

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA INDUSTRIALE  
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CHIMICA E DEI  
PROCESSI INDUSTRIALI**



**Tesi di Laurea Magistrale in  
Ingegneria Chimica e dei Processi Industriali**

**STUDIO DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE  
DELLE ACQUE REFLUE DOMESTICHE  
IN LOCALITÀ VALLE DI CASTELGOMBERTO (VI)**

**Relatore: Ch. Mo prof. Lino Conte**

**Correlatore: Ing. Luigi Falletti**

**Tutor aziendale: p.i. Giampietro Girardi**

**Laureando: Mattia Volpiana**

Anno accademico 2014 – 2015



# Indice

|                          |          |
|--------------------------|----------|
| <b>Introduzione.....</b> | <b>1</b> |
|--------------------------|----------|

## **Capitolo 1 – Legislazione sulle acque reflue**

|                                                                    |   |
|--------------------------------------------------------------------|---|
| 1.1 Decreto legislativo n. 152/2006 .....                          | 3 |
| 1.2 Il Piano di tutela delle acque della regione Veneto (PTA)..... | 5 |

## **Capitolo 2 – Principali trattamenti depurativi**

|                                                       |    |
|-------------------------------------------------------|----|
| 2.1 Principali trattamenti depurativi.....            | 7  |
| 2.2 Trattamenti primari.....                          | 7  |
| 2.2.1 Grigliatura.....                                | 8  |
| 2.2.2 Dismulatura.....                                | 8  |
| 2.2.3 Dissabbiatura.....                              | 8  |
| 2.2.4 Sollevamento.....                               | 9  |
| 2.3 Trattamenti secondari.....                        | 9  |
| 2.3.1 Ossidazione.....                                | 10 |
| 2.3.2 Nitrificazione.....                             | 11 |
| 2.3.3 Denitrificazione.....                           | 12 |
| 2.3.4 Sedimentazione secondaria.....                  | 12 |
| 2.4 Trattamenti terziari.....                         | 13 |
| 2.4.1 Reattore MBBR → Moving Bed Biofilm Reactor..... | 13 |
| 2.5 Ispessitore.....                                  | 15 |

## **Capitolo 3 – L'impianto di Valle di Castelvomberto**

|                                                 |    |
|-------------------------------------------------|----|
| 3.1 Introduzione.....                           | 17 |
| 3.2 Dati di progetto e limiti allo scarico..... | 17 |
| 3.3 Schema a blocchi dell'impianto.....         | 18 |
| 3.4 Trattamenti primari.....                    | 20 |
| 3.5 Vasca di ossidazione.....                   | 21 |

|                                           |    |
|-------------------------------------------|----|
| 3.6 Sedimentatore secondario.....         | 21 |
| 3.7 Reattore a letto mobile (MBBR).....   | 22 |
| 3.8 Ispessimento.....                     | 23 |
| 3.9 Scarico finale nel torrente Onte..... | 24 |

## **Capitolo 4 – Studio e prove sull’impianto di Valle di Castelgomberto**

|                                                                                                     |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.1 Obiettivi dello studio.....                                                                     | 25 |
| 4.2 Studio di funzionamento dell’impianto.....                                                      | 25 |
| 4.2.1 Portate trattate.....                                                                         | 25 |
| 4.2.2 pH e Temperatura.....                                                                         | 26 |
| 4.2.3 Concentrazioni degli inquinanti in ingresso ed in uscita dall’impianto.....                   | 27 |
| 4.3 Metodi di analisi utilizzati per le prove sperimentali.....                                     | 31 |
| 4.3.1 Analisi dei SST (solidi sospesi totali) nel fango attivo.....                                 | 31 |
| 4.3.2 Determinazione della curva di sedimentazione del fango attivo.....                            | 31 |
| 4.3.3 Determinazione dell’indice di SVI (Sludge volume index).....                                  | 32 |
| 4.3.4 Determinazione della biomassa adesa.....                                                      | 32 |
| 4.3.5 Analisi del COD a Attività ossidante del fango attivo.....                                    | 33 |
| 4.3.6 Analisi dell’azoto ammoniacale e Attività nitrificante del fango attivo e del<br>biofilm..... | 33 |
| 4.4 Risultati delle prove sperimentali.....                                                         | 34 |
| 4.4.1 Curve di sedimentazione.....                                                                  | 34 |
| 4.4.2 Attività ossidante del fango attivo.....                                                      | 37 |
| 4.4.3 Attività nitrificante del fango attivo.....                                                   | 39 |
| 4.4.4 Attività nitrificante del biofilm.....                                                        | 41 |
| 4.4.5 Considerazioni sui risultati dei test.....                                                    | 44 |
| 4.4.6 Calcolo della potenzialità effettiva.....                                                     | 45 |
| 4.4.7 Calcolo della massima capacità depurativa.....                                                | 46 |

