe avviene tramite un segnalatore di livello ultrasonico posto all'interno della stazione di sollevamento e/o tramite galleggianti standard.

Il sollevamento converge il refluo direttamente ad una unità di grigliatura fine a tamburo rotante carterata con caratteristiche di seguito riassunte.

Tabella 3-3 - Stato di fatto: Grigliatura fine

<u>Voce</u>	<u>UdM</u>	<u>Valore</u>
Unità di grigliatura	n°	1
Modello griglia fine: Idrascreen Eco 6218– Veolia water		
Lunghezza elettromeccanica	m	2.3
Larghezza elettromeccanica	m	1.1
Altezza elettromeccanica	m	1.3
Altezza di scarico da piano d'appoggio	m	0.6
Luce di filtrazione	mm	2
Installazione		Su basamenti di carpenteria
Potenza	kW	0.55
<u>COMPATTATORE A COCLEA</u>		
Modello: Idracos spiroress U260 3811		
Potenza	kW	2.2
Diametro camera di compattazione	DN	450

Sulla tubazione di alimentazione della griglia fine è installato un misuratore di portata elettromagnetico. L'unità non è munita di sistema di esclusione per la manutenzione.

Il materiale grigliato viene convogliato tramite un compattatore a coclea ad un big bag per lo smaltimento finale. Il cassone di raccolta del grigliato è dotato di idoneo sistema di chiusura per il contenimento degli odori.

Dopo la grigliatura fine, le acque in arrivo subiscono un processo di dissabbiatura del tipo pista a pale anossico con dimensioni di seguito riportate. Il materiale dissabbiato viene estratto attraverso un sistema air-lift ed inviato ad un classificatore delle sabbie. L'unità è munita di sistema di by-pass con saracinesche di esclusione sulle tubazioni di ingresso e uscita.

Tabella 3-4 - Stato di fatto: Dissabbiatura

<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>
Unità di dissabbiatura	n°	1
Diametro interno	m	2.0
Altezza totale manufatto	m	3.1
Battente	m	2.1
Volume	m3	6.6
Dissabbiatore a pale anossico	kW	1.1
<u>COMPRESSORE DISSABBIATURA</u>		
Soffiante a palette Mapro international CL 420-6B0 HS	n.	1
Potenza	kW	2.2
Pressione	mbar	400
<u>CLASSIFICATORE SABBIE</u>		
Potenza	kW	0.55
Air lift	DN	80

A valle della dissabbiatura il liquame giunge alla vasca di denitrificazione.

L'alimentazione avviene attraverso un canale, nel quale sversa la tubazione di uscita del dissabbiatore. L'unità è escludibile attraverso il sistema di saracinesche presenti sulla tubazione di alimentazione, che ha uno stacco di ingresso al canale che porta direttamente alle vasche biologiche di ossidazione/nitrificazione.

Di seguito si riportano le principali dimensioni dell'operazione unitaria in oggetto.

Tabella 3-5 - Stato di fatto: Denitrificazione

<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>
Numero di linee	N°	1
Lunghezza	m	12
Larghezza	m	5.6
Superficie	m2	67.2
Battente	m	4
Altezza totale	m	4.9
Volume utile	m3	269

ELETTROMISCELATORE INSTALLATO		
Numero	N°	1
Potenza	kW	1.8

Dalla vasca di denitrificazione, con deflusso a canale, il refluo raggiunge le vasche di ossidazione/nitrificazione, configurate come due linee parallele.

Il flusso in ingresso passa attraverso delle finestre ricavate lungo il canale di alimentazione e dopo averle percorse trasversalmente, stramazza in un canale di uscita, che convoglia i liquami in un pozzo intermedio di caricamento ai due sedimentatori secondari.

All'interno di ogni reattore sono presenti due setti in direzione ortogonale al lato lungo ed un setto obliquo in direzione ortogonale al lato corto, munito di apposite finestre per il passaggio dei liquami verso la soglia effluente.

Si rimanda all'elaborato grafico per il dettaglio architettonico.

La tabella seguente illustra le principali caratteristiche delle vasche biologiche.

Tabella 3-6 - Stato di fatto: Ossidazione/Nitrificazione

<u>Voce</u>	<u>UdM</u>	<u>Valore</u>
Numero linee	n°	2
Lunghezza per linea	m	15
Larghezza per linea	m	12
Superficie per linea	m ²	180
Battente	m	4.5
Volume utile per linea	m ³	810
Volume utile TOTALE	m ³	1620
Altezza totale	m	5.0
<u>DIFFUSORI POROSI</u>		
Numero per linea	N°	162
Numero calate per linea	N°	2
Diametro calata	DN	200
<u>POMPE MISCELA AERATA PER LINEA</u>		
Numero	N°	1
Potenza	kW	4
<u>COMPRESSORI a servizio del processo</u>		
Robuschi ROBOX S 85/3P	N°	1
Prevalenza	mbar	450
Portata	m ³ /h	1664
Potenza	kW	37
Giri motore	Rpm	2629
Inverter		Si
Range di lavoro in esercizio	Hz	23-32
Robuschi ROBOX ES 85/3P	N°	1
Prevalenza	mbar	430
Portata	m ³ /h	1622
Potenza	kW	37
Giri motore	Rpm	2629

Inverter		Si
Range di lavoro in esercizio	Hz	23-32
<u>SERVOVENTILATORE</u>		
Numero	N°	2
Potenza	kW	0.18
<u>VENTILATORE CABINA</u>		
Numero	N°	2
Potenza	kW	0.26

L'impianto presenta quindi una volumetria totale del processo biologico pari a 269 m³ di denitrificazione e 1620 m³ di ossidazione (810 m³ per vasca).

Una volta attraversato il canale di uscita delle vasche, il liquame raggiunge un pozzo di caricamento dei secondari. Al suo interno, attraverso delle valvole telescopiche, la portata si divide alimentando separatamente i due sedimentatori secondari.

I sedimentatori sono dotati di carroponte a trazione periferica sul quale sono installati un misuratore di livello e un misuratore di solidi.

I fanghi da entrambi i sedimentatori raggiungono un unico pozzo di accumulo, in cui sono presenti globalmente 4 tra pompe di ricircolo e di supero biologico. La configurazione del piping e delle valvole permette i ricircoli del fango attraverso n° 3 pompe, mentre i fanghi di supero biologico vengono estratti tramite n° 2 pompe. Da ciò è desumibile che una delle pompe presenti nel pozzo ha la flessibilità di mandare i fanghi in entrambe le direzioni, in funzione della necessità gestionale.

Ognuno dei sedimentatori è dotato di sistema scum-box di allontanamento delle schiume flottanti e di pozzo di raccolta delle stesse, in cui sono installate una pompa di rilancio ed un elettromiscelatore. È prevista la doppia possibilità di sollevare le schiume al pozzo fanghi oppure direttamente alla linea fanghi.

Di seguito vengono indicate le principale caratteristiche dimensionali, quindi le forniture elettromeccaniche, compreso il pozzo fanghi.

Tabella 3-7 Stato di fatto: Sedimentatori secondari e pozzo fanghi ricircolo/supero

<u>Voce</u>	<u>UdM</u>	<u>Valore</u>
<u>SEDIMENTATORI SECONDARI</u>		
Numero	n°	2
Diametro utile	m	14.7
Battente cilindro	m	3.0
Superficie utile individuale	m ²	170
Volume utile individuale	m ³	509
Volume utile TOTALE	m ³	1018
<u>Dotazioni per ciascun sedimentatore</u>		
<u>CARROPONTE</u>		

Carroponte radiale a trazione periferica	N°	1
Potenza	kW	0.75
<u>SENSORI ON LINE</u>		
Sonda solidi sospesi	N°	1
Misuratore ultrasonico di livello	N°	1
<u>POZZO SCHIUME</u>		
Numero	n°	1
Profondità totale pozzo	m	2.5-4.0
<u>ELETTROMISCELATORE</u>		
Numero	n°	1
Potenza	kW	1.9
<u>POMPA SCHIUME</u>		
Numero	n°	1
Potenza	kW	2.3
<i>Dotazioni per entrambi i sedimentatori</i>		
<u>POZZO RICIRCOLO - SUPERO</u>		
Numero	n°	1
Lunghezza	m	3.0
Larghezza	m	4.8
Altezza utile	m	4.0
<u>POMPA RICIRCOLO /SUPERO</u>		
Modello pompe: ABS XFP100C-CB1.2 PE29/4-C50EX		
Numero	n°	4
Portata	m3/h	90-100
Potenza	kW	3.4-3.4-3.4-5.5
<u>SENSORI ON LINE</u>		
Misuratore di portata sul ricircolo	N°	2
Misuratore di portata sul supero	N°	1

L'effluente chiarificato dai sedimentatori secondari defluisce attraverso dei canali alle due vasche di disinfezione, effettuata sia con acido peracetico che con ipoclorito di sodio.

Il canale di uscita della disinfezione è munito di misuratore di portata a livello ultrasonico accompagnato ad un profilo di lettura di tipo "khafagi venturi".

A valle del misuratore l'impianto presenta un campionatore automatico, installato a monte della tubazione di by-pass. I due flussi sversano al corpo idrico ricettore, il fiume Cesano.

Nella seguente tabella vengono riassunte le principali caratteristiche della disinfezione.

Tabella 3-8 - Stato di fatto: Disinfezione

<u>Voce</u>	<u>UdM</u>	<u>Valore</u>
Numero di linee	N°	2
Lunghezza per linea	m	6.0
Larghezza per linea	m	4.2
Superficie per linea	m2	25.2
Battente	m	2.0
Volume utile per linea	m3	50.4
Volume utile TOTALE	m3	100.8
Altezza totale	m	3.0

POMPE DOSATRICI		
Modello pompe: Seko Tekna Evo AKL 603		
Ipoclorito di sodio	N°	2
Acido peracetico	N°	1
Potenza	kW	0.08
Portata	l/h	0-10
Prevalenza	bar	2

3.2.2. Il dettaglio della Linea Fanghi

La linea fanghi prevede la seguente filiera di processo:

- Stabilizzazione aerobica;
- Ispessimento statico;
- Disidratazione;

Il fango di estrazione di supero biologico viene inviato dal pozzo fanghi al manufatto circolare di stabilizzazione.

La stabilizzazione risulta attrezzata di rete di diffusione aria e compressore dedicato posizionato nello stesso manufatto a servizio dei compressori del biologico.

La stabilizzazione ad oggi risulta in buono stato di conservazione in termini di opere strutturali mentre si denota la necessità di provvedere alla sostituzione del sistema di diffusione aria.

Di seguito vengono elencate le principali caratteristiche dell'operazione unitaria della stabilizzazione aerobica.

Tabella 3-9 - Stato di fatto: Stabilizzazione aerobica

<u>Voce</u>	<u>UdM</u>	<u>Valore</u>
Numero linee	N°	1
Diametro utile	m	13.0
Raggio utile	m	6.5
Superficie	m ²	132.7
Battente	m	5.2
Volume utile	m ³	690.2
Altezza totale	m	5.5
POMPE SCARICO FANGHI		
Tipologia: all'asciutto con attuatore a ghigliottina		
Potenza	kW	4
COMPRESSORE a servizio del processo		
Robuschi ROBOX ES 65/2P-RVP80	N°	1
Prevalenza	mbar	650
Portata	m ³ /h	605
Potenza	kW	18
Giri motore	Rpm	2350
VENTILATORE CABINA		
Numero	N°	1
Potenza	kW	0.26

Il fango stabilizzato può confluire all'ispessitore statico per gravità o con l'utilizzo della pompa con motore all'asciutto nel caso si voglia procedere al completo svuotamento.

Le acque madri invece, vengono inviate al pozzetto di raccolta dei surnatanti, ricavato nell'ispessitore statico, attraverso una condotta utilizzata anche come troppo pieno della vasca di stabilizzazione.

L'ispessitore è dotato di due pozzi adiacenti e separati, dove sono installate la pompa di rilancio dei surnatanti sollevati in testa alla denitrificazione e la pompa di scarico dei fanghi ispessiti, sollevati ad un serbatoio in PRFV a fondo piano (di circa 5m³), posizionato all'interno del locale disidratazione.

Tabella 3-10 - Stato di fatto: Ispessitore statico

<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>
Numero linee	N°	1
Diametro utile	m	8.0
Raggio utile	m	4.0
Superficie	m ²	39.6
Battente	m	2.7
Volume utile	m ³	104.9
Altezza totale	m	4.5
<u>CARROPONTE</u>		
Carroponte diametrale a picchetti a trazione centrale	N°	1
Potenza	kW	0.75
<u>POMPA SCARICO FANGHI ISPESSITI</u>		
Modello: ABS AS0840.128-S17/2		
Numero	N°	1
Potenza	kW	2.5
<u>POMPA RILANCIO SURNATANTI</u>		
Modello: ABS AS0840.128-S17/2		
Numero	N°	1
Potenza	kW	4

Il serbatoio viene utilizzato come bacino di carico e di aspirazione delle pompe monovite di alimentazione degli estrattori centrifughi.

Nella seguente tabella vengono riassunte le principali caratteristiche della disidratazione.

Tabella 3-11 - Stato di fatto: Disidratazione

<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>
<u>ESTRATTORE CENTRIFUGO</u>		
Tipologia: Peralisi 600RS	N°	2
Portata	m ³ /h	18
Potenza cadauna macchina	kW	11
<u>POMPE MONOVITE ALIMENTAZIONE FANGHI</u>		
Cadauna macchina	N°	1

Portata	m ³ /h	2-8.5
Potenza	kW	2.2
<u>STAZIONE POLIELETTROLITA</u>		
Numero	N°	1
Numero elettromiscelatori	N°	3
Potenza singolo elettromiscelatore	kW	0.37
Numero pompe emulsione	N°	1
Potenza pompa emulsione	kW	1.5
Potenza totale	kW	2.61
<u>POMPA MONOVITE DOSAGGIO POLIELETTROLITA</u>		
Numero cadauna macchina	N°	1
Portata	l/h	200-1600
Potenza	kW	0.75
<u>COCLEA TRASPORTATRICE</u>		
Numero	N°	1
Potenza	kW	1.1
Diametro	mm	200
Lunghezza	m	1.5
<u>ELEVATORE FANGHI</u>		
Numero	N°	1
Potenza	kW	2.6
Diametro	mm	200
Lunghezza	m	5.0
Inclinazione	°	30
Altezza di scarico	m	2.3
<u>POMPA RILANCIO SURNATANTI</u>		
Numero	N°	1
Potenza	kW	2.2

I surnatanti vengono convogliati in un pozzetto in cui si uniscono alle acque di scolo della grigliatura fine e rilanciati con una pompa all'interno del canale a valle della grigliatura grossolana.

3.3. Analisi dei dati di gestione dello stato di fatto

La composizione chimica dei liquami all'ingresso impianto è uno dei fattori principali, assieme alla portata, che condizionano l'efficienza dell'intero impianto e permettono attraverso analisi statistiche delle tabelle di marcia, una disamina del funzionamento attuale onde poter calibrare gli interventi di adeguamento.

Grazie alla collaborazione con ASET S.p.A., sono stati recuperati i dati di gestione dell'impianto di Marotta per gli anni 2014 e 2015 in termini di caratterizzazione chimico – fisica del refluo influente ed in termini di carichi idraulici in ingresso all'impianto.

Inoltre, dall'analisi dei dati pluviometrici della vicina stazione pluviometrica Marotta Cesano (n° sensore 2645), è stato possibile escludere i campionamenti condotti in regime umido e condurre elaborazioni solo con le analisi in regime secco certo.

Nelle seguenti figure è possibile osservare l'andamento delle portate in arrivo all'impianto di Marotta per gli anni 2014 e 2015, sia in regime secco+umido sia in solo periodo secco.

Figura 3-4 – Portata in ingresso all’impianto in regime secco + umido anni 2014-2015

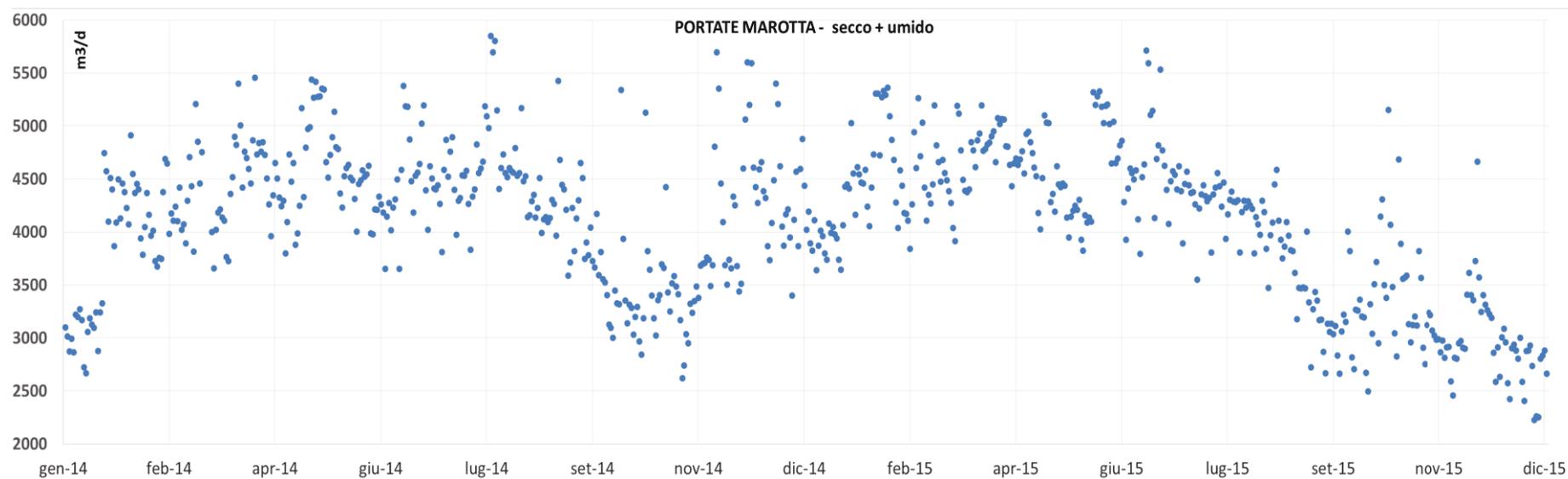
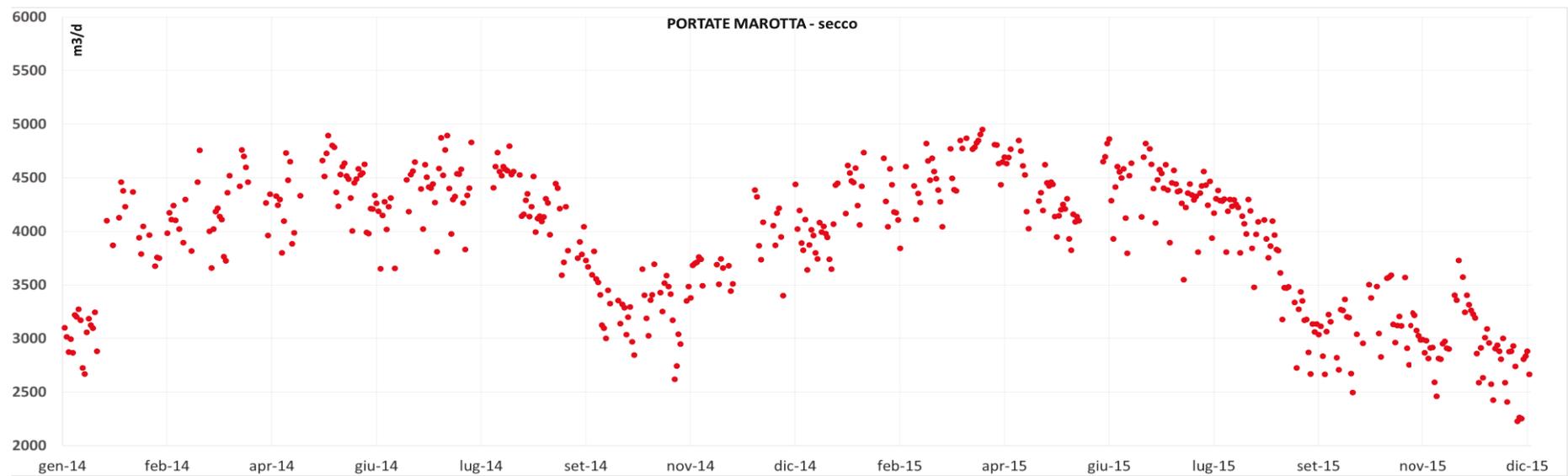


Figura 3-5 – Portata in ingresso all'impianto in regime secco anni 2014-2015



Le concentrazioni dei principali macroinquinanti influenti l'impianto di depurazione vengono di seguito riassunte come media di periodo in regime secco certo.

Tabella 3-12 - Caratterizzazione dei flussi influenti medi anni 2014-2015

CARATTERIZZAZIONE INFLUENTE			
		Anno 2014	Anno 2015
Portata influente in tempo secco	m3/d	3982	3837
Portata influente in regime secco e umido	m3/d	4210	4020
COD	mg/l	293.4	272.6
Ntot	mg/l	29.0	33.5
Ptot	mg/l	4.1	3.8
TSS	mg/l	163.5	163.2
BOD5	mg/l	116.2	102.4

Dal momento che i rapporti caratteristici sono estremamente significativi per comprendere le potenzialità dell'impianto, di seguito si riportano gli approfondimenti eseguiti in termini di valori medi annuali e di 50esimo percentile.

Tabella 3-13 – Media dei principali rapporti caratteristici: anni 2014-2015

CARATTERIZZAZIONE INFLUENTE		
	Anno 2014	Anno 2015
COD/Ntot	10.4	8.6
COD/TSS	2.2	1.8
BOD5/Ntot	4.3	3.4

Tabella 3-14 – 50esimo percentile dei principali rapporti caratteristici: anni 2014-2015

CARATTERIZZAZIONE INFLUENTE		
	Anno 2014	Anno 2015
COD/Ntot	9.0	7.1
COD/TSS	2.1	1.6
BOD5/Ntot	4.3	2.9

Si osserva, quindi, che il rapporto COD/Ntot maggiore di 8.0 insieme ad un rapporto BOD5/Ntot prossimo a 4, sono idonei per raggiungere buone prestazioni nella rimozione biologica dell'azoto.

Per una maggior indagine sui macroinquinanti influenti, le seguenti figure mostrano l'andamento medio mensile dei rapporti COD/Ntot e BOD5/Ntot nei liquami in arrivo per gli anni 2014 e 2015 in solo periodo secco.

Le elaborazioni mettono in evidenza che, per la maggior parte dell'anno, il contenuto influente dei singoli nutrienti è appropriato e tale da garantire buone prestazioni nella rimozione

biologica dell'azoto; si riscontrano, infatti, rapporti equilibrati di COD/Ntot (valori prossimi a 10) e di BOD5/Ntot (valori prossimi a 5). Sporadicamente i rapporti scendono al di sotto di soglie critiche.

Il liquame influente, quindi, assicura la disponibilità di substrato organico necessario al processo di denitrificazione operato da una biomassa eterotrofa in condizioni anossiche.

Figura 3-6 Rapporto COD/Ntot anni 2014 e 2015

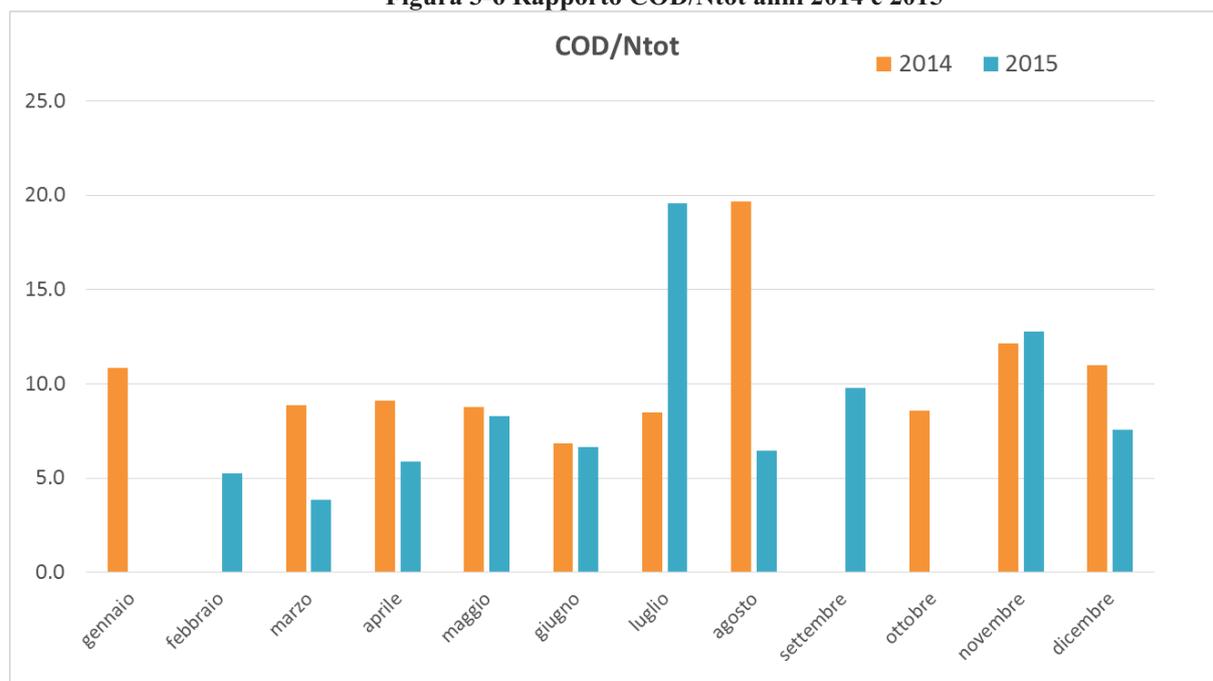
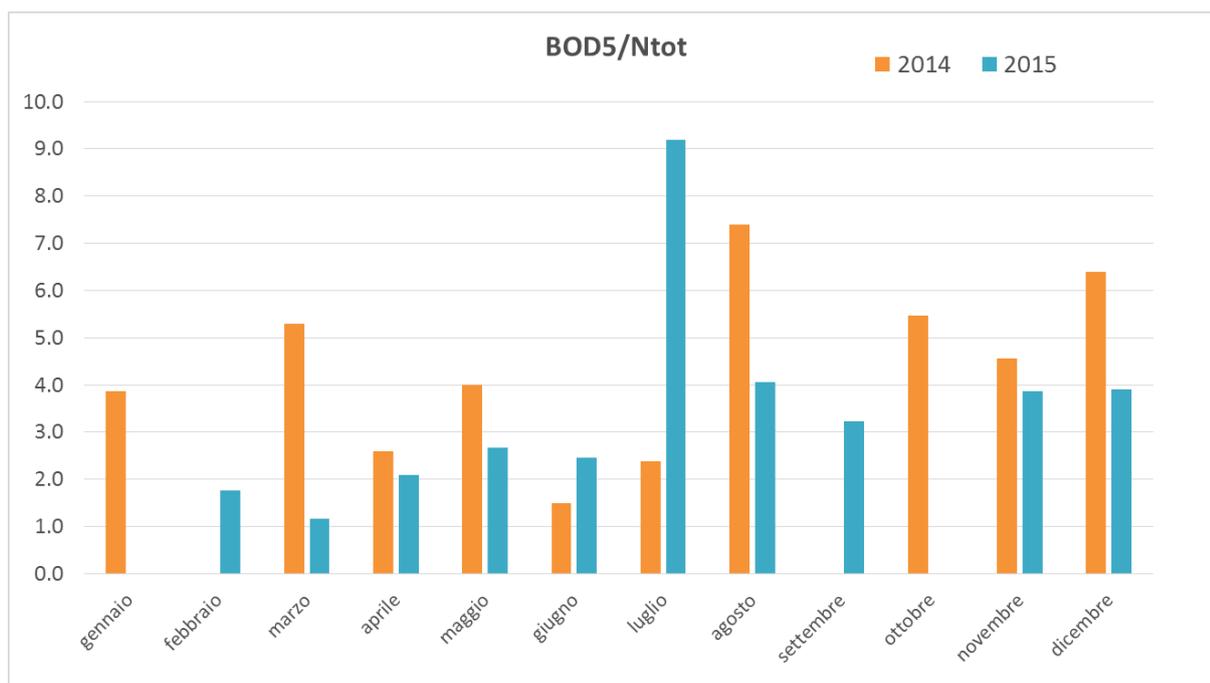


Figura 3-7 Rapporto BOD5/Ntot anni 2014 e 2015



Analizzati i carichi idraulici e le concentrazioni è possibile definire gli effettivi carichi di massa influenti di COD, di azoto totale e dei restanti macroinquinanti.

L'arco temporale di riferimento è il medesimo periodo sin qui considerato.

Tabella 3-15 - Carichi di massa influenti medi anni 2014-2015

CARATTERIZZAZIONE INFLUENTE			
		Anno 2014	Anno 2015
COD	kg/d	1258	1080
Ntot	kg/d	123	132
Ptot	kg/d	16.0	14.6
TSS	kg/d	710	652
BOD5	kg/d	488	405

Alla luce dell'analisi dei carichi di massa influenti, è possibile valutare la popolazione effettivamente servita dagli impianti in oggetto (Tabella 3-16). Le valutazioni che seguono sono state effettuate assumendo i seguenti fattori di carico unitari:

- Fcu base COD = 105 g/AE d
- Fcu base Ntot = 12 g/AE d

Tabella 3-16 - Potenzialità su base COD e Ntot anni 2014-2015

CARATTERIZZAZIONE INFLUENTE			
		Anno 2014	Anno 2015
Potenzialità base COD	AE	11.978	10.282
Potenzialità base Ntot	AE	10.220	11.035

Sulla base delle elaborazioni di cui sopra possono essere fatte le seguenti osservazioni:

- Il liquame in arrivo dalla rete fognaria non mostra carenze dei principali nutrienti;
- Il carico medio di COD in ingresso è di circa 1200 kg/d mentre il carico di Ntot si attesta a circa 130 kg/d;
- La popolazione su base COD effettivamente servita dal depuratore nello stato di fatto ha subito un leggero decremento tra i due anni probabilmente legata alla crisi produttiva economica;
- La popolazione su base azoto totale effettivamente servita dal depuratore ha subito un leggero incremento tra i due anni probabilmente legata alla maggiore influenza del civile urbano rispetto a dei carichi prettamente industriali;
- Mediamente è possibile assegnare una potenzialità su base COD di 11.000 AE mentre su base azoto totale di 10.000AE.

- Pertanto possiamo con una certa significatività del dato affermare che la popolazione effettivamente servita dal depuratore nello stato di fatto risulta leggermente superiore a 10.000 AE.

Come illustrato nella seguente tabella, dall'elaborazione dei dati dei flussi idraulici forniti dalla Stazione Appaltante è stato possibile effettuare il calcolo della potenzialità idraulica, utilizzando una dotazione idrica pro-capite pari a 250 L/AE d ed un coefficiente di sversamento in rete fognaria pari a 0,8.

Tabella 3-17 - Potenzialità idraulica anni 2014-2015

		Anno 2014	Anno 2015
Potenzialità idraulica	AE	21.342	20.434

Rapportando la potenzialità idraulica con le potenzialità su base massa organica di COD e di Ntot è stato possibile dedurre un valore del coefficiente di infiltrazione pari a 2,0. Questo valore risulta, in linea con le indicazioni storiche che il gestore aveva comunicato e superiore ai valori tradizionali. In relazione ai dati di gestione e alle potenzialità appena illustrate vengono ricavati e riportati nelle successive tabelle, i dati base progetto relativi allo stato di fatto dell'impianto di Marotta.

Tabella 3-18 - Dati a base progetto dello stato di fatto

AE totali Stato di Fatto	AE	10.000		
D.I.	l/AE d	250		
ALFA		0.8		
Portata media nera teorica [Qmn teorica]	m3/d	2000	m3/h	83
Coefficiente infiltrazione globale		2.0		
Portata di infiltrazione	m3/d	2000	m3/h	83
Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]	m3/d	4000	m3/h	167
Coefficiente di punta secca		1.5		
Portata di punta secca teorica			m3/h	125
Portata di infiltrazione			m3/h	83
Portata di punta secca effettiva [Qps effettiva]			m3/h	208
Coefficiente di massimo afflusso in rete da PTA		4		
Portata massima pretrattamenti			m3/h	333
Portata di infiltrazione			m3/h	83
Portata massima ingresso impianto [Qmax in]			m3/h	417
Coefficiente di massimo afflusso al biologico da PTA		2.5		
Portata massima al biologico			m3/h	208
Portata di infiltrazione			m3/h	83
Portata massima al biologico con infiltrazione [Qmaxbio]			m3/h	292

3.4. Verifiche dimensionali

Si procede per una completa disamina dello stato di fatto e per calibrare gli interventi di progetto con la verifica dimensionale delle seguenti unità operative: processo biologico, sedimentazione secondaria e disinfezione.