|                         |           |
|-------------------------|-----------|
| <b>Conclusioni.....</b> | <b>51</b> |
|-------------------------|-----------|

|                          |           |
|--------------------------|-----------|
| <b>Bibliografia.....</b> | <b>53</b> |
|--------------------------|-----------|

# INTRODUZIONE

La tesi riguarda lo studio dell'impianto di depurazione di Valle di Castelvomberto, questo lavoro ha avuto la durata di 6 mesi ed è stato svolto presso la società Alto Vicentino Servizi AVS. L'impianto tratta acque reflue di origine domestica ed è situato nella parte più bassa della valle, successivamente le acque depurate vengono scaricate in acque superficiali. Il problema principale è il condotto principale che porta il refluo all'impianto, in quanto è soggetto a molte infiltrazioni che consentono all'acqua piovana accumulata nei terreni di entrare e di arrivare in grande quantità all'impianto. In questo modo l'impianto, nei periodi di pioggia è sovraccaricato dal punto di vista idraulico. In questo studio sono stati calcolati i carichi effettivi in ingresso e in uscita, le rese di abbattimento degli inquinanti e le massime capacità di trattamento. E' stata inoltre svolta una parte sperimentale con lo studio delle curve di sedimentabilità del fango attivo prelevato dalla vasca di ossidazione, e delle velocità specifiche di ossidazione e nitrificazione del fango attivo e del biofilm del reattore MBBR. Infine lo studio ha evidenziato che il refluo in uscita dall'impianto, pur rispettando tutti i limiti, presenta torbidità con presenza di microflocchi. La società AVS molto attenta all'ambiente vuole che da questo studio venga proposta una soluzione per eliminare questi microflocchi così da ottenere una migliore qualità del refluo in uscita.



# CAPITOLO 1

## Legislazione sulle acque reflue

### 1.1 Decreto Legislativo n. 152/2006

L'attuale legge-quadro per la tutela delle acque dall'inquinamento è il D.Lgs. 152/2006 alla parte III; esso ha sostituito il precedente D.Lgs. 152/1999 e lo ha integrato all'interno di un testo unico. Sono importanti alcune definizioni:

**Abitante equivalente (A.E):** la quantità di sostanze organiche biodegradabili, derivate da un'utenza civile convogliate in fognatura nell'arco temporale di un giorno (24 ore) cui corrisponde una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (120 ore) pari a 60 grammi di O<sub>2</sub> al giorno.

**Acque reflue domestiche:** acque reflue provenienti da insediamenti di tipo residenziale e da servizi e derivanti prevalentemente dal metabolismo umano e da attività domestiche.

**Acque reflue industriali:** qualsiasi tipo di acque reflue scaricate da edifici o impianti in cui si svolgono attività commerciali o di produzione di beni, diverse dalle acque reflue domestiche e, in generale, dalle acque meteoriche di dilavamento; sono riconducibili alle acque reflue industriali anche le acque meteoriche di dilavamento che dilavano superfici ove vi sia la presenza di depositi di rifiuti, materie prime, prodotti, non protetti dall'azione degli agenti atmosferici, oppure in cui avvengano lavorazioni, comprese operazioni di carico e scarico, o ricorrano altre circostanze, che comportino la possibilità di dilavamento di sostanze pericolose o comunque di sostanze in grado di determinare effettivi pregiudizi ambientali.