Processo biologico

Tabella 3-19 - Verifiche dimensionali del processo biologico

Voce	UdM	Valore
Volume TOTALE BIOLOGICO ESISTENTE	m3	1620
Potenzialità Impianto	AE	10.000
Qmn effettiva	m3/h	167
	m3/d	4000
Qps effettiva	m3/h	208
Qmax bio effettiva	m3/h	292
Volumetria specifica	L/AE	162
HRT nominale alla Qmn effettiva	h	9.7
HRT nominale alla Qps effettiva	h	7.8
HRT nominale alla Qmax biologico	h	5.5

Sedimentazione secondaria

Tabella 3-20 - Verifiche dimensionali della sedimentazione secondaria

Voce	UdM	Valore
Superficie totale di sedimentazione	m2	339
Carico idraulico superficiale alla Qmn effettiva	m3/m2/h	0.49
Carico idraulico superficiale alla Qps effettiva	m3/m2/h	0.61
Carico idraulico superficiale alla Qmax BIO effettiva	m3/m2/h	0.86

Disinfezione

Tabella 3-21 - Verifiche dimensionali della disinfezione finale

Voce	UdM	Valore
Volume UTILE TOTALE DISINFEZIONE ESISTENTE	m3	97.2
Qmn effettiva	m3/h	167
Qmax BIO effettiva	m3/h	292
HRT alla Qmn effettiva	min	34.9
HRT alla Qmax biologico	min	20.0

Le verifiche dimensionali, effettuate rispetto alle portate attualmente afferenti all'impianto, unitamente alla disamina dello stato di fatto, permettono di trarre le seguenti conclusioni:

- Le pompe del sollevamento risultano al limite di funzionamento, poiché la portata massima al biologico risulta maggiore della somma delle portate sollevabili;
- La mancanza di un ripartitore di portata alle linee biologiche non garantisce una corretta ripartizione idraulica in ingresso ad ogni reattore;

- Il processo biologico è composto da una volumetria totale di 1620 m³, risultando ampiamente sufficiente a trattare la potenzialità corrente di 10.000 AE, avendo una volumetria specifica di circa 160 L/AE, sebbene si registra l'assenza di un sistema di controllo automatico per ottimizzare le prestazioni;
- Si osserva la mancanza di un sistema di ripartizione delle portate ai sedimentatori secondari, il cui flusso in ingresso è regolato manualmente attraverso le valvole telescopiche nel pozzo in uscita dal biologico;
- La sedimentazione secondaria è realizzata in n.2 linee tramite due sedimentatori circolari. Il carico idraulico superficiale risulta leggermente superiore con i valori di letteratura, in riferimento alla portata massima trattata dal biologico;
- La mancanza di un pozzo fanghi dedicato per ciascun sedimentatore secondario non assicura una equilibrata estrazione dei fanghi tra i due bacini;
- Il tempo di ritenzione idraulica (HRT) per la disinfezione, risulta limitato per garantire i limiti allo scarico, tanto che il dosaggio avviene nelle canalette effluenti dei sedimentatori.

In conclusione, alla luce delle considerazioni di cui sopra, appare chiaro che l'aumento di potenzialità dell'impianto richiederà interventi di potenziamento e/o adeguamento delle sopra citate operazioni unitarie, con l'obiettivo di ottimizzare la gestione dei processi, contenere i consumi energetici e ridurre i costi di manodopera, procedendo all'installazione delle migliori tecnologie disponibili.

4. L'impianto di Marotta nello stato di progetto

4.1. La strategia progettuale adottata

Di seguito vengono illustrate le scelte progettuali avanzate dal progettista e la metodologia utilizzata per la definizione dei dati a base progetto dello stato riformato dell'impianto di depurazione di Marotta.

La scelta dei dati a base progetto relativi allo stato di progetto futuro è correlata all'analisi dello stato di fatto, la quale ha permesso di:

- Desumere la potenzialità di fatto in AE su base carbonio (COD) e azoto (Ntot);
- Definire il coefficiente di infiltrazione, relativo allo stato di fatto, grazie alle portate effettivamente misurate dalla Stazione Appaltante.

La strategia progettuale adottata per redigere la progettazione definitiva muove dai seguenti assunti:

- **Garantire** una potenzialità di progetto pari a 16.500 AE per soddisfare i nuovi allacci alla rete di pubblica fognatura previsti nel territorio;
- **Rispettare** tutti i vincoli così come ampiamente descritto nello studio di prefattibilità ambientale, oltre che nell'inquadramento territoriale;
- **Organizzare** piano/altimetricamente le opere ed il percorso del piping nell'ottica di non gravare o incidere il meno possibile sulle opere esistenti;
- **Utilizzare** tutte le accortezze progettuali in grado di ottimizzare gli interventi, su richiesta della Stazione Appaltante;
- **Verificare** la funzionalità di tutte le operazioni unitarie esistenti non oggetto di adeguamento, sia a livello di opere civili che di impianti tecnologici, con la nuova portata di progetto afferente all'impianto;
- **Ottimizzare** il funzionamento delle esistenti volumetrie attraverso l'utilizzo di tecnologie più avanzate per la rimozione dei inquinanti;

Dalle considerazioni effettuate sulla base della verifica dimensionale dello stato di fatto ed alla luce della necessità di adeguare il processo di trattamento ad una potenzialità globale di 16.500 AE, di seguito si elencano in sintesi gli interventi oggetto del presente progetto:

- Modificare il sistema di by-pass dell'impianto, garantendo il passaggio di tutta la portata influente attraverso una sezione di abbattimento dei solidi grossolani, rispettando quanto prescritto all'art.43 comma 4 del PTA Marche;

- Adeguare la stazione di sollevamento per garantire il rilancio della nuova portata di progetto, senza modificare il volume di invaso globale esistente;
- Realizzare un ripartitore di portata al processo biologico per assicurare l'invio della corretta portata ad ogni reattore ed inoltre permettere al gestore la doppia configurazione delle vasche biologiche sia in serie sia in parallelo;
- Modificare la direzione del flusso all'interno del reattore biologico in modalità plug-flow, così da migliorare l'efficienza del processo, in relazione alle dimensioni e alla struttura interna della vasca;
- Realizzare un sistema di ripartizione delle portate ai sedimentatori secondari;
- Realizzare un nuovo sedimentatore secondario in modo tale da assicurare un carico idraulico superficiale (Cis) alla nuova portata massima al biologico di $0.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$;
- Realizzare un pozzo fanghi ed un pozzo schiume a servizio della nuova linea di sedimentazione secondaria;
- Adeguare il pozzo fanghi esistente per dotare ogni sedimentatore secondario esistente di un proprio pozzo dedicato munito di pompe di ricircolo e di supero fanghi;
- Realizzare un nuovo volume di disinfezione per aumentare il tempo di contatto dei chemicals disinfettanti con il liquame influente;
- Realizzare un nuovo vano in continuità al locale compressori esistente, all'interno del quale installare la nuova soffiante a servizio del processo biologico ed i quadri elettrici di progetto;
- Realizzare una stazione di stoccaggio e dosaggio dell'agente defosfatante (Cloruro ferrico) per aumentare la rimozione del fosforo nelle vasche biologiche;
- Ottimizzare la rete aria del bacino di stabilizzazione aerobica per aumentare l'efficienza del processo ed ottimizzare la linea fanghi;
- Realizzare un nuovo piazzale asfaltato per permettere ai mezzi di raggiungere la stazione di stoccaggio dei chemicals esistente;
- Realizzare interventi mirati e puntuali al fine di:
 - ✓ Aggiungere flessibilità gestionale al processo (es: by-pass grigliatura fine);
 - ✓ Aumentare il controllo dei processi;
 - ✓ Migliorare la sicurezza all'interno dell'impianto;
 - ✓ Mitigare l'impatto visivo delle nuove opere a ridosso del confine del depuratore.

4.2. I dati a base progetto dello stato di progetto

Nelle seguenti tabelle vengono riepilogati i dati a base progetto dello stato di fatto, dell'ampliamento previsto e quindi dello stato di progetto.

Tabella 4-1: Dati a base progetto dell'impianto di Marotta - Carichi idraulici dello stato di fatto

AE totali Stato di Fatto	AE	10.000		
D.I.	l/AE d	250		
ALFA		0.8		
Portata media nera teorica [Qmn teorica]	m3/d	2000	m3/h	83
Coefficiente infiltrazione globale		2.00		
Portata di infiltrazione	m3/d	2000	m3/h	83
Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]	m3/d	4000	m3/h	167
Coefficiente di punta secca		1.5		
Portata di punta secca teorica			m3/h	125
Portata di infiltrazione			m3/h	83
Portata di punta secca effettiva [Qpunta effettiva]			m3/h	208
Coefficiente di massimo afflusso in rete		4		
Portata massima pretrattamenti			m3/h	333
Portata di infiltrazione			m3/h	83
Portata massima ingresso impianto [Qmax in]			m3/h	417
Coefficiente di massimo afflusso al biologico		2.5		
Portata massima al biologico			m3/h	208
Portata di infiltrazione			m3/h	83
Portata massima al biologico con infiltrazione [Qmaxbio]			m3/h	292

Per in nuovi allacci si considera in previsione della realizzazione delle nuove reti fognarie, un coefficiente di infiltrazione globale da letteratura pari a 1,1.

Tabella 4-2: Dati a base progetto dell'impianto di Marotta - Carichi idraulici dell'ampliamento

AE ampliamento	AE	6.500		
D.I.	l/AE d	250		
ALFA		0.8		
Portata media nera teorica [Qmn teorica]	m3/d	1300	m3/h	54.2
Coefficiente infiltrazione globale		1.10		
Portata di infiltrazione	m3/d	130	m3/h	5.4
Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]	m3/d	1430	m3/h	60
Coefficiente di punta secca		1.5		
Portata di punta secca teorica			m3/h	81
Portata di infiltrazione			m3/h	5.4
Portata di punta secca effettiva [Qpunta effettiva]			m3/h	87
Coefficiente di massimo afflusso in rete		4		

Portata massima pretrattamenti			m3/h	217
Portata di infiltrazione			m3/h	5.4
Portata massima ingresso impianto [Qmax in]			m3/h	222
Coefficiente di massimo afflusso al biologico		2.5		
Portata massima al biologico			m3/h	135
Portata di infiltrazione			m3/h	5.4
Portata massima al biologico con infiltrazione [Qmaxbio]			m3/h	141

I dati a base progetto dello stato di progetto dell'impianto di depurazione di Marotta (Tabella 4-3) sono stati ottenuti sommando i valori dello stato di fatto con i valori dell'ampliamento di cui sopra. Il coefficiente di infiltrazione (pari a 1,6) si è ricavato tramite la *media ponderata* dei valori dello stato di fatto e dell'ampliamento, *rispetto agli AE corrispondenti*.

Tabella 4-3: Dati a base progetto dell'impianto di Marotta - Carichi idraulici dello stato di progetto

AE stato di fatto	AE	10.000		
AE ampliamento	AE	6.500		
AE totali STATO DI PROGETTO	AE	16.500		
D.I.	l/AE d	250		
ALFA		0.8		
Portata media nera teorica [Qmn teorica] in condizioni di secco	m3/d	3300	m3/h	138
Coefficiente infiltrazione globale		1.60		
Portata di infiltrazione	m3/d	2130	m3/h	89
Portata media nera effettiva [Qmn effettiva]	m3/d	5430	m3/h	226
Coefficiente di punta secca		1.5		
Portata di punta secca teorica			m3/h	206
Portata di infiltrazione			m3/h	89
Portata di punta secca effettiva [Qpunta effettiva]			m3/h	295
Coefficiente di massimo afflusso in rete		4		
Portata massima pretrattamenti			m3/h	550
Portata di infiltrazione			m3/h	89
Portata massima ingresso impianto [Qmax in]			m3/h	639
Coefficiente di massimo afflusso al biologico		2.5		
Portata massima al biologico			m3/h	344
Portata di infiltrazione			m3/h	89
Portata massima al biologico con infiltrazione [Qmaxbio]			m3/h	433

Dai carichi idraulici dello stato di progetto della tabella precedente è possibile evidenziare il rapporto tra la portata massima trattabile dall'impianto (Qmaxbio) e la portata media nera teorica (Qmn teorica) in tempo di asciutto afferente all'impianto. Questo rapporto risulta maggiore di 2.5 volte, nel rispetto dell'art.43 delle NTA del PTA Marche.

$$Q_{\max\text{bio}}/Q_{\text{mn teorica}} = 433 / 138 = 3.1$$

Di seguito si ripete il procedimento effettuato per i carichi idraulici per la valutazione dei carichi organici di progetto e pertanto si riportano le concentrazioni e i carichi di massa dei principali macroinquinanti.

Tabella 4-4: Dati a base progetto - Carichi di massa e concentrazioni dello stato di fatto

Fattori di carico unitari			Carichi di massa in ingresso			Concentrazioni in ingresso		
Parametro	u.m.	Valore	Parametro	u.m.	Valore	Parametro	u.m.	Valore
Fcu	gCOD/AE d	105	LCOD	Kg/d	1050	COD	mg/l	262.5
Fcu	gNtot/AE d	12	LNtot	Kg/d	120	Ntot	mg/l	30.0
Fcu	gPtot/AE d	1.8	LPtot	Kg/d	18	Ptot	mg/l	4.5
Fcu	gTSS/AE d	70	LTSS	Kg/d	700	TSS	mg/l	175
Fcu	gBOD5/AE d	60	LBOD5	Kg/d	600	BOD5	mg/l	150

I valori dei carichi di massa di cui sopra, sono stati calcolati tramite i fattori di carichi unitari, ottenendo valori del tutto simili a quelli in Tabella 3-12 e Tabella 3-15 relativi ai dati di gestione degli anni 2014 e 2015.

Tabella 4-5: Dati a base progetto - Carichi di massa dell'ampliamento

Fattori di carico unitari			Carichi di massa in ingresso		
Parametro	u.m.	Valore	Parametro	u.m.	Valore
Fcu	gCOD/AE d	105	LCOD	Kg/d	683
Fcu	gNtot/AE d	12	LNtot	Kg/d	78
Fcu	gPtot/AE d	1.8	LPtot	Kg/d	12
Fcu	gTSS/AE d	70	LTSS	Kg/d	455
Fcu	gBOD5/AE d	60	LBOD5	Kg/d	390

Nella precedente tabella, invece, sono riportati i carichi di massa, relativi ad i nuovi allacci previsti, calcolati tramite i fattori di carico unitari e gli AE dell'ampliamento, ovvero 6.500 AE.

Per concludere la fase di redazione dei dati a base progetto corrispondenti allo stato di progetto dell'impianto di depurazione di Marotta, sono stati sommati i carichi di massa delle tabelle precedenti ed è stato possibile ottenere le rispettive concentrazioni influenti, per tutti i macroinquinanti considerati, utilizzando la portata media nera effettiva giornaliera riportata in Tabella 4-3.

Tabella 4-6: Dati a base progetto - Carichi di massa e concentrazioni dello stato di progetto

Fattori di carico unitari			Carichi di massa in ingresso			Concentrazioni in ingresso		
Parametro	u.m.	Valore	Parametro	u.m.	Valore	Parametro	u.m.	Valore
Fcu	gCOD/AE d	105	LCOD	Kg/d	1733	COD	mg/l	319
Fcu	gNtot/AE d	12	LNtot	Kg/d	198	Ntot	mg/l	36.5
Fcu	gPtot/AE d	1.8	LPtot	Kg/d	30	Ptot	mg/l	5.5
Fcu	gTSS/AE d	70	LTSS	Kg/d	1155	TSS	mg/l	213
Fcu	gBOD5/AE d	60	LBOD5	Kg/d	990	BOD5	mg/l	182

Di seguito le principali considerazioni:

- La **potenzialità di progetto** viene assunta pari a 16.500 AE;
- La **portata media nera teorica in condizione di secco** è calcolata sommando le portate medie teoriche dello stato di fatto e dell'ampliamento, pari a quella che si otterrebbe utilizzando una dotazione idrica per abitante di 250 l/AE d ed un coefficiente di sversamento in rete fognaria è pari a 0,8;
- La **portata media nera effettiva** viene calcolata sommando la portata media nera teorica a quella di infiltrazione, la quale è ottenuta utilizzando un coefficiente di infiltrazione pari a 1,6: questo valore è stato calcolato come media ponderata sugli AE, tra il coefficiente di infiltrazione dello stato di fatto (pari a 2,0) e quello dello stato di progetto (assunto pari a 1,1). Il contributo delle acque parassite deve intendersi come un rumore di fondo da sommare a ciascun regime di carico idraulico influente;
- La **portata di punta secca effettiva** è ottenuta moltiplicando la portata media nera teorica per il coefficiente di punta secca pari a 1,5, sommando il contributo dovuto alle acque parassite;
- La **portata massima influente in impianto** è stata calcolata sulla base dell'art.43 commi 4 e 5 "Reti fognarie miste, acque di prima pioggia e sfioratori di piena delle reti fognarie miste" delle Norme tecniche del Piano di Tutela delle Acque delle Marche (cap.2);
- La **portata massima da trattare al biologico** è stata calcolata sulla base dell'art. 43 comma 5 "Reti fognarie miste, acque di prima pioggia e sfioratori di piena delle reti fognarie miste" delle Norme tecniche del Piano di Tutela delle Acque delle Marche, nel quale si evince quale sia la portata da trattare all'interno degli impianti di depurazione, ovvero moltiplicando la portata media nera teorica in condizione di secco per il coefficiente 2,5 e sommando il contributo dovuto alle acque parassite;

- **I carichi di massa** sono stati calcolati sommando i carichi di massa dello stato di fatto con quelli previsti nell'ampliamento;
- **Le concentrazioni** dello stato di progetto sono state ricavate dai carichi di massa e dalla portata media nera effettiva (Tabella 4-6).

4.3. La filiera di processo dello stato di progetto

L'ottimizzazione del funzionamento dell'intero impianto di Marotta e l'adozione di processi depurativi avanzati gestiti da sistemi di controllo automatico, consentiranno di adeguare la filiera di trattamento della linea acque e al carico relativo alla potenzialità nominale di 16.500 AE, nonché un sostanziale miglioramento della capacità depurativa dell'intera filiera, con positive ricadute sugli impatti generati dall'impianto sul corpo ricettore.

Di seguito viene riepilogata la nuova filiera di processo delle operazioni unitarie divise per linea acque e linea fanghi.

Tabella 4-7: Filiera di processo

	<i>O.U.</i>	<i>Numero di linee</i>	<i>Note di progetto</i>
<u>Linea Acque</u>	Grigliatura grossolana	1	Precedente al nuovo scolmatore dei sovrarafflussi
	Compattazione grigliato	1	
	Scolmatore per by-pass impianto	1	Qby-pass = l'eccedente la 2,5Q _{mn}
	Sollevamento impianto	1	Adegumento delle elettromeccaniche
	Grigliatura fine	1	Realizzazione del sistema di by pass per le manutenzioni
	Compattazione grigliato	1	
	Dissabbiatura	1	
	Classificazione sabbie	1	
	Processo biologico a cicli alternati	1-2*	* linee pari a 1 nella configurazione in serie; linee pari a 2 nella configurazione in parallelo;
	Sedimentazione secondaria	3	n.1 sedimentatore nuovo
	Pozzo fanghi	3	n.1 pozzo nuovo e separazione in 2 pozzi fanghi dell'esistente
	Pozzo schiume	3	n.1 pozzo nuovo
Disinfezione	2	Volumetria ampliata	
<u>Linea Fanghi</u>	Stabilizzazione aerobica	1	Ottimizzazione della rete di diffusione aria
	Post-ispessimento	1	
	Serbatoio accumulo	1	
	Disidratazione meccanica	2	
<u>Locali</u>	Locale compressori e quadri elettrici	1	Ampliamento locale esistente

*doppia configurazione

4.4. Il dettaglio degli interventi in linea acque

4.4.1. La grigliatura grossolana

Per quanto riguarda la sezione di grigliatura grossolana, l'intervento di adeguamento prevede la chiusura definitiva del foro di by-pass esistente, in maniera tale da far transitare tutta la portata influente all'interno della griglia grossolana, nel pieno rispetto delle norme del PTA Marche.

A valle della grigliatura grossolana verrà realizzato uno sfioratore laterale dei sovrafflussi idraulici presidiato da una paratoia regolabile manualmente della tipologia a stramazzo, in comunicazione con un nuovo pozzetto da raccordare alla tubazione di by-pass esistente.

L'intervento, pertanto, garantirà l'abbattimento completo dei solidi grossolani presenti nel liquame in arrivo all'impianto, il quale poi in condizione di pioggia verrà limitato alla portata massima trattabile dal biologico (vedi Tabella 4.3) scolmando l'eccedenza direttamente nel by pass.

Di seguito si riportano le caratteristiche dimensionali ed un riepilogo del dimensionamento della sezione di grigliatura grossolana e di sfioro delle portate.

Tabella 4-8: Stato di Progetto: grigliatura grossolana e sfioratore per sovrafflussi

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media nera effettiva	m ³ /h	226
Portata di punta secca effettiva	m ³ /h	295
Portata massima al biologico	m ³ /h	433
Portata massima alla grigliatura grossolana	m ³ /h	639
Grigliatura grossolana		
Numero di linee	N°	1
Tipologia		Pulziia Automatica a pettine
Portata griglia	m ³ /h	639
Larghezza canale	m	0.8
Altezza canale	m	0.9-1
Altezza di scarico grigliato da fondo canale	m	1.2
Portata massima trattata	m ³ /h	639
Tirante massimo nel canale	m	0.6
Luce di filtrazione	mm	20-25
Produzione specifica grigliato	Kg/1000 m ³	10
Portata trattata mensile	m ³ /mese	177750
Carico di massa del grigliato	Kg/mese	1778
Densità del grigliato	Kg/l	1.1
Volume grigliato	l/mese	1616
Cassone raccolta grigliato	m ³	1.5
Autonomia cassone	d	28
Sfioratore delle portate		

Lunghezza soglia dello sfioratore	m	0.8
Altezza canale	m	0.9
Tipologia paratoia	A stramazzo	Azionamento manuale
Larghezza interna pozzo	m	0.8
Lunghezza interna pozzo	m	0.8
Tirante sopra soglia sottile alla portata di 2.5 Q _{mn}	cm	13
Tirante sopra soglia sottile alla portata di (4-2.5) Q _{mn}	cm	11

4.4.2. Il sollevamento impianto

Lo stato di progetto dell'impianto di Marotta prevede l'adeguamento dell'unità di sollevamento acque: questo intervento prevede l'installazione delle forniture elettromeccaniche necessarie per sollevare la portata massima al biologico, così come richiesto dalle Norme tecniche del Piano di Tutela delle Acque ed indicato nei dati a base progetto di cui alla precedente Tabella 4-3. In particolare, si prevede la parziale demolizione della soletta in calcestruzzo, aumentando così la dimensione del foro di alloggio delle pompe per garantire l'estrazione delle stesse in caso di manutenzione. Di conseguenza sarà necessario spostare e ripristinare il parapetto a protezione del foro stesso.

Per quanto concerne il piping, oltre alla sostituzione delle mandate delle pompe, si è deciso di cambiare l'intera tubazione di alimentazione della successiva griglia fine, mantenendo una velocità del flusso adeguata e perdite di carico non troppo eccessive.

Di seguito si riporta una tabella riportante il riepilogo dimensionale dell'operazione unitaria in oggetto.

Tabella 4-9: Stato di progetto: stazione di sollevamento

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media da sollevare	m ³ /h	226
Portata di punta secca da sollevare	m ³ /h	295
Portata massima da sollevare	m ³ /h	433
Numero di pompe attive	N°	3
Numero di pompe di riserva	N°	1
Portata cadauna pompa	m ³ /h	150
Accensioni ora garantite per pompa	N/h	6
Tempo di ciclo	h	0.17
<i>Funzionamento stazione di sollevamento: Attacchi-stacchi progressivi</i>		
Volume di invaso globale teorico	m ³	30
Lunghezza	m	5.0
Larghezza	m	4.0
Altezza utile di lavoro (intradosso arrivo influente)	m	1.5
Superficie esistente	m ²	20.0

Altezza volume morto	m	0.6
h(v1)	m	0.3
h(v2)	m	0.3
h(v3)	m	0.3
Altezza globale	m	1.5
Tipologia pompe: elettrosommersibili		
Numero pompe attive	N.	3
Portata singola pompa	m ³ /h	150
Prevalenza	m	5.5
Volume di invaso singola pompa	m ³	6.3
Volume di invaso globale	m ³	18.8

4.4.3. La grigliatura fine

A seguito del sollevamento, il refluo viene inviato alla sezione di grigliatura fine, con luce di filtrazione pari a 2mm. Si interverrà per realizzare un sistema di esclusione dell'unità operativa per garantire la flessibilità gestionale necessaria alle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria della macchina, onde dover evitare di fermare il normale processo depurativo. Vista la presenza di un misuratore di portata ad inserzione nella tubazione di ingresso della griglia, sarà necessario mantenere le adeguate distanze richieste tra lo strumento e gli organi di manovra o qualsiasi altro disturbo che possa interferire nella misura.

In aggiunte si provvede alla posa della tubazione di troppo pieno dell'esistente elettromeccanica in modo da attivarne il funzionamento di guardia idraulica della stessa nelle condizioni di intasamento impreviste.

La sezione di grigliatura fine è munita di compattatore a coclea del grigliato e cassonetto di raccolta del materiale compattato e idoneo sistema di contenimento degli odori.

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo dimensionale delle unità operativa.

Tabella 4-10: Stato di Progetto: grigliatura fine

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media nera effettiva	m ³ /h	226
Portata di punta secca effettiva	m ³ /h	295
Portata massima da trattare	m ³ /h	433
Grigliatura fine		
Numero di linee	N°	1
Tipologia		A tamburo rotante carterata a pulizia automatica
<i>Sistema di by pass su tubazione con saracinesche di esclusione</i>		
Lunghezza elettromeccanica	m	2.3
Larghezza elettromeccanica	m	1.1
Altezza elettromeccanica	m	1.3

Altezza di scarico da piano d'appoggio griglia	m	0.6
Portata massima trattata	m ³ /h	433
Portata massima griglia	m ³ /h	709
Luce massima delle fenditure	mm	2.0
Produzione specifica grigliato	Kg/1000 m ³	20
Carico di massa del grigliato	Kg/mese	3555
Densità del grigliato	Kg/l	1.2
Volume grigliato	l/mese	2963
Compattatore grigliato		
Carico di progetto	Kg/mese	3555
	Kg/d	119
Diametro camera compattazione	DN	450
Portata grigliato compattato	l/mese	2963
	m ³ /d	0.099
Cassone grigliato	m ³	1.50
Autonomia	d	15

4.4.4. La dissabbiatura

Dopo aver effettuato la grigliatura fine, il liquame raggiunge l'unità di dissabbiatura esistente. La sezione di dissabbiatura anossica è munita di selezionatore delle sabbie e cassonetto di raccolta del materiale compattato, oltre che di apposite valvole per l'esclusione dell'operazione unitaria.

Di seguito si riporta una tabella riportante il riepilogo e la verifica dimensionale della dissabbiatura con i nuovi dati base progetto.

Tabella 4-11: Stato di progetto: dissabbiatura pista

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media nera effettiva	m ³ /h	226
Portata di punta secca effettiva	m ³ /h	295
Portata massima da trattare	m ³ /h	433
Dissabbiatura tipo pista		
Numero di linee	N°	1
<i>Sistema di by pass su tubazione con saracinesche di esclusione</i>		
Portata massima trattate arrotondata	m ³ /h	450
	l/s	125
Diametro interno	m	2.0
Altezza globale manufatto	m	3.1
Battente	m	2.1
Volume pista	m ³	6.6
HRT Q _{mn}	minuti	1.7
HRT Q _{max}	minuti	0.9
Air-lift	n°	1

Diametro air-lift	DN	80
Diametro del tubo dell'aria	DN	32
Altezza di scarico dal piano campagna	m	1.8
Battente in vasca	m	2.1
Portata d'aria per air-lift	m ³ /h	120
Portata sollevata	m ³ /h	12
Produzione di sabbie		
Produzione specifica di sabbie	kg/1000m ³	12
Produzione di sabbie media mese	kg/mese	2133
Densità sabbie	Kg/l	2.3
Portata sabbie	l/mese	927
Funzionamento	h/d	1.0
Portata sabbie con Funzionamento (1h/d)	m ³ /d	0.031
Separatore idraulico delle sabbie		
Portata massima	m ³ /d	0.031
Cassone raccolta sabbie classificate	n°	1
Volume cassone	m ³	1.5
Autonomia	d	49

Dalla dissabbiatura il refluo prosegue in tubazione arrivando al processo biologico. Sulla tubazione sono installate valvole a saracinesca per indirizzare il flusso alla denitrificazione piuttosto che al nuovo ripartitore di portata alle vasche di ossidazione/nitrificazione, che verranno adeguate nel sistema a cicli alternati.

4.4.5. Il processo biologico

Il processo biologico rappresenta il “cuore” dell’impianto, pertanto la strategia progettuale adotta tutte le migliori tecnologie per garantire massima versatilità gestionale, affidabilità e garanzie depurative elevate, seppur sia necessario sottolineare come le vasche di ossidazione/nitrificazione esistenti siano strutturate in modo particolare, presentando setti che interrompono e suddividono la volumetria di ogni vasca, alterando il consueto defluire del liquame all’interno di esse.

Lo stato di progetto del processo biologico sarà realizzato secondo la tecnologia a Cicli Alternati, applicati secondo lo schema di processo ibrido Denitro di testa-Cicli Alternati di Valle, al fine di garantire ampiamente il rispetto dei limiti di legge.

Tale scelta progettuale garantirà sia la rimozione biologica del carbonio che dell’azoto, questo ultimo ottenuto sia mediante un reattore di denitrificazione di testa che grazie all’alternanza delle fasi ossiche-anossiche nelle vasche a cicli alternati di valle; ulteriormente verrà effettuata la rimozione del fosforo per precipitazione chimica mediante dosaggio di cloruro ferrico.

Come anticipato pertanto si è pertanto deciso di mantenere attiva la vasca di denitrificazione, in maniera tale da supportare il processo di rimozione degli inquinanti che verrà completato nella successiva fase a cicli alternati.

Il “Processo ibrido Denitro-Cicli Alternati” garantisce diversi benefici, tra i quali:

- Riduzione consumi energetici
- Riduzione della produzione dei fanghi
- Ottimizzazione delle prestazioni in termini di qualità dell’effluente

Tabella 4-12: Stato di progetto: denitrificazione

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Numero di linee	N°	1
Lunghezza singola linea	m	12
Larghezza singola linea	m	5.6
Superficie per linea	m ²	67.2
Battente	m	4
Volume utile per linea	m ³	269
Volume utile TOTALE	m ³	269
Altezza totale	m	4.9
<i>Verifica miscelatore esistente</i>		
Densità di potenza	W/m ³	6
Potenza richiesta per linea	kW	1.6
Numero mixer per linea	N.	1
Potenza richiesta singolo mixer	kW	1.6
Potenza mixer esistente	kW	1.8

Per un’ottimizzazione del processo di denitrificazione si è deciso di installare una sonda per la misura del potenziale di ossidoriduzione all’interno della vasca, permettendo il controllo continuo del processo di rimozione degli NOx.

La logica di gestione pertanto valuterà la possibilità di correlare il segnale dell’ORP alla accensione delle pompe di miscela aerata.

4.4.6. Ripartitore di portata ai reattori a cicli alternati

Per assicurare una corretta divisione della portata influente, oltre che garantire una flessibilità di gestione del processo a cicli alternati, la strategia progettuale prevede di realizzare un manufatto di ripartizione delle portate a valle del processo di denitrificazione.

Il flusso in uscita dalla vasca di denitro passerà attraverso il canale esistente arrivando al manufatto ripartitore. Verrà realizzato un opportuno setto per smorzare l’energia dinamica della corrente in ingresso, così da assicurare la migliore ripartizione possibile, effettuata tramite due

canalette in carpenteria AISI304 installate all'interno del ripartitore. Oltre al flusso proveniente dalla denitrificazione, si prevede la possibilità di convogliare nel ripartitore in oggetto anche i fanghi di ricircolo.

Le ipotesi progettuali di gestione del processo sono due: vasche biologiche IN SERIE o IN PARALLELO.

Nel primo caso, vasche in serie, entrambi i flussi che stramazzeranno dentro le canalette verranno convogliati, attraverso delle apposite tubazioni, in ingresso alla prima vasca biologica. Il passaggio alla seconda vasca avverrà sia attraverso il canale di alimentazione esistente (le cui finestre di ingresso verranno appositamente chiuse) sia attraverso una tubazione di nuova realizzazione, posta sotto battente ed inserita lateralmente alla vasca.

Alla fine del secondo reattore saranno installate delle canalette a tutto fronte in carpenteria, le quali in funzione delle lunghezze proporzionale alla rispettiva superficie di sedimentazione alimentata ripartiranno i reflui ai 3 sedimentatori.

Pertanto, l'effluente verrà suddiviso direttamente all'interno del reattore biologico, con maggiori garanzie di corretta ed efficace ripartizione del flusso.

Nel secondo caso, vasche in parallelo, ogni flusso che stramazzerà sopra le due canalette del ripartitore, di medesima lunghezza, andrà ad alimentare una singola vasca biologica. Metà della portata da inviare al biologico passerà sul canale esistente raggiungendo il reattore più lontano, mentre l'altra metà verrà convogliata alla prima linea tramite la stessa tubazione utilizzata nel primo caso. Anche il primo reattore sarà pertanto dotato di canalette di uscita in carpenteria, esattamente identiche a quelle presenti nell'altra vasca, affinché ogni flusso possa ripartirsi e raggiungere il relativo sedimentatore secondario.

Per garantire questa flessibilità, è necessaria l'installazione di organi di regolazione idraulica (panconi su canale, valvole a saracinesca su tubazioni) che verranno manovrati e/o collocati nelle corrette posizioni, a seconda di come il gestore voglia utilizzare il processo. Per il dettaglio del comparto si rimanda al relativo Elaborato grafico di dettaglio.

Tabella 4-13: Stato di progetto: ripartitore di portata al biologico

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Lunghezza utile	m	2.15
Larghezza utile	m	3.0
Altezza	m	2.1
Volume	m ³	13.5
Lunghezza di soglia totale	m	2.2
Numero vasche biologiche	N°	2

Lunghezza di soglia per ciascuna vasca	m	1.1
Larghezza della canaletta	m	0.5
Q _{mn} +Q _r per soglia	m ³ /h	226
Q _{max} +Q _r per soglia	m ³ /h	329
Tirante alla Q _{mn}	cm	10
Tirante alla Q _{max}	cm	13

4.4.7. Il processo biologico: i cicli alternati

Si prevede di adeguare entrambe le N.2 vasche di Nitrificazione/Ossidazione in reattori biologici a Cicli Alternati in Reattore Unico, organizzato in N.2 CSTR (Completed Stirred Tank Reactor) in serie, in particolare:

- Verrà utilizzata una volumetria specifica di circa 100 l/AE;
- I tempi di permanenza nominali alla portata media nera (HRT – Hydraulic Retention Time) saranno pari a circa 7h;
- Il rapporto di ricircolo viene fissato a R=1;
- L'unità operativa manterrà il battente attuale di 4.5 m;
- L'erogazione dell'aria verrà garantita mediante diffusori in EPDM a bolle fini con distribuzione decrescente in funzione della richiesta di ossigeno in ogni CSTR;
- La fornitura di aria sarà assicurata mediante N.1 nuova soffiante volumetrica installata in apposito locale di nuova realizzazione, mantenendo le soffianti esistenti come riserve, in caso di manutenzione o emergenza.