**Acque reflue urbane:** acque reflue domestiche o il miscuglio di acque reflue domestiche, di acque reflue industriali e/o di quelle meteoriche di dilavamento convogliate in reti fognarie, anche separate, e provenienti da agglomerato.

**Acque di prima pioggia:** i primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di collettamento.

**Acque di seconda pioggia:** le acque meteoriche di dilavamento che dilavano le superfici scolanti successivamente alle acque di prima pioggia nell'ambito del medesimo evento piovoso.

**Acque meteoriche di dilavamento:** la frazione delle acque di una precipitazione atmosferica che, non infiltrata nel sottosuolo o evaporata, dilava le superfici scolanti;

**Agglomerato:** area in cui la popolazione ovvero le attività produttive sono concentrate in misura tale da rendere ammissibile, sia tecnicamente che economicamente in rapporto anche ai benefici ambientali conseguibili, la raccolta ed il convogliamento delle acque reflue urbane verso un sistema di trattamento o verso un punto di recapito finale.

**Corpi idrici superficiali:** i corsi d'acqua naturali - anche con deflussi non perenni - o artificiali, i laghi naturali o artificiali, gli specchi d'acqua artificiali, le acque di transizione formanti laghi salmastri, lagune, valli e zone di foce in mare e le acque costiere marine.

**Fognatura mista:** rete fognaria che canalizza sia acque reflue urbane che acque meteoriche di dilavamento.

**Fognatura separata:** la rete fognaria costituita da due canalizzazioni, la prima delle quali adibita alla raccolta ed al convogliamento delle sole acque meteoriche di dilavamento e dotata o meno di dispositivi per la raccolta e la separazione delle acque di prima pioggia e anche delle acque di seconda pioggia e di lavaggio, se ritenute contaminate e la seconda adibita alla raccolta e al convogliamento delle acque reflue urbane, unitamente alle eventuali acque di prima pioggia e anche delle acque di seconda pioggia e di lavaggio, se ritenute contaminate.

Il D.Lgs. 152/2006 stabilisce la disciplina degli scarichi a livello nazionale. Tutti gli impianti di depurazione di acque reflue urbane di potenzialità superiore a 2000 A.E. devono rispettare i limiti allo scarico della tab. 1 Allegato 5 alla parte III.

**Tabella 1.1:** Limiti di emissione per gli impianti di acque reflue urbane

| Potenzialità impianto A.E.              | 2.000 - 10.000 | > 10.000       |
|-----------------------------------------|----------------|----------------|
| Parametri (media giornaliera)           | Concentrazione | Concentrazione |
| BOD <sub>5</sub> (senza nitrificazione) | ≤ 25           | ≤ 25           |
| COD                                     | ≤ 125          | ≤ 125          |
| Solidi Sospesi                          | ≤ 35           | ≤ 35           |

In alcune zone, definite all'art. 91 come “*aree sensibili*”, si applicano anche limiti restrittivi per l'azoto e il fosforo; tali aree sono individuate con i criteri specificati all'Allegato 6. Si considera area sensibile un sistema idrico classificabile in uno dei seguenti gruppi:

- laghi naturali, altre acque dolci, estuari e acque del litorale già eutrofizzati o probabilmente esposti a prossima eutrofizzazione in assenza di interventi protettivi specifici;
- acque dolci superficiali destinate alla produzione di acqua potabile che potrebbero contenere, in assenza di interventi, una concentrazione di nitrato superiore a 50 mg/l;

- aree che necessitano, per gli scarichi afferenti, di un trattamento supplementare al trattamento secondario al fine di conformarsi alle prescrizioni previste dalla presente norma.

La tabella 2 dell'Allegato 5 (tabella 1.2) alla parte III stabilisce i limiti per l'azoto e il fosforo nelle aree sensibili; le concentrazioni o le percentuali di riduzione del carico inquinante indicate devono essere raggiunti per uno od entrambi i parametri a seconda della situazione locale.

**Tabella 1.2:** Limiti di emissione per gli impianti di acque reflue urbane recapitanti in aree sensibili

| Potenzialità impianto in A.E. | 10.000 - 100.000 | > 100.000      |
|-------------------------------|------------------|----------------|
| Parametri (media annua)       | Concentrazione   | Concentrazione |
| Fosforo totale                | $\leq 2$         | $\leq 1$       |
| Azoto totale                  | $\leq 15$        | $\leq 10$      |

## 1.2 Il piano di tutela delle acque della regione Veneto (PTA)

Il piano di tutela delle acque è la normativa locale di riferimento; esso è stato approvato nel 2009 e adottato nel 2012, ed è composto da tre documenti: sintesi degli aspetti conoscitivi, indirizzi di piano, norme tecniche di attuazione. La parte più importante per la disciplina degli scarichi sono le norme tecniche di attuazione. In particolare il PTA divide il territorio in zone a differente sensibilità sulla base di criteri geomorfologici, idrologici e di densità abitativa: zona montana, zona di pianura (a bassa o ad elevata densità insediativa), zona di ricarica degli acquiferi, zona costiera, mare; in base alla zona e alla potenzialità (A.E.) dello scarico vengono stabiliti i limiti come mostrato in tab. 1.3; tali limiti, riferiti ai parametri significativi per scarichi urbani, sono riportati in tab. 1.4.

**Tabella 1.3:** soglie per l'applicazione dei limiti di emissione allo scarico delle acque reflue urbane in acque superficiali

| abitanti equivalenti | zona montana | zona di pianura a bassa densità insediativa | zona di pianura ad elevata densità insediativa | zona di ricarica degli acquiferi | Zona costiera | Acque marine |
|----------------------|--------------|---------------------------------------------|------------------------------------------------|----------------------------------|---------------|--------------|
| < 100                |              |                                             |                                                |                                  |               | E            |
| Da 100 a 199         |              |                                             |                                                | A                                |               | E            |
| Da 200 a 499         |              |                                             | A                                              | A                                | A             | E            |
| Da 500 a 1999        | A            | A                                           | A                                              | B                                | A             | E            |
| Da 2000 a 9999       | B            | C                                           | C                                              | D                                | C             | E            |
| $\geq 10000$         | C            | C                                           | C                                              | D                                | C             | E            |

**Tabella 1.4:** limite di emissione per gli scarichi di acque reflue urbane in acque superficiali

|                                           | unità di misura | Colonna A | Colonna B | Colonna C | Colonna D | Colonna E     |
|-------------------------------------------|-----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------------|
| pH                                        |                 | 5,5-9,5   | 5,5-9,5   | 5,5-9,5   | 5,5-9,5   | 5,0-9,5       |
| Temperatura                               | °C              | /         | /         | /         | /         | /             |
| Colore                                    |                 | 1:40      | 1:40      | 1:20      | 1:20      | 1:20          |
| Solidi sospesi totali (SST)               | mg/l            | 200       | 150       | 35        | 35        | 35            |
| BOD <sub>5</sub> (come O <sub>2</sub> )   | mg/l            | <190      | 80        | 25        | 25        | 25            |
| COD (come O <sub>2</sub> )                | mg/l            | <380      | 250       | 125       | 125       | 125           |
| Azoto ammoniacale (come NH <sub>4</sub> ) | mg/l            | 30        | 30        | 15        | 5         | 30            |
| Azoto nitroso (come N)                    | mg/l            | 2         | 2         | 0,6       | 0,2       | 2             |
| Azoto nitrico (come N)                    | mg/l            | 30        |           | 20        | 20        | 50            |
| Azoto totale (come N)                     | mg/l            | 55        | 55        |           |           |               |
| Grassi e olii animali / vegetali          | mg/l            | 40        | 20        | 20        | 20        | 20            |
| Fosforo totale (come P)                   | mg/l            | 20        | 15        | 10        | 5         | 20            |
| Solfati (come SO <sub>4</sub> )           | mg/l            | 1000      | 1000      | 1000      | 500       | Nessun limite |
| Cloruri                                   | mg/l            | 1200      | 1200      | 1200      | 400       | Nessun limite |
| Zinco                                     | mg/l            | 0,5       | 0,5       | 0,5       | 0,5       | 0,5           |
| Rame                                      | mg/l            | 0,1       | 0,1       | 0,1       | 0,05      | 0,1           |