Nella successiva tabella si riportano le principali caratteristiche dimensionali della sezione di trattamento biologico dell'impianto.

Tabella 4-14: Stato di progetto: processo biologico

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media nera effettiva	m ³ /h	226
	m ³ /d	5430
Portata di punta secca	m ³ /h	295
Portata massima al biologico	m ³ /h	433
Concentrazioni		
BOD ₅	mg/l	182
COD	mg/l	319
N _{tot}	mg/l	36
P _{tot}	mg/l	5
TSS	mg/l	213

Carichi di massa		
BOD5	kg/d	990
COD	kg/d	1733
N _{tot}	kg/d	198
P _{tot}	kg/d	30
TSS	kg/d	1155
Numero di linee	N°	1*
Battente	m	4.5
Lunghezza singola linea	m	30*
Larghezza singola linea	m	12
Superficie per linea	m ²	360*
Volume singola linea	m ³	1620*
Volume totale	m ³	1620
Volumetria specifica	l/AE	98
CSTR per LINEA	N°	2*
Volume per CSTR	m ³	810
Lunghezza CSTR	m	15
Larghezza CSTR	m	12
Superficie CSTR	m ²	180
Superficie per linea	m ²	360
HRT nominale alla Q _{mn} (Q _r =Q _{mn})	h	7.2
HRT nominale alla Q _{max} (Q _r =Q _{mn})	h	3.7
HRT effettivo alla Q _{mn} (Q _r =Q _{mn})	h	3.6
HRT effettivo alla Q _{max} (Q _r =Q _{mn})	h	2.5

NB: * valori considerando la configurazione in SERIE nel quale si modella ogni vasca biologica come un CSTR

In fase di progettazione definitiva si è deciso di garantire una flessibilità del processo, consentendo al gestore di decidere se utilizzare le due vasche biologiche in serie come un'unica linea, oppure in parallelo come due linee distinte.

Questa scelta verrà messa in pratica agendo sugli organi di regolazione idraulica presenti nel ripartitore di portata a monte, che verrà realizzato andando ad interrompere il canale esistente di ingresso alle vasche biologiche.

Per quanto riguarda le forniture elettromeccaniche da installare per realizzare l'adeguamento del processo a cicli alternati in reattore unico, si prevedono:

- N. 3 elettromiscelatori sommersi per vasca atti a garantire la sospensione delle biomasse durante le fasi di denitrificazione;

- N. 1 compressore volumetrico a lobi a singola velocità e dotato di inverter e relativo sistema di distribuzione dell'aria per aerare i fanghi durante i cicli di nitrificazione / ossidazione all'interno dei reattori biologici.

In aggiunta a ciò ed al fine di permettere il corretto funzionamento del sistema di controllo previsto, è necessaria l'installazione dei seguenti sistemi di misura:

- N. 2 misuratori di ossigeno disciolto per ciascuna vasca biologica;
- N. 2 misuratori di potenziale di ossidoriduzione per ciascuna vasca biologica;
- N. 1 misuratori di TSS ad immersione per ciascuna vasca biologica.

Le linee biologiche verranno asservite da tecnologie avanzate legate ad un **sistema di controllo**, monitorabile sia da locale che da remoto, il quale determinerà la durata delle fasi aerobiche ed anossiche del sistema su base tempo, set-point delle sonde di ossigeno e redox oppure su base condizione ottimale, ovvero quando il sistema rileverà la fine della forma azotata della fase in atto. Si rimanda ai seguenti paragrafi per il dettaglio del sistema di controllo e relative componenti hardware e software.

4.4.7.1. Il processo a Cicli Alternati in reattore unico

Il processo biologico a Cicli Alternati in reattore unico è unico nel suo genere, in quanto, grazie ai risultati ottenuti direttamente in campo, si è ricavato un ruolo di primaria importanza sia tra i processi intermittenti che tra i processi a fanghi attivi convenzionali, il tutto per quanto concerne:

- Prestazioni ottenibili e dimostrabili sul campo (consultare capitolo 5 relativo alla referenze);
- Affidabilità e semplicità di installazioni necessarie al funzionamento del processo;
- Numero di impianti progettati in Italia (oltre 200 impianti);
- Numero di impianti attualmente operativi in Italia (circa 70 impianti);
- Potenzialità trattata a Cicli Alternati (oltre 3.500.000 AE);
- Affidabilità delle soluzioni proposte.

In particolare, il processo garantisce sia la rimozione biologica del carbonio che dell'azoto ed in parte del fosforo tramite una successione di fasi aerobiche (per l'ossidazione del carbonio e la nitrificazione dell'azoto) ed anossiche (per la denitrificazione dell'azoto) che vengono realizzate tramite una successione temporale in un unico bacino.

In questo modo non è necessario avere delle sezioni dedicate, anossica di pre-denitrificazione ed aerobica di nitrificazione in volumi predefiniti, né esiste la necessità di operare il ricircolo della miscela aerata per raggiungere prestazioni di tutta sicurezza.

Ciò comporta una notevole semplicità nella realizzazione, un risparmio delle tubazioni e della elettromeccanica, prestazioni più elevate nella rimozione dell'azoto, in quanto tutto l'azoto nitrificato, che deve essere denitrificato, si trova già all'interno della vasca di ossidazione.

I vantaggi e le garanzie inconfutabili derivanti dall'applicazione del nuovo processo biologico avanzato, vengono di seguito riassunte:

- **Prestazioni nella rimozione dell'azoto più elevate** (80-90%) rispetto ai processi tradizionali in quanto tutto l'azoto nitrificato, che deve essere denitrificato, si trova già all'interno della vasca di ossidazione. Tale prestazione è quindi di particolare interesse per garantire elevate percentuali di abbattimento dei principali macroinquinanti e conseguentemente un effluente finale con elevati standard di qualità;
- **Risparmi energetici** (20-30%) che sono una immediata conseguenza sia delle elevate prestazioni nella rimozione biologica dell'azoto (in quanto elevate denitrificazioni significano elevato recupero di ossigeno combinato), sia dell'aver eliminato il ricircolo della miscela aerata;
- **Riduzione della produzione dei fanghi** (5-7% in meno) a causa dello stress a cui sono sottoposte le biomasse; questo stress, infatti, determina una parziale riduzione dei coefficienti di resa, ovvero di sintesi di nuove biomasse, a seguito della trasformazione delle sostanze organiche;
- **Riduzione del dosaggio di chemicals** per la precipitazione chimica del fosforo, nel rispetto di una concentrazione effluente allo scarico di P_{tot} inferiore a 2 mg/l, a causa della produzione di dPAO, ovvero biomasse fosforo accumulanti, con comportamento di denitrificatori.

Per una breve panoramica sul processo a cicli alternati in reattore unico, è opportuno focalizzare l'attenzione su:

- La tipologia di sonde utilizzate;
- Il reale controllo della nitrificazione e della denitrificazione dell'azoto;
- Il numero dei punti di misura o quantità di sonde necessarie nella vasca da controllare;
- Gli strumenti a corredo per la tutela del processo e la valutazione dell'efficacia dei settaggi impostati dall'operatore;

- La volumetria specifica adottata;
- Studi in campo internazionale.

Tipologia di sonde: Il controllo di processo proposto prevede l'utilizzo di sonde di ossigeno disciolto [OD] e di potenziale di ossidoriduzione [ORP]. È noto che tali sonde risultano le più economiche ed affidabili se paragonate con analizzatori di ammonio e nitrato. Infatti oltre ad avere costi di mercato veramente ridotti, necessitano di manutenzioni non specializzate quindi eseguibili dal personale impianto. Infine va ricordata l'affidabilità delle sonde di OD ed ORP indipendentemente dalla tipologia di refluo (civile/industriale) e dalle concentrazioni di biomassa in vasca biologica.

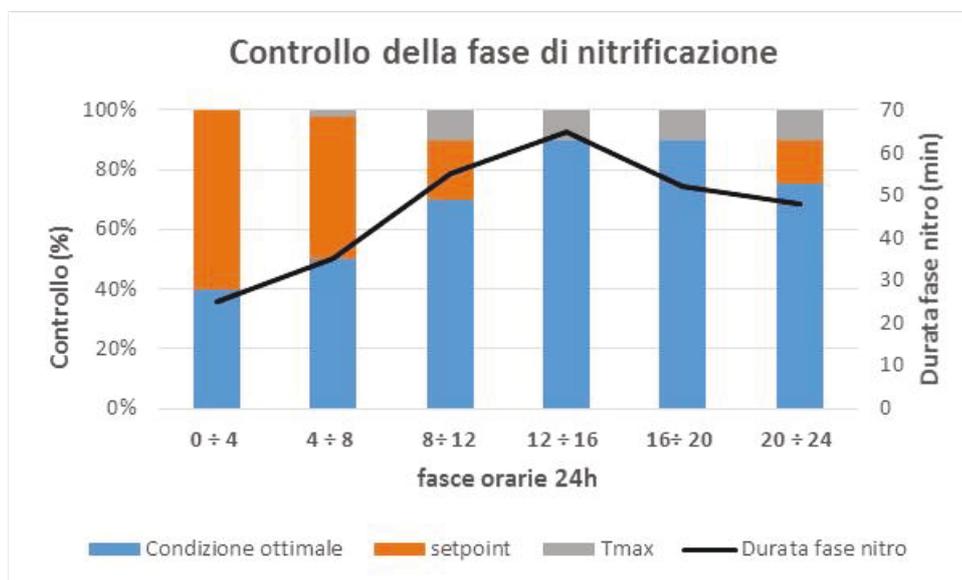
Controllo della nitrificazione e della denitrificazione: il controllo della sola nitrificazione dell'azoto è consolidato in impianti DN, pre-denitrificazione/nitrificazione, se progettati in modo adeguato nelle volumetrie, nei carichi di massa trattabili e nelle forniture di aria sempre superiori alla richiesta. Nel processo a cicli alternati in reattore unico, il controllo della fase di nitrificazione necessita di conoscere il termine dell'ossidazione dell'ammoniacale. Se il controllo viene fatto con due tipologie di sonde (OD ed ORP) è molto più accurato di quello che ne impiega una soltanto, in quanto qualsiasi inconveniente sul sistema di misura determina una perdita di prestazioni o di oscuramento del controllo. Le maggiori difficoltà risiedono però nel controllo della denitrificazione la quale dovrebbe compiersi in condizioni anossiche; infatti la presenza di un controllo non efficace e rigoroso comporta sicuramente l'instaurarsi di gravi condizioni anaerobiche e quindi conseguentemente l'emanazione di cattivi odori e fenomeni di rilascio di fosforo in forma di ortofosfato. Poiché nel processo biologico a cicli alternati tutto il volume biologico è interessato alla fase in atto (aerobica o anossica/anaerobica) e permette la fuoriuscita dell'effluente, il mancato controllo di cui sopra comporta la perdita di ortofosfato ed il conseguente maggior uso di reagenti di precipitazione o la non conformità ai limiti di legge dell'effluente impianto.

Per evitare tali inconvenienti e per garantire il corretto controllo delle evidenti variazioni di potenziale che si verificano in fase di denitrificazione, la sonda per la misura del potenziale di ossidoriduzione è l'unica in grado di svolgere tale ruolo.

Strumenti a corredo per la tutela del processo: La durata di una fase aerobica/anossica avviene entro un range temporale controllato impostando nel software di controllo un tempo minimo e massimo; in questo intervallo il cambio di fase può avvenire o per set-point [raggiungimento di una soglia impostabile dall'operatore] delle sonde di processo (OD ed ORP in nitro e ORP in denitro) o per condizione ottimale ossia il sistema si accorge che la forma azotata di quella fase è finita (azoto ammoniacale in nitrificazione ed azoto nitrico in denitrificazione). Per tutto quanto detto in

precedenza la condizione ottimale in denitrificazione può essere determinata con esattezza solo mediante le sonde OD ed ORP.

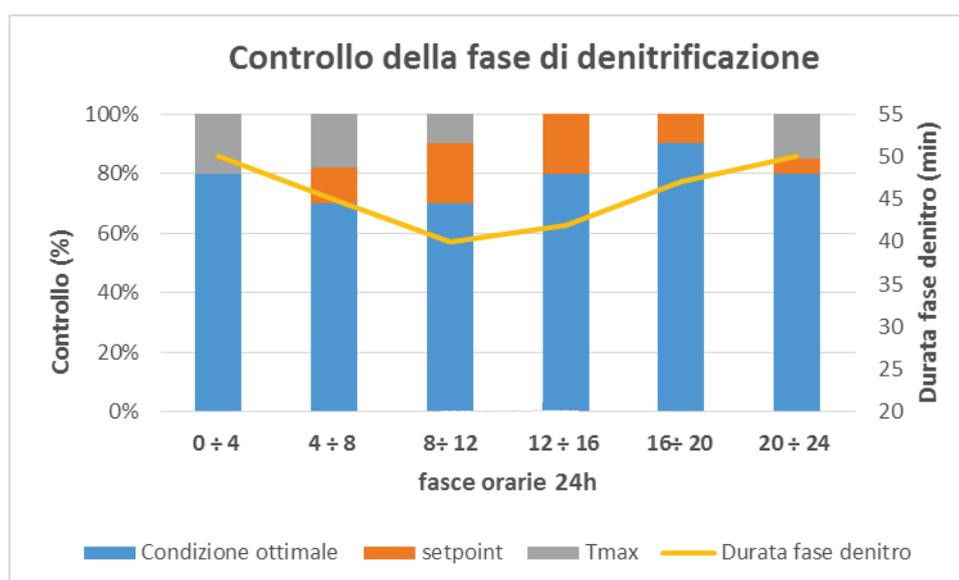
Il grafico seguente descrive infatti un ipotetico comportamento della durata della fase aerata (nitrificazione) del processo a cicli alternati nelle diverse fasce orarie di 24h.



L'affidabilità del sistema alle variazioni giornaliere e/o stagionali è sempre garantita. Infatti, in condizioni di:

- Minor carico influente (notturne e serali), al fine di ridurre i consumi energetici, il sistema di controllo può prevedere la conclusione della fase di nitrificazione per il raggiungimento dei massimi valori di set-point di OD o redox;
- Maggior carico influente (ore diurne), le fasi di nitrificazione si concludono principalmente per il raggiungimento delle condizioni ottimali. In presenza di forte sovraccarico da trattare, le fasi di nitrificazione si possono concludere per il raggiungimento del tempo massimo.

Il grafico seguente descrive un ipotetico comportamento della durata della fase di miscelazione (denitrificazione) del processo a cicli alternati nelle diverse fasce orarie di 24h.



In condizioni di:

- Minor carico influente (notturne e serali), al fine di ridurre i consumi energetici per il funzionamento dei compressori per la fornitura di aria, il sistema di controllo provvede ad allungare la durata di accensione dei miscelatori e quindi la conclusione della fase di denitrificazione avviene per il raggiungimento del tempo massimo.
- Maggior carico influente (ore diurne), alcune fasi di denitrificazione si possono concludere per il raggiungimento dei valori di set-point minimo del potenziale di ossido riduzione.

Strumenti a corredo del sistema di controllo: Il sistema di controllo previsto è dotato di uno strumento unico, La Statistica Cicli, in grado di capire l'efficacia delle impostazioni di controllo adottate. Infatti è possibile, selezionando un range temporale, ottenere il numero di cicli aerobici ed anossici che si sono succeduti e per la fase aerobica e quella anossica i seguenti dati:

- La durata media, minima e massima;
- La ripartizione percentuale delle diverse condizioni che hanno determinato il cambio di fase (tempo massimo, set-point e condizione ottimale);
- Quale delle sonde installate ha determinato la scelta.

Tutto ciò da una parte mostra la trasparenza del sistema di controllo, dall'altra vuole far comprendere al gestore se le impostazioni di controllo sono di successo, ed indicargli le impostazioni critiche da cambiare.

4.4.7.2. Simulazioni dei processi mediante modello matematico ASM N. 2

Al fine di prevedere le efficienze di rimozione del processo biologico a cicli alternati in reattore unico, la piena conformità dell'effluente finale ai limiti di legge, nonché allo scopo di giustificare la scelta dell'introduzione di un processo avanzato, sono state eseguite più simulazioni relative al funzionamento della nuova linea biologica prevista in progetto (con volume pari a 1620 m³), usufruendo del software ASIM n.2 (Activated Sludge Model No.2) riconosciuto come altamente attendibile a livello internazionale.

Il modello ASM No.1, e le successive versioni No. 2 e No. 3, rappresentano lo stato dell'arte dei risultati ottenuti nel campo modellistico e si basano sulla differenziazione delle diverse frazioni della sostanza organica e dell'azoto presenti nel liquame e sul coinvolgimento nelle equazioni matematiche dei parametri cinetici e stechiometrici della biomassa attiva eterotrofa ed autotrofa. I modelli ASM consentono di effettuare il dimensionamento e l'analisi di un processo a fanghi attivi tramite bilanci di massa che riguardano le sostanze organiche, quantificate in termini di COD, azoto e fosforo. I scenari di indagine valutabili con l'ausilio di modelli di simulazione sono per esempio:

la variazione della concentrazione di ossigeno nei reattori biologici ai fini della riduzione dei consumi energetici, la verifica del sovraccarico sopportabile da un impianto di depurazione (nuovi allacciamenti o trattamento bottini) e l'implementazione di un nuovo schema operativo.