L' impianto di Valle di Castelgomberto presenta un numero di abitanti equivalenti compreso tra 500 e 1999 e risiede in una zona di pianura a bassa densità insediativa inoltre tratta acque reflue urbane e dopo il trattamento le scarica presso il torrente Onte quindi in acque superficiali. Quindi l'impianto deve sottostare ai limiti imposti dalla tabella 1.4, colonna A del PTA.

## CAPITOLO 2

### Principali trattamenti depurativi

#### 2.1 Principali inquinanti di un refluò civile

I principali inquinanti di un refluò civile sono i **materiali galleggianti**, come ad esempio: oli, grassi e sostanze insolubili e meno dense dell'acqua; i **materiali in sospensione** comprendono sostanze sedimentabili, più pesanti dell'acqua, ma che restano in sospensione grazie alla turbolenza del refluò. Le **sostanze disciolte** comprendono acidi, basi, ioni di metalli, sostanze organiche e altre sostanze tossiche. Infine troviamo i **materiali biologici** i quali sono presenti in acqua sotto forma di organismi animali e vegetali.

**BOD (Biochemical Oxygen Demand):** è il parametro che consente la valutazione del carico inquinante in un'acqua, e viene definito come la quantità di ossigeno utilizzato da una popolazione microbica per demolire il materiale organico biodegradabile presente in un litro d'acqua e si misura in (mg/l).

**COD (Chemical Oxygen Demand):** viene espresso in mg O<sub>2</sub>/l e fornisce la quantità di ossigeno necessaria per la completa ossidazione chimica delle sostanze organiche biodegradabili, non biodegradabili e di quelle inorganiche presenti in un campione di acqua. Da misure sperimentali si nota che in un refluò civile COD/BOD è compreso tra 1.6 – 2.5.

**Solidi sospesi totali (SST):** si intendono tutte le sostanze sospese presenti nel campione, siano sedimentabili o colloidali. Queste sostanze vengono trattenute da un filtro a membrana di porosità 0.45 µm quando un litro di campione viene sottoposto a filtrazione; la loro quantità si determina come residuo secco a 105°C di 1 litro di campione passato per il filtro;

**Solidi sospesi sedimentabili (SSS):** rappresentano i solidi sedimentabili che decantano durante una prova di sedimentazione statica protratta per 2 ore in appositi coni graduati imhoff.

**Solidi sospesi non sedimentabili (SSNS):** rappresentano i materiali più grossolani che invece sedimentano in tempi lunghi (superiore alle 2 ore nei coni imhoff).

**Solidi sospesi disciolti (SSD):** sono quelle sostanze che passano attraverso un filtro di 0,45µm.

#### 2.2 Trattamenti primari

I trattamenti primari servono all'eliminazione di corpi grossolani, olii e schiume che potrebbero ridurre l'efficienza delle successive fasi di depurazione.

### **2.2.1 Grigliatura**

Il refluo in entrata nell'impianto inizialmente passa per una fase di grigliatura, dove i materiali di grosse dimensioni (rami, pietre, pezzi di legno ecc.) sono trattenuti per mezzo di una griglia; a seconda della distanza tra le barre, si possono distinguere griglie grossolane (4-6 cm) o griglie fini (0,2-2 cm). Essa ha lo scopo di intercettare i solidi sospesi particolati prima che essi danneggino o rallentino i processi depurativi. Il dimensionamento è effettuato imponendo una velocità di passaggio del refluo compresa tra 0,3 e 1,4 m/s. Al giorno d'oggi la grigliatura è un processo completamente meccanico. I tipi di griglia più usati sono la griglia a nastro, la griglia a gradini e la filtrococlea. La *filtrococlea* è una macchina compatta e robusta e fornisce un buon trattamento di sgrigliatura del refluo in ingresso. Si tratta di una griglia multifunzionale in quanto raggruppa le seguenti operazioni: grigliatura, sollevamento/lavaggio del grigliato, compattazione/disidratazione ed infine lo scarico in un contenitore apposito. Il principio di funzionamento prevede che grazie allo schermo filtrante, costituito da un vaglio semicilindrico, questa macchina è in grado di bloccare i più piccoli corpi (più grandi della luce di filtrazione) in sospensione e, mediante una coclea, di sollevarli al di fuori del flusso d'acqua, compattarli e convogliarli allo scarico, posto nella parte alta della macchina. Durante il sollevamento, il materiale grigliato subisce un lavaggio al fine di rimuovere le sostanze organiche solubili inoltre la coclea risulta essere autopulente grazie alle spazzole le quali grazie al movimento rotativo mantengono la griglia pulita.

### **2.2.2 Disoleatura**

La disoleatura serve per eliminare olii e grassi che andrebbero altrimenti ad inibire le successive reazioni biologiche e ad ostacolare la sedimentazione dei fanghi limitando lo scambio di  $O_2$  con l'atmosfera, favorendo così la crescita di batteri di tipo filamentoso al posto di quelli fiocco formatori. Oli e grassi possono presentarsi in forma di agglomerati come granuli insolubili, di dimensioni fino ad alcuni  $cm^3$ , in tal caso la metabolizzazione da parte dei batteri è lenta, non vengono separati per la loro bassa densità specifica nei decantatori e fuoriescono con l'effluente incrementando tra l'altro i valori di BOD e COD.

### **2.2.3 Dissabbiatura**

La dissabbiatura è un processo di separazione delle sabbie, si tratta di materiali aventi dimensioni di 0,15-0,20 mm, sia silicei che non, con densità superiore a quella dell'acqua, che sono passati

attraverso le sbarre della griglia di ingresso. Tali materiali possono danneggiare i successivi trattamenti di depurazione e quindi vanno asportati per scongiurare il loro deposito nelle vasche successive, diminuendone il volume utile, e per evitare l'abrasione di pompe e macchinari da parte di queste particelle silicee. La separazione avviene per gravità movimentando i reflui ad una velocità di 0,3-0,4 m/s oppure per aerazione insufflando aria nel bacino per mantenere in sospensione le particelle fini e spingere le pesanti sul fondo con un moto a spirale del fluido.

#### **2.2.4 Sollevamento**

Il refluo in ingresso dopo essere transitato attraverso la filtro coclea e dopo essere stato sottoposto ai trattamenti di disoleatura e dissabiatura, viene sollevato per mezzo di pompe e immesso nella vasca di ossidazione. Grazie ai trattamenti eseguiti in precedenza le pompe funzionano correttamente in quanto lavorano un refluo più pulito e privo di sabbie, olii, grassi e materiali che possono provocare danni alle apparecchiature.