I principali dati utilizzati per le simulazioni condotte sulla linea biologica a cicli alternati del processo depurativo dell'impianto di Marotta, vengono di seguito elencate:

- ❖ Le portate trattate e le caratteristiche chimico-fisiche dei principali macroinquinanti influenti sono riportate nella seguente Tabella 4-15, nel pieno rispetto dei dati nominali dell'impianto;
- ❖ Un rapporto di ricircolo pari a 1;
- ❖ Per la ripartizione del COD influente (Tabella 4-16) sono state considerate le percentuali tipiche in un refluo urbano;
- ❖ Il volume delle linea biologica e il relativo numero di reattori CSTR, sono indicati in Tabella 4-17;
- ❖ I parametri operativi e l'età del fango sono riportati in Tabella 4-15;
- ❖ Le simulazioni sono state condotte alle temperature di processo di 12°C, 15°C, 18°C e 20°C;
- ❖ L'età del fango è ipotizzata pari a 15 giorni in periodi invernali (per una temperatura di processo di 12°C e 15°C) mentre pari a 12 giorni per periodi estivi (per una temperatura di processo di 18°C e 20°C);
- ❖ La concentrazione di biomassa viene determinata direttamente dal modello;
- ❖ Si utilizza il modello ASM n.2 (Activated Sludge Model n.2) per prevedere oltre alla rimozione della sostanza organica e dell'azoto totale anche quella della concentrazione di fosforo totale.

Tabella 4-15: Caratteristiche chimico-fisiche influente biologico

PORTATA INFLUENTE - n.2 linee biologiche				
<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>		
Abitanti Equivalenti	AE	16.500		
Q _{mn}	m ³ /d	5430		
Q _{ricircolo}	m ³ /d	5430		
SRT	d	15 e 12		
Temperatura di processo	°C	12° - 15° - 18° - 20°		
CONCENTRAZIONI E CARICHI DI MASSA INFLUENTI				
<i>Voce</i>	<i>UdM</i>	<i>Valore</i>	<i>u.m.</i>	<i>Valore</i>
COD	mg/l	319	kg/d	1733
BOD ₅	mg/l	182	kg/d	990
N _{TOT}	mg/l	36.5	kg/d	198

N-NH4	mg/l	25.5	kg/d	138
TSS	mg/l	213	kg/d	1155
Ptot	mg/l	5.5	kg/d	30
N-NOx	mg/l	0	kg/d	0

Tabella 4-16: Ripartizione percentuale del carbonio

<i>Voce</i>	<i>U.d.M</i>	<i>Valore</i>	<i>U.d.M</i>	<i>Valore</i>
RBCOD	%	24	mg/l	76.6
VFA	%	0	mg/l	0
NBCODS	%	8	mg/l	25.5
NBCODP	%	8	mg/l	25.5
SBCOD	%	60	mg/l	191.4
HETR	%	0	mg/l	0

Tabella 4-17: Volumi dei reattori considerati per ogni configurazione simulata

<i>Voce</i>	<i>U.d.M</i>	<i>Valore</i>
Volume DENITRO	m ³	269
CSTR/linea	n.	2
Volume CICLI totale	m ³	1620
Volume singolo CSTR	m ³	810
Superficie SED.II	m ²	2098

L'alternanza delle fasi di nitrificazione e di denitrificazione del processo a cicli alternati in reattore unico, sono state simulate considerando rispettivamente una durata di 1 ora e di 30 minuti, e successivamente i risultati sono stati confrontati con i limiti di legge previsti in progetto.

La successiva tabella riporta, in maniera dettagliata, i dati di input utilizzati per le varie simulazioni, nonché i risultati ottenuti dal software in termini di qualità dell'effluente a valle della sedimentazione secondaria, al fine di quantificare i rendimenti dei processi depurativi, sia alla temperatura di processo più gravosa di 12°C, sia in periodo estivo.

Tabella 4-18: Risultati delle simulazioni condotte alla temperatura di 12°C – 15°C - 18°C – 20°C

PORTATE		
Q _{mn}	m ³ /d	5430
Q _r	m ³ /d	5430
CARATTERISTICHE DI PROCESSO		
Cicli (t=h)	on ore	1
	off ore	0.5
VOLUMETRIE		
V _{CICLI totale}	m ³	1620
n.CSTR/linea a cicli		2
EFFLUENTE IMPIANTO – TEMPERATURA REFLUO 12°C ED ETA' DEL FANGO 15d		
N-NH4out	mg/l	1.4
N-NO3 out	mg/l	6.8
<u>Ntot*</u>	<u>mg/l</u>	<u>9.7</u>
<u>Ptotout**</u>	<u>mg/l</u>	<u>1.4</u>
COD	mg/l	< 50
EFFLUENTE IMPIANTO – TEMPERATURA REFLUO 15°C ED ETA' DEL FANGO 15d		
N-NH4out	mg/l	0.8
N-NO3 out	mg/l	7.0
<u>Ntot*</u>	<u>mg/l</u>	<u>9.4</u>

Ptotout**	mg/l	1.5
COD	mg/l	< 50
EFFLUENTE IMPIANTO - TEMPERATURA REFLUO 18°C ED ETA' DEL FANGO 12d		
N-NH4out	mg/l	0.8
N-NO3 out	mg/l	6.7
Ntot*	mg/l	9.0
Ptotout**	mg/l	1.5
COD	mg/l	< 50
EFFLUENTE IMPIANTO - TEMPERATURA REFLUO 20°C ED ETA' DEL FANGO 12d		
N-NH4out	mg/l	0.7
N-NO3 out	mg/l	6.6
Ntot*	mg/l	8.7
Ptotout**	mg/l	1.5
COD	mg/l	< 50

*: Concentrazione ottenuta considerando una concentrazione effluente di azoto organico pari a 1,5 mg/l

** : Concentrazione ottenuta considerando una concentrazione effluente di fosforo organico pari a 0,3 mg/l

Dopo l'utilizzo del modello ASM n.2 le principali conclusioni sono le seguenti:

- Le simulazioni effettuate con un processo biologico a Cicli Alternati sulle n.2 linee biologiche dell'impianto di Marotta (volume totale 1620 m³), rilevano elevati rendimenti di rimozione, prestazioni di rilievo e garanzia della totale conformità dell'effluente finale ai limiti imposti allo scarico (vedere paragrafo 2);
- Ovviamente le simulazioni sono state eseguite secondo i carichi idraulici e di massa medi e con temporizzazioni tipiche per le fasi di nitrificazione e di denitrificazione al fine di assicurare ottime prestazioni del processo, sia per la rimozione del carbonio che per quella dell'azoto influente. Si ricorda, però, che l'adozione di un sistema di supervisione e controllo con algoritmi complessi, consentirà massima flessibilità e stabilità nella gestione del processo depurativo, adeguando la durata delle fasi in funzione dell'effettivo carico in ingresso;
- La precipitazione chimica del fosforo, tramite dosaggio di un opportuno defosfatante (cloruro ferrico con purezza al 40%), risulta indispensabile se si vuole abbassare la concentrazione effluente e raggiungere valori prossimi a 2,0 mgPtot/l, così come richiesto dai limiti di legge.

4.4.8. Stazione di dosaggio reagente precipitante fosforo

Al fine di ricondurre la concentrazione del fosforo in uscita entro i valori limite vigenti, per ciascuna linea biologica si predispone una pompa dosatrice peristaltica con moto-variante manuale / automatico e un piping per il dosaggio di defosfatante direttamente in vasca per la precipitazione

chimica. Si propone inoltre un serbatoio di stoccaggio e relativi accessori alloggiato all'interno di una vasca di contenimento di sicurezza.

Con il funzionamento delle nuove linee biologiche in modalità cicli alternati si incentiva lo sviluppo di biomasse PAO e dPAO che determinano un accumulo biologico del fosforo come polifosfato in misura stimabile nel 0,5-1% di P sul TSS.

Oltre a quanto sopra, al fine di garantire comunque il totale rispetto del limite imposto dalla normativa vigente pari ad una concentrazione media annuale di fosforo di 2mg/l, il progetto prevede l'allestimento di una stazione per il dosaggio di un agente chimico precipitante, praticato direttamente all'interno delle nuove linee biologiche, con conseguente rimozione del precipitato insieme al fango biologico di supero.

La soluzione progettuale proposta prevede, inoltre, l'adozione di un sistema di controllo del dosaggio dei reagenti per la precipitazione chimica del fosforo, con lo scopo di raggiungere il limite di conformità allo scarico con maggiore sicurezza, cercando di ridurre il più possibile il dosaggio dell'agente chimico defosfatante; tutto ciò verrà gestito mediante logiche di controllo avanzate, successivamente descritte nel dettaglio, nel relativo capitolo.

Nella seguente tabella si riporta il dimensionamento del cloruro ferrico necessario al processo per garantire un effluente conforme ai limiti di legge.

Tabella 4-19: Calcolo della fornitura e dotazioni per la precipitazione chimica del fosforo

<u>Voce</u>	<u>u.m.</u>	<u>Valore</u>
P TOT in	mg/L	5.4
P _{tot} /P-PO ₄		2.1
P-PO ₄ IN	mg/L	2.6
P particolato	mg/L	2.9
P-PO ₄ rimosso biologicamente	A tutela di sicurezza si considera pari a 0	
P TOT out da garantire	mg/L	1.5
P _{out} particolato	mg/l	0.345
P-PO ₄ out	mg/L	1.16
P-PO ₄ da rimuovere chimicamente	mg/L	1.44
Previsione dei consumi giornalieri		
Portata media nera	m ³ /d	5430
	m ³ /h	226
Carico di massa da rimuovere	Kg/d	7.8
Densità	Kg/l	1.4
Purezza	%	40
Rapporto stechiometrico Fe/P		1.20
Dosaggio reagente	KgFeCl ₃ 40%/Kg Fosforo	13.1
	Kg Reagente/Kg Fosforo	15.7
	Kg Reagente/d	123.2
Portata	l/d	88
	l/h	4

Numero pompe dosatrici operative	N.	2
Numero riserve	N.	1
Portata	l/h	0-30
Volume serbatoio di stoccaggio	m ³	5
Autonomia	d	57

Il calcolo condotto non tiene conto degli ulteriori risparmi che si possono ottenere grazie all'utilizzo del sistema di controllo automatico del dosaggio di reagenti per la precipitazione chimica del fosforo.

Nel rispetto dei regolamenti vigenti in materia, si prevede l'alloggio del serbatoio all'interno di una vasca di contenimento di volume complessivo almeno pari all'intera capacità del serbatoio e dosaggio con tubazioni in DN40 direttamente nelle due linee biologiche a cicli alternati (in due differenti punti lungo la lunghezza di ciascuna linea).

Per l'alloggio delle pompe e del serbatoio si realizzerà un'apposita platea in cemento armato con pareti di contenimento per gli eventuali sversamenti e tettoia in carpenteria con lamiera grecata di copertura.

4.4.9. Ripartitore di portata ai sedimentatori esistenti

Allo stato attuale la ripartizione dei liquami ai sedimentatori secondari avviene con gran difficoltà mediante valvole telescopiche presenti nel pozzo di uscita a valle delle vasche biologiche. Questo risulta essere un punto di criticità per la gestione a causa dell'incertezza di una corretta ripartizione verso i due bacini di sedimentazione secondaria.

Il progetto prevede che l'effluente del processo biologico venga suddiviso in flussi proporzionali alle superfici di sedimentazione, stramazzando su canalette di idonea lunghezza. Ogni flusso diretto ai sedimentatori esistenti raggiungerà distintamente il canale di uscita, che sarà sezionato da un lamierino in acciaio. In questo modo gli effluenti arriveranno all'interno del pozzo esistente, il quale sarà diviso in due volumi separati tramite un apposito setto in calcestruzzo gettato in opera. In questo modo si avrà maggior garanzia di assicurare la corretta portata influente ad ogni sedimentatore esistente, poiché questa sarà controllata dalla lunghezza delle soglie di stramazzo da inserire all'interno di ogni vasca biologica. Affinché il sistema possa funzionare, sarà necessario alzare la quota del bordo del canale di uscita esistente, tramite una lamiera in carpenteria di adeguata altezza.

Tabella 4-20: Stato di progetto: soglie di uscita dal biologico

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Superficie TOTALE di sedimentazione	m2	622.9
Superficie sedimentatore esistente n.1	m2	169.7
Superficie sedimentatore esistente n.2	m2	169.7
Superficie sedimentatore nuovo n.3	m2	283.5
Percentuale delle superfici di sedimentazione rispetto alla superficie totale di sedimentazione		
Superficie sedimentatore esistente n.1	%	27.2
Superficie sedimentatore esistente n.2	%	27.2
Superficie sedimentatore nuovo n.3	%	45.6
Lunghezza TOTALE della soglia uscita biologico	m	11.0
Lunghezza soglia n.1 al Sed II n.1 (esistente) - S1	m	3.0
Lunghezza soglia n.2 al Sed II n.2 (esistente) - S2	m	3.0
Lunghezza soglia n.3 al Sed II n.3 (nuovo) - S3	m	5.0
Qmax al biologico + Qr	m3/h	659
Qmax al biologico + Qr su S1	m3/h	179
Qmax al biologico + Qr su S2	m3/h	179
Qmax al biologico + Qr su S3	m3/h	300
Qps al biologico + Qr	m3/h	521
Qps al biologico + Qr su S1	m3/h	142
Qps al biologico + Qr su S2	m3/h	142
Qps al biologico + Qr su S3	m3/h	237
Qmn al biologico + Qr	m3/h	453
Qmn al biologico + Qr su S1	m3/h	123
Qmn al biologico + Qr su S2	m3/h	123
Qmn al biologico + Qr su S3	m3/h	206
Tirante alla Qmax+Qr - S1	cm	4
Tirante alla Qmax+Qr - S2	cm	4
Tirante alla Qmax+Qr - S3	cm	4
Tirante alla Qps+Qr - S1	cm	3.7
Tirante alla Qps+Qr - S2	cm	3.7
Tirante alla Qps+Qr - S3	cm	3.7
Tirante alla Qmn+Qr - S1	cm	3.3
Tirante alla Qmn+Qr - S2	cm	3.3
Tirante alla Qmn+Qr - S3	cm	3.3

4.4.10. Sedimentazione secondaria e pozzo fanghi

Il bacino di sedimentazione secondaria è l'unità operativa dell'impianto che provvede alla decantazione della miscela di acqua e fiocchi di fango biologico proveniente dalle linee biologiche,

con conseguente separazione dell'acqua chiarificata dai fiocchi e decantazione del fango attivo da ricircolare.

Data l'importanza della sedimentazione secondaria, devono essere assunti valori molto prudenziali del carico idraulico superficiale ossia della velocità di sedimentazione delle particelle per tenere conto dei possibili fenomeni di cattiva sedimentabilità. Coerentemente, risulta necessaria la realizzazione di un nuovo bacino di sedimentazione secondaria per assicurare l'efficienza del processo depurativo conseguentemente all'aumento di potenzialità e di portata influente.

La progettazione della sedimentazione secondaria è stata quindi effettuata avendo l'accortezza di garantire, nello stato di progetto, carichi idraulici superficiali in tutta sicurezza. Conseguentemente, la totale e necessaria superficie di sedimentazione è ottenuta considerando sia il nuovo sedimentatore secondario che i bacini esistenti.

In accordo con la Stazione Appaltante, si è deciso di optare per la realizzazione di un bacino circolare a discapito di un bacino rettangolare. La decisione è stata presa per motivi di logistica planimetrica all'interno dell'impianto, ovvero per poter lasciare libera una zona di possibile espansione della biologia adiacente alle esistenti vasche biologiche, in ottica di un'eventuale ulteriore ampliamento futuro.

La strategia progettuale in merito alla sedimentazione secondaria prevede:

- Di dimensionare la superficie di sedimentazione nell'ottica di garantire un Cis pari a circa $0,7 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ alla portata massima al biologico;
- Garantire un battente allo stramazzo pari a 3,5m per favorire la sedimentazione dei fanghi durante i periodi invernali;
- Dotare il sedimentatore secondario di carroponete e relative utilities a corredo quali, scum box, lama raschiafango e lama paraschiume;
- Realizzare un manufatto unico in grado di accogliere sia il pozzo fanghi che il pozzo schiume dell'unità in progetto;
- Dotare di forniture elettromeccaniche il pozzo fanghi a servizio dell'unità operativa in progetto, quindi prevedere l'installazione delle pompe di ricircolo e di supero biologico;
- Inviare le schiume raccolte dalla scum box del sedimentatore secondario nel pozzo dedicato e successivamente sollevarle alla linea fanghi.

Per quanto riguarda il pozzo fanghi esistente verrà diviso in due volumi al fine di dotare ogni sedimentatore presente allo stato attuale di un volume di accumulo dei fanghi in uscita; le pompe presenti garantiranno il ricircolo al processo biologico ed il sollevamento dei fanghi di

supero alla stabilizzazione aerobica. Sarà necessario intervenire sul sistema esistente per permettere la configurazione di progetto, in particolare ogni pozzo sarà configurato con una pompa di ricircolo e una di riserva che può funzionare anche per il supero. Si rimanda all'elaborato grafico di riferimento per il dettaglio degli interventi in oggetto.

Alla luce della nuove superficie di sedimentazione a disposizione nella successiva tabella si riporta il dimensionamento della sezione di sedimentazione dell'impianto ed i parametri caratteristici nello stato di progetto.

Tabella 4-21: Stato di progetto: sedimentazione secondaria

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media nera effettiva	m ³ /h	226
Portata di punta secca	m ³ /h	295
Portata massima al trattamento	m ³ /h	433
<i>Linea 1 - ESISTENTE</i>		
Vasche circolari a flusso radiale con carro ponte	N°	1
Diametro singolo sedimentatore	m	14.7
Lunghezza di stramazzo	m	46.2
Superficie sedimentatore	m ²	170
Portata media nera effettiva al sedimentatore	m ³ /h	61.6
Portata di punta secca al sedimentatore	m ³ /h	80.4
Portata massima al trattamento al sedimentatore	m ³ /h	117.8
<i>Carico idraulico superficiale alla Q_{mn}</i>	<i>m³/m² h</i>	<i>0.36</i>
<i>Carico idraulico superficiale alla Q_{ps}</i>	<i>m³/m² h</i>	<i>0.47</i>
<i>Carico idraulico superficiale alla Q_{max}</i>	<i>m³/m² h</i>	<i>0.69</i>
Battente centrale allo stramazzo	m	3.0
Volume sedimentatore	m ³	509
<i>Linea 2 - ESISTENTE</i>		
Vasche circolari a flusso radiale con carro ponte	N°	1
Diametro singolo sedimentatore	m	14.7
Lunghezza di stramazzo	m	46.2
Superficie sedimentatore	m ²	170
Portata media nera effettiva al sedimentatore	m ³ /h	61.6
Portata di punta secca al sedimentatore	m ³ /h	80.4
Portata massima al trattamento al sedimentatore	m ³ /h	117.8
<i>Carico idraulico superficiale alla Q_{mn}</i>	<i>m³/m² h</i>	<i>0.36</i>
<i>Carico idraulico superficiale alla Q_{ps}</i>	<i>m³/m² h</i>	<i>0.47</i>
<i>Carico idraulico superficiale alla Q_{max}</i>	<i>m³/m² h</i>	<i>0.69</i>
Battente centrale allo stramazzo	m	3.0
Volume sedimentatore	m ³	509
SUPERFICIE TOTALE ESISTENTE	m²	339
Carico idraulico superficiale alla Q _{max} di progetto	m ³ /m ² h	0.70
Superficie necessaria alla Q _{max}	m ²	618

SUPERFICIE DA REALIZZARE	m2	278
Linea 3 - NUOVA		
Vasche circolari a flusso radiale con carro ponte	N°	1
Diametro singolo sedimentatore	m	19.0
Lunghezza di stramazzo	m	59.7
Superficie sedimentatore	m2	284
Portata media nera effettiva al sedimentatore	m3/h	103.0
Portata di punta secca al sedimentatore	m3/h	134.3
Portata massima al trattamento al sedimentatore	m3/h	196.8
Carico idraulico superficiale alla Q_{mn}	$m^3/m^2 h$	0.36
Carico idraulico superficiale alla Q_{ps}	$m^3/m^2 h$	0.47
Carico idraulico superficiale alla Q_{max}	$m^3/m^2 h$	0.69
Battente centrale allo stramazzo	m	3.5
Pendenza del fondo	mm/m	90
Altezza parte conica	m	0.8
Altezza pozzo di presa fanghi	m	1.0
Profondità in centro vasca	m	5.3
Raggio di fondo	m	1.5
Diametro di fondo	m	3
A1	m2	284
A2	m2	7.1
Volume sedimentatore	m3	1079
LUNGHEZZA TOTALE DI STRAMAZZO	m	152
SUPERFICIE TOTALE	m2	623
VOLUME TOTALE	m3	2098
Carico idraulico superficiale alla Q_{mn}	$m^3/m^2 h$	0.36
Carico idraulico superficiale alla Q_{ps}	$m^3/m^2 h$	0.47
Carico idraulico superficiale alla Q_{max}	$m^3/m^2 h$	0.69
Carico lineare allo stramazzo alla Q_{mn}	$m^3/m d$	35.7
Carico lineare allo stramazzo alla Q_{ps}	$m^3/m d$	46.6
Carico lineare allo stramazzo alla Q_{max}	$m^3/m d$	68.3
Carico superficiale in solidi alla Q_{mn}	$kg/(m^2 \cdot h)$	2.4
Carico superficiale in solidi alla Q_{ps}	$kg/(m^2 \cdot h)$	3.2
Carico superficiale in solidi alla Q_{max}	$kg/(m^2 \cdot h)$	4.7
HRT alla Q_{mn}	h	9.3
HRT alla Q_{ps}	h	7.1
HRT alla Q_{max}	h	4.9

4.4.11. Disinfezione

L'intervento previsto per la disinfezione è la realizzazione di un nuovo bacino in aggiunta alle due vasche esistenti per aumentare il tempo di contatto del chemical sull'effluente chiarificato della sedimentazione secondaria. Oltre alla vasca verranno realizzati i canali di ingresso ed uscita, direttamente collegati all'attuale canale di scarico dell'effluente impianto.

Quindi, il processo di disinfezione si articolerà in due linee in parallelo più un terzo volume in serie ed il processo depurativo avverrà mediante dosaggio di acido peracetico al 16%. Si provvederà ad installare una nuova pompa dosatrice come riserva della dotazione esistente, oltre che sostituire il piping a servizio dell'unità operativa. La vasca di nuova realizzazione sarà bypassabile mediante installazione di un pancone sul canale esistente e paratoie manuali in ingresso ed uscita della vasca di disinfezione.

Nella successiva tabella si riportano i calcoli del dimensionamento del nuovo volume e i principali parametri della disinfezione.

Tabella 4-22: Stato di progetto: disinfezione

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Portata media nera	m ³ /h	226
Portata massima al trattamento	m ³ /h	433
HRT da garantire alla Q _{mn}	min	45.0
Volume di reazione globale secondo HRT alla Q _{mn}	m ³	169.7
Disinfezione esistente		
Numero di Linee	n°	2
Lunghezza	m	6.0
Larghezza	m	4.2
Superficie	m	25.2
Battente	m	2.0
Volume singola linea	m ³	50.4
Volume globale	m ³	100.8
Volume occupato dai setti interni	m ³	3.6
Volume utile totale	m³	97.2
HRT reale alla Q _{mn}	min	25.8
HRT reale alla Q _{max}	min	13.5
Spessore setti interni	m	0.2
Lunghezza singolo labirinto	m	4.7
Lunghezza singolo setto	m	4.5
Larghezza singolo labirinto	m	2.0
Labirinti compresi i setti esterni	N°	2
Lunghezza globale labirinti	m	9.4
Rapporto lunghezza/larghezza		5
Area trasversale	m ²	4.0
Velocità alla Q _{mn}	m/min	0.5
Velocità alla Q _{ps}	m/min	0.9
HRT da garantire alla Q _{mn}	min	45.0
Volume utile totale necessario	m³	169.7
Volume utile totale ESISTENTE	m³	97.2

Volume utile da realizzare	m3	72.5
<i>Nuovo bacino di disinfezione</i>		
Numero di Linee	n°	1
Lunghezza (dimensione vincolata planimetricamente)	m	6.0
Larghezza (dimensione vincolata planimetricamente)	m	4.2
Superficie	m	25.2
Battente	m	2.0
Volume singola linea	m3	50.4
Volume globale	m3	50.4
Volume occupato dai setti interni	m3	1.8
Volume utile totale	m3	48.6
Spessore setti interni	m	0.2
Lunghezza singolo labirinto	m	4.7
Lunghezza singolo setto	m	4.5
Larghezza singolo labirinto	m	2.0
Labirinti compresi i setti esterni	N°	2
Lunghezza globale labirinti	m	9.4
Volume utile totale (ESISTENTE + NUOVO)	m3	145.8
HRT alla Q _{mn}	min	39
<i>DOSAGGIO CHEMICALS</i>		
Serbatoio acido peracetico	m3	3
Purezza	%	16
Pompe peristaltiche dosaggio acido peracetico (PD)	N°	1+1
Portata	l/h	10
Dosaggio minimo	mg/l	1
Dosaggio massimo	mg/l	3
Consumo giornaliero minimo	l/d	34
Consumo giornaliero massimo	l/d	102
Consumo minimo	l/h	1.4
Consumo massimo	l/h	4.2
Autonomia del serbatoio all'utilizzo indicato alla richiesta minima	d	88
Autonomia del serbatoio all'utilizzo indicato alla richiesta massima	d	29

4.5. Il dettaglio degli interventi in linea fanghi

La filiera di processo della linea fanghi prevede di inviare i fanghi di supero biologico alla stabilizzazione aerobica. Il fango effluente dalla stabilizzazione aerobica fanghi, viene successivamente post-ispessito ed in seguito inviato all'unità di disidratazione, previo stoccaggio in un serbatoio di accumulo. Il fango disidratato viene convogliato, tramite una coclea orizzontale ed un elevatore obliquo, ad un cassone di deposito, alloggiato nel locale adiacente alle centrifughe.

Di seguito, dopo la stima della produzione dei fanghi di supero biologico, viene illustrato il riepilogo delle principali caratteristiche dimensionali delle singole unità operative.

Nella valutazione dei possibili interventi di revamping della linea fanghi, il progetto definitivo considera di ottimizzare il processo di stabilizzazione aerobica, con una sostituzione del sistema di diffusione dell'aria in vasca.

4.5.1. Produzione di fanghi di supero

La produzione di fanghi di supero biologico viene stimata considerando un abbattimento del 95% del COD nel reattore biologico, considerando un valore di crescita osservata dei fanghi (Y_{obs}) di 0,30 KgTVS/KgCODr come indicato nella seguente tabella.

A seguire vengono riportati i calcoli con una seconda metodologia di dettaglio simulando la produzione di fanghi anche su base SRT (Sludge Retention Time) dei reattori biologici così come desunti dalle simulazioni ASIM di cui sopra.

Tabella 4-23: Produzione di fanghi di supero – metodo 1

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
L COD	kg/d	1733
E%	%	95%
LCOD r	kg/d	1646
Y_{obs}	kgTVS/kgCODr	0,300
P_x	kgTVS/d	494
	kgTS/d	705
Concentrazione fanghi di supero	kgTS/m ³	10.9
Portata supero biologico	m³/d	60

Tabella 4-24: Produzione di fanghi di supero – metodo 2

<i>Voce</i>	<i>Equazione</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>	<i>Valore</i>
SRT	$SRT = XV / (Q_w X_r)$	d	12	15
X (concentrazione in vasca)		Kg/m ³	7.2	5.5
V (volumetria di vasca)		m ³	1620	1620
X_r (concentrazione sul ricircolo)		Kg/m ³	10.9	8.3
Qw massima (portata di supero)	$Q_w = XV / (X_r SRT)$	m³/d	90	72
LTSSw		KgTSSw/d	977	597

Alla luce dei calcoli sopra effettuati, si stima una portata di supero massima pari a 90 m³/d, da considerarsi nei periodi invernali, mentre nei periodi estivi viene stimata una portata di circa 70 m³/d.

4.5.2. La stabilizzazione aerobica fanghi

I fanghi di supero biologico verranno inviati al reattore di stabilizzazione aerobica le cui caratteristiche dimensionali sono indicate nella seguente tabella.

Il presente progetto prevede la sostituzione dei diffusori porosi per la distribuzione dell'aria in vasca, considerando un ragionevole stato di usura e degrado della rete aria presente.

Tabella 4-25: Stato di progetto: stabilizzazione aerobica fanghi

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Numero di linee	N°	1
Diametro	m	13.0
Raggio	m	6.5
Battente	m	5.2
Superficie	m ²	133
Volume utile	m ³	690.2
Portata fanghi supero influente	m ³ /d	90
HRT effettivo	d	7.7
Concentrazione fanghi supero	Kg/m ³	10.9
Carico di massa influente (TSS in)	KgTS/d	977
Peso specifico fanghi	Kg/l	1.02
Contenuto in solidi volatili	TVS/TS	0.70
Carico di massa influente (TVS in)	KgTVS/d	684
Percentuale di abbattimento in stabilizzazione aerobica	%	42
Carico di massa in solidi volatili eliminati (TVS RIM)	KgTVS/d	287
Carico di massa in solidi volatili effluenti (TVS OUT)	KgTVS/d	397
Carico di massa in solidi fissi effluenti (TFS OUT)	KgTFS/d	293
Carico di massa in solidi effluente (TSS out)	KgTS/d	690
TVS/TSS OUT	TVS/TS	0.58
Portata effluente	m ³ /d	90
Contenuto in solidi effluente	KgTS/m ³	7.7
<i>Calcolo dell'ossigeno da fornire</i>		
Richiesta di ossigeno specifica	KgO ₂ /Kg TVSr	2.4
Carico di TVS eliminati	KgTVS/d	287.2
Ossigeno massimo da fornire	KgO ₂ /d	689
Portata di aria da fornire GLOBALE	m ³ /d	15882
	m ³ /h	662
Percentuale di dissoluzione dell'aria	SOTE %	31
Concentrazione di saturazione in acqua pulita alla Pressione e condizioni di esercizio	mg/l	10.15
Beta	b	0.95
Concentrazione di saturazione dell'acqua pulita a 20°C	mg/l	9.17
Concentrazione dell'OD alle condizioni del processo	mg/l	2
Temperatura massima di esercizio	°C	20
Compressori per linea	N°	1
Portata di aria per compressore da fornire	Nm ³ /h	617

	Nm3/min	10.3
Portata di aria del compressore esistente	m3/h	605
	Nm3/h	564
	Nm3/min	9.4
Pressione differenziale di lavoro	mbar	640
Pressione differenziale compressore esistente	mbar	650
<i>Diffusori a microbolle disco 9"Φ260 – Sanitaire</i>		
Portata specifica di lavoro per diffusore	Nm3/h diffusore	3.5
Portata massima di lavoro del diffusore	Nm3/h diffusore	6.0
Coefficiente fc	Q progetto/Q massima	0.5833
Portata di aria	Nm3/h	617
Superficie perforata singolo diffusore	m2	0.035
Densità massima diffusori	N/m2	6.5
Superficie di membrana	m2	6.17
Densità di diffusione effettiva	N/m2	1.33
Numero totale diffusori necessari	N°	176
<i>Diffusori a microbolle disco PIK300 Φ303 - NOPOL</i>		
Portata specifica di lavoro per diffusore	Sm3/h diffusore	6.5
Portata massima di lavoro del diffusore	Sm3/h diffusore	7.5
Coefficiente fc	Q progetto/Q massima	0.8667
Portata di aria	Sm3/h	662
Superficie perforata singolo diffusore	m2	0.060
Densità massima diffusori	N/m2	4.0
Superficie di membrana	m2	6.11
Densità di diffusione effettiva	N/m2	0.77
Numero totale diffusori necessari	N.	102

4.5.3. Il post-ispessimento dei fanghi

Come anticipato, a valle della stabilizzazione aerobica si trova un bacino di post-ispessimento. Il progetto non prevede interventi su questa unità operativa, ma si riportano nel dettaglio i parametri dimensionali per la verifica con la nuova portata di progetto.

Tabella 4-26: Stato di progetto: post-ispessimento fanghi

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Numero di linee	N°	1
Diametro utile	m	7.1
Superficie	m2	39.6
Volume	m3	104.9
Portata fanghi supero influente	m3/d	90
Concentrazione fanghi supero	Kg/m3	7.7
Carico di massa influente (TSS in)	KgTS/d	690

Peso specifico fanghi	Kg/l	1.02
Contenuto in solidi volatili	TVS/TS	0.7
Rapporto di concentrazione permesso	-	1.2
Percentuale di cattura	%	98
Concentrazione fango effluente	Kg/m ³	9.2
Carico di massa effluente (TSS out)	KgTS/d	676
Portata fanghi effluente	m ³ /d	74
HRT di lavoro	d	1.2
Carico superficiale in solidi (C _{ss})	kgTS/m ² d	17
Carico idraulico superficiale (C _{is})	m ³ /m ² d	21.83
Stima della portata dei surnatanti		
Portata ingresso	m ³ /h	36.0
Portata uscita	m ³ /h	29.4
Portata surnatante	m ³ /h	6.6

4.5.4. Disidratazione dei fanghi

Il fango in uscita dall'ispessitore statico viene inviato nel locale centrifughe dove viene stoccato in un serbatoio di accumulo, prima di alimentare le due centrifughe attualmente presenti all'interno del locale. Il fango disidratato viene convogliato, tramite una coclea ed un elevatore, in un cassone dedicato, alloggiato nel locale adiacente. I surnatanti raggiungono per gravità un pozzetto esterno al locale per poi essere sollevati a valle della grigliatura grossolana.

Il progetto non prevede interventi su questa unità operativa, ma si riportano nel dettaglio i parametri dimensionali per la verifica con la nuova portata di progetto.