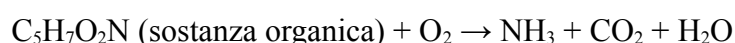
### **2.3 Trattamenti secondari**

I trattamenti secondari sono basati normalmente su processi biologici, in cui microrganismi di opportuni ceppi degradano le sostanze organiche e azotate presenti nel refluo. L'ossidazione biologica assume un ruolo fondamentale nel trattamento delle acque reflue di origine domestica. La depurazione delle acque reflue da composti carboniosi e azotati avviene tramite fanghi attivi, cioè fanghi formati da fiocchetti di 1-3 mm contenenti una serie di microrganismi, tra cui i più importanti sono batteri eterotrofi (necessitano per vivere di sostanza organica) ed autotrofi (necessitano per vivere di sostanza inorganica), aerobi ed anaerobi. Per batteri aerobi è necessario anche fornire ossigeno tramite una serie di soffianti, in quanto non è sufficiente quello proveniente dall'interscambio con l'atmosfera. I microrganismi utilizzano per il loro sviluppo parte delle sostanze organiche solubili presenti nei liquami, trasformandole in biomassa che poi è separata dall'acqua nel sedimentatore secondario. Le alte concentrazioni microbiche presenti nella vasca di aerazione sono rese possibili da un continuo ricircolo del fango raccolto dalla fase di sedimentazione finale. In questo modo si introducono organismi già completamente formati ed efficienti e le reazioni si innescano con rapidità. Inoltre con il ricircolo il tempo di permanenza della biomassa nel reattore (età del fango) è superiore al tempo di residenza del liquame. Quindi si deve controllare il tempo di ritenzione nelle vasche per garantire la completa degradazione di tutte le sostanze organiche presenti nei reflui. La cinetica di reazione risente molto della

temperatura: più essa diminuisce, più rallenta la velocità con cui le reazioni hanno luogo, e maggiore è il volume necessario per arrivare allo stesso grado di depurazione. Per questo motivo il dimensionamento viene sempre effettuato sulla temperatura minima. I fattori che più influenzano il processo depurativo a fanghi attivi sono la struttura del reattore, la natura del refluo che viene trattato, la richiesta di trasferimento di ossigeno, la temperatura ed il pH all'interno del reattore. Il processo depurativo è generalmente diviso in tre fasi: *ossidazione*, *nitrificazione* e *denitrificazione*.

### 2.3.1 Ossidazione

La biomassa attiva provoca la demolizione della sostanza organica da parte dei microrganismi (batteri, protozoi e metazoi) in sostanze semplici come la  $\text{CO}_2$  e l' $\text{H}_2\text{O}$  ed energia che poi usano per accrescersi e moltiplicarsi. Infatti il fango attivo è continuamente prodotto all'interno della vasca di ossidazione in seguito alle reazioni biochimiche di degradazione del carbonio organico.



Il processo viene regolato dal fattore carico del fango  $F_c$ , che rappresenta il carico di sostanza biodegradabile ( $\text{kg BOD}_5/\text{d}$ ) diviso per la massa in  $\text{kg}$  di solidi sospesi presenti nella vasca:

$$F_c = \frac{Q \cdot [\text{BOD}_5]}{[\text{SST}] \cdot V}$$

$F_c$  = fattore di carico del fango ( $\text{kg}_{\text{BOD}_5} / \text{kg}_{\text{SST}} \cdot \text{d}$ )

$Q$  = portata entrante (in  $\text{m}^3/\text{d}$ )

$[\text{BOD}_5]$  = concentrazione di  $\text{BOD}_5$  ( $\text{kg}_{\text{BOD}_5}/\text{m}^3$ )

$[\text{SST}]$  = concentrazione di solidi sospesi ( $\text{kg}_{\text{SST}}/\text{m}^3$ )

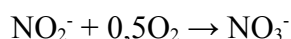
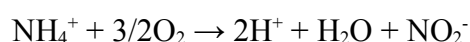
$V$  = volume vasca ( $\text{m}^3$ )

Portata e concentrazione di  $\text{BOD}_5$  sono forniti da indagini tecniche sul refluo da trattare; impostando parametri di  $F_c$  tra 0,1 - 0,2  $\text{kg}_{\text{BOD}_5}/\text{kg}_{\text{SST}} \cdot \text{d}$  ( $0,05 < F_c < 0,08$  per piccoli impianti) e concentrazioni di solidi sospesi tra