Tabella 4-27: Stato di progetto: disidratazione

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
Fango da disidratare	KgTS/d	676
Concentrazione solidi influente	KgTS/m ³	9.2
Portata totale giornaliera da disidratare	m ³ /d	73.5
Portata estrattore centrifugo	m ³ /h	18
N° macchine	N°	2
Portata massima disidratabile	m ³ /h	36
Ore funzionamento macchina	h/d	2.0
Concentrazione solidi effluente - Attesa	%	26
Percentuale di cattura	%	90
Fango disidratato	KgTS/d	608
Portata fanghi prodotti	m ³ /d	2.3
Produzione annuale di fango tal quale	tonn/d	2
	tonn/y	608
Autonomia scarrabile	tonn	15

Viaggi scarrabile all'anno	-	41
Carico di massa effluente	kgTS/h	298.0
	kgTVS/h	208.6
Dosaggio polielettrolita		
Percentuale di poli sul secco	Per mille	8.0
Consumo poli	kg/h	2.4
Soluzione polielettrolita titolo	per mille	4.0
Consumo soluzione poli	m3/h	0.6
	l/h	595.9
Capacità stazione	l/h	0-1000
Pompe monovite dosatrici	N.	2
Portata pompe dosatrici esistenti	l/h	200-1600
Stima della portata dei surnatanti		
Portata ingresso	m3/d	73.5
Portata uscita	m3/d	2.3
Portata surnatante	m3/d	71.2
	m3/h	34.9

4.6. Locale compressore e quadri elettrici

Le scelte progettuali prevedono la realizzazione di un locale tecnico, per l'alloggio del nuovo compressore e dei relativi quadri elettrici, le cui caratteristiche dimensionali (dimensioni interne utili) vengono di seguito riepilogate.

Tabella 4-28: Riepilogo ingombri locali tecnici

<i>Voce</i>	<i>U.m.</i>	<i>Valore</i>
<i>Locale alloggio compressori e quadri elettrici</i>		
Lunghezza	m	5.0
Larghezza	m	6.3
Altezza	m	3.5
<i>Locale alloggio compressori</i>		
Lunghezza	m	5.0
Larghezza	m	4.0
Altezza	m	3.5
<i>Locale quadri elettrici</i>		
Lunghezza	m	5.0
Larghezza	m	2.0
Altezza	m	3.5

Al fine di limitare l'impatto acustico sui recettori sensibili esterni all'impianto, il locale sarà costruito con particolari dettagli costruttivi; inoltre anche il locale esistente verrà adeguato alle prescrizioni ricevute per rispettare i limiti previsti dalla normativa vigente in materia.

L'involucro edilizio verrà costruito con una struttura intelaiata in calcestruzzo armato e tamponamenti in Lecablocco fonoisolante di spessore 25 cm con giunti verticali e orizzontali riempiti di malta e intonaco di finitura su ambo i lati per uno spessore di 1.5 cm per parte e uno spessore totale di parete di 28 cm (R_w da prove in laboratorio >56 dB). Sia all'interno del nuovo vano che di quello esistente, le pareti ed i soffitti interni dovranno essere ricoperti con intonaco fonoassorbente a spruzzo avente un SAA (Sound Absorption Average) e/o NRC (Noise Reduction Coefficient) superiore a 0.55 (classe di fonoassorbimento C), di spessore minimo 1.3 cm.

All'interno del locale esistente, per limitare l'emissione acustica dalla finestra rivolta verso Nord, si prevede di installare tre baffle fonoassorbenti disposti ad U – trappola acustica in sospensione dal soffitto per un'altezza di circa 2 m – con un lato parallelo alla finestra (2.0x1.5 m) e gli altri lati ortogonali alla stessa (2.0x1.0 m). Il baffle verrà realizzato con un pannello che unisca le qualità fonoassorbenti a quelle fonoisolanti (SSA non inferiore a 0.35 e R_w non inferiore a 25 dB).

4.7. Sistemazione generale area di impianto

Gli interventi di progetto risultano i seguenti:

- ✓ Realizzazione di piazzale in pavimentazione bituminosa nell'area adiacente alla stazione di stoccaggio e dosaggio dei chemicals per il raggiungimento dei serbatoi esistenti;
- ✓ Realizzazione di adeguate "dune", tramite movimenti terra, lungo il confine Nord dell'impianto, per diminuire l'impatto visivo dalla vicina strada provinciale;

4.8. Presidi ambientali

Quali presidi ambientali verranno utilizzate le seguenti accortezze:

- ✓ Si prevede la piantumazione di una serie di arbusti ed alberi di medio-alto fusto lungo il confine Nord dell'impianto, al fine di contenere l'impatto visivo rispetto alla statale adriatica e alla strada provinciale in cui si ubica l'accesso dell'impianto.

4.9. Sistema di controllo

Attualmente l'impianto risulta supervisionato e telecontrollato da un sistema di controllo sviluppato da Endress-Hauser.

L'ampliamento dell'impianto di depurazione comporta un aumento delle elettromeccaniche e una integrazione di quelle esistenti. Per tanto sarà necessario un adeguamento del sistema di supervisione esistente dell'impianto e relativo sistema di gestione degli allarmi, andando a modificare e aggiungere sia le logiche di funzionamento che le pagine grafiche sulla base delle nuove elettromeccaniche.

Sarà necessario adeguare anche il sistema di supervisione esistente aziendale.

L'adeguamento del trattamento biologico a cicli alternati determina l'installazione di un sistema di supervisione e controllo EasyGestWWTP installato su un PC industriale di tipo touch-panel da fronte quadro in grado di regolare i seguenti processi:

CICLI ALTERNATI IN REATTORE UNICO NELLE LINEE BIOLOGICHE HSC.01.

Il controllo del processo a cicli alternati mediante la rilevazione e l'elaborazione dei dati di una o più coppia di sonde del tipo OD (Ossigeno disciolto) e ORP (potenziale di ossido riduzione) per linea, consente la:

- Regolazione del regime dei compressori volumetrici o centrifughi necessari alla fornitura di aria per l'ossidazione;
- Regolazione degli elettromiscelatori sommersi;
- Il cambiamento dei sistemi di elaborazione dei segnali secondo parametri prefissabili e modificabili dall'operatore.

Inoltre si prevede un ulteriore software di gestione e di controllo del dosaggio dei reagenti per la precipitazione chimica del fosforo, con lo scopo di raggiungere il limite di conformità allo scarico con maggiore sicurezza, cercando di ridurre il più possibile il dosaggio dell'agente chimico defosfatante; tutto ciò verrà gestito mediante un software di logiche di controllo avanzate denominato HS.01 Sistema controllo algoritmi complessi per la defosfatazione.

Per tutti i nuovi segnali digitali e analogici in ingresso ed in uscita (utenze e sistemi di misura) verranno realizzate due nuove isole hardware all'interno dei due nuovi quadri MCC.02 e Q.Compressori. Le due nuove isole saranno realizzate con le stesse apparecchiature Allen-Bradley presenti già in impianto e saranno direttamente collegate con rete profibus alle stazioni di controllo esistenti.

I sistemi di controllo, si interfacceranno tra loro per mezzo di protocollo Modbus TCP/IP via ethernet.

Qualora si dovesse verificare un'anomalia al sistema di automazione EasyGestWWTP, si prevede l'adozione di un sistema di watch-dog dove il sistema di automazione generale dopo un certo tempo deciderà di prendere il comando delle elettromeccaniche che non comandava precedentemente con logiche impostate o su base tempo o su range di valori analogici acquisiti. Una volta ristabilita la corretta funzionalità del sistema di automazione EasyGestWWTP e quindi ristabilito il sistema watch-dog interno, il sistema di automazione generale si accorgerà dell'impulso e lascerà nuovamente il comando delle elettromeccaniche al sistema di automazione EasyGestWWTP. Qualora si dovesse verificare l'anomalia contemporanea delle due centraline o il solo crash del sistema principale, allora sarà necessario l'intervento di un operatore che dovrà intervenire posizionando le utenze in manuale.

4.10. Impianto elettrico

Tutte le opere relative all'impianto elettrico dovranno essere eseguite nel rispetto delle normative tecniche e di Legge ad oggi vigenti. Ogni componente elettrico deve essere conforme alle prescrizioni di sicurezza delle Norme CEI che lo riguardano. La scelta dei componenti elettrici e la loro installazione deve rispondere ai requisiti di sicurezza e di funzionalità indicati dalle norme tecniche e va verificata accertando la loro idoneità per quanto riguarda:

- Il servizio (utilizzo, tensione nominale, corrente di impiego, frequenza, potenza, compatibilità con altri componenti elettrici, ecc.)
- La protezione da influenze esterne (ambientali, meccaniche o elettriche) (IP, danneggiamenti meccanici, atmosfere pericolose, sistemi elettrici con tensioni diverse ecc.)
- L'accessibilità (manovra, ispezione, manutenzione, ecc.);
- L'identificazione dei componenti per la sicurezza degli interventi (targhe, cartelli per i dispositivi di sezionamento e protezione, contrassegni per le condutture ed i circuiti).

Per l'alimentazione principale del nuovo impianto, si prenderà alimentazione dal quadro esistente collocato all'interno del locale uffici.

Il nuovo impianto elettrico da realizzare, verrà realizzato parallelamente all'impianto esistente, garantendo la massima continuità di esercizio esistente.

Per il dettaglio si rimanda al relativo elaborato tecnico di riferimento "*D-R.IE.01 – Relazione tecnica e descrittiva di progetto*".

5. Bibliografia e Referenze

1. P Battistoni, A De Angelis, M. Pacini, L. Robotti “Lo sviluppo sostenibile nella depurazione delle acque di scarico: la depurazione di qualità, l’organizzazione dei servizi al territorio, la visione integrata degli impianti di ambito, gli impianti efficaci per piccole comunità”. Atti del convegno: Per una gestione di qualità del ciclo unico dell’acqua - Ancona 16 ottobre 1998, pp 25-46.
2. P. Battistoni, A. De Angelis, D. Bolzonella, P. Pavan. Il processo a cicli alternati in reattore unico. Una soluzione per le aree marginali del centro storico veneziano. In Proc. of Acque Reflue e Fanghi, Normativa ed aspetti tecnici. Milano 23 febbraio 2000. Acque Reflue e fanghi, pp 52 –65. Ed. Gruppo Scientifico Italiano Milano, pp 52-65.
3. E. Amoruso, P. Battistoni, R. Boccadoro, A. De Angelis, S. Pezzoli, Tecnologie avanzate in impianti di piccola e grand etaglia per la depurazione di acque reflue civili nella regione Marche, In Proceeding of: Convegno “Strumenti legislativi e gestionali per il controllo della qualità delle acque”, Ancona 29 Marzo, 2001.
4. P. Battistoni, R. Boccadoro, A. De Angelis, E. Amoruso. “The alternating oxic anoxic process automatically controlled. a way to obtain high performances and low energy costs in carbon and nitrogen biological removal”. In Proceeding of: Intern. Symposium on sanitary and Environmental Engineering, Trento 18-23 September 2000, pp 251-264.
5. P. Battistoni, S. Pezzoli, G. Vitiello, P. Fiaschi, G. Vignali, I cicli alternati in reattore unico come mezzo di upgrading di un impianto di rimozione dei nutrienti. Il caso dell’impianto di Viareggio. In proc. of Acque reflue e fanghi. Milano, 28 Febraio 2002.
6. Cecchi F., Battistoni P., Bolzonella D., Innocenti L. (2002). Il ciclo integrato delle acque reflue e dei rifiuti: una soluzione per il sistema depurativo della laguna di Venezia. GEA – Gestione, Economia e Ambiente, 1-2 / 2002, 66-79.
7. Paolo Battistoni*; David Bolzonella°, Alberto Paradisi^, Giuseppe Vitiello§, Franco Cecchi°Use of an automated alternated cycles process for the upgrading of large wastewater treatment plants: the experience of Viareggio-Italy. In Proceeding of: 9tu Spec. Conf. on Design, operation and economics of large wastewater treatment plants, 1-4 September 2003 , Praha, Czech Republic .
8. P. Battistoni, A. De Angelis, R. Boccadoro D. Bolzonella, (2003).; An automatically controlled alternate oxic-anoxic process for small municipal wastewater treatment plants. Ind. and Eng. Chem. Res., 42 (3), 509-515.
9. P.Battistoni, F.Fatone, R. Cellini , F. Cecchi , Il processo a cicli alternati: sperimentazione in impianti reali e pilota per testare la fattibilità dell’upgrading di piccoli e grandi impianti di depurazione In Proceeding of: Convegno GRICU 2004, Ischia 12-15 Settembre 2004.
10. P. Battistoni, R. Boccadoro, D. Bolzonella, M. Marinelli, (2004). An alternate oxic-anoxic process automatically controlled. Theory and practice in a real treatment plant network. Wat Sci Tech. 48 (11-12), 337-344.
11. M. Brucculeri, D. Bolzonella, P. Battistoni and F. Cecchi, (2005), Treatment of mixed municipal and winery wastewaters in a conventional activated sludge process: a case study, Water Science and Technology , 51 (1), 89-98.

12. Fatone F., Bolzonella D., Battistoni P., Cecchi F. (2005) Removal of nutrients and micropollutants treating low loaded wastewaters in a membrane bioreactor operating the automatic alternated-cycles process. *Desalination*, 183(1-3), 395 – 405. Elsevier Science Ltd, Oxford, ISSN: 0011-9164.
13. Battistoni P., Fatone F., Bolzonella D., Pavan P., E.M. Battistoni. (2006). Full scale application of the coupled alternate cycles-membrane bioreactor (AC-MBR) process for wastewater reclamation and reuse. 5th IWA World Water Congress and Exhibition – Beijing, China. September 2006.
14. Battistoni P., Fatone F., Cecchi F., Pavan P., Battistoni E.M. (2006). Full scale MBR operating the alternate cycles: one year experiences and process validation. In *Atti dei Seminari di Ecomondo 2006*. 8-11 Novembre. Rimini – Italia, Vol 2, 180-186. Maggioli Editore ISBN 88.387.3687.1.
15. P. Battistoni, F. Fatone, D. Bolzonella, P. Pavan (2006). Full scale application of the coupled alternate cycles-membrane bioreactor (AC-MBR) process for wastewater reclamation and reuse, *Water Practice and Technology*. 1 (4) IWA Publishing, London ISSN Online: 1751-231X.
16. M. Santinelli, A. L. Eusebi, E. Cola, P. Battistoni (2011). A Hybrid Denitrification–Alternate Cycles Reactor To Enhance the Nitrogen Biological Removal in a Real Wastewater Treatment Plant - *Ind. Eng. Chem. Res.*, 2011, 50 (24), pp 13947–13953.
17. Nardelli, P., Gatti, G., Eusebi, A. L., Battistoni, P., Cecchi, F., Full scale Application of the Alternate Oxidic/Anoxic Process: an overview, *Industrial and Engineering Chemistry Research*, 2009, 48 (7), 3526-3532.
18. Eusebi, A. L., Nardelli, P., Gatti, G., Battistoni, P., Cecchi, F., From conventional activated sludge to alternate oxidic/anoxic process: the optimisation of winery wastewater treatment, *Water Science and Technology*, 2009, 60(4), 1041-1048.
19. Nardelli, P., Battistoni, E.M., Eusebi, A.L., Battistoni, P., Best Management Practices in Wastewater Treatment in Italian Country: the Territorial Approach of the Autonomous Province of Trento, *Journal of Water Sustainability*, 2011, 1 (1), 22-32.
20. Eusebi, A.L., Santini, M., De Angelis, A., Battistoni, P., MBR and alternate cycles processes: advanced technologies for liquid wastes treatment, *Chemical Engineering Transactions*, 2011.
21. Eusebi, A.L., Massi, A., Sablone, E., Santinelli, M., Battistoni, P., Industrial wastewater platform: upgrading of the biological process and operative configurations for best performance, *Water Science and Technology*, 2012, 721-727.
22. Nardelli, Gatti, Merz, Eusebi, Battistoni, 2011, A territorial approach for excess sludge management: the case of autonomous province of Trento. In *proceeding of IWA Congress Sustainable Solutions for Small Water and Wastewater Treatment Systems*, Venice 18-22 April 2011.
23. Bariani, Della Muta, Miglioli, Carletti, Eusebi, 2011, Biological process optimization: nutrients performances, settling behaviour and biotic quality of the sludge. In *proceeding of IWA Congress Sustainable Solutions for Small Water and Wastewater Treatment Systems*, Venice 18-22 April 2011.
24. Paci B., Gozzi F., Battistoni P., Eusebi A.L., 2011, Small wastewater treatment plants: modelling and real results of the alternate cycles process. In *proceeding of IWA Congress Sustainable Solutions for Small Water and Wastewater Treatment Systems*, Venice 18-22 April 2011.

25. Eusebi A.L., Sablone E., Massi A., Battistoni P., 2010, Piattaforma reflui industriali: upgrading del processo biologico e configurazioni operative per l'ottimizzazione delle prestazioni. In proceeding of Ecomondo 2010 Rimini 3-5 Novembre.
26. Eusebi A.L., Santinelli M., Panigutti M., Burzacca L., Battistoni P., 2011, Effetto di riduzione della produzione dei fanghi attraverso l'applicazione di un processo a cicli in linea acque: un caso reale. In proceedings of Ecomondo 2011 Rimini 9-12 Novembre.
27. A.L. Eusebi, M. Santinelli, E. Cola, P. Battistoni (2013). "An alternating oxic-anoxic process for excess sludge reduction: impact and results in full scale plants." In proceeding of IWA Congress Holistic Sludge Management, Vasteras 5-8 May 2013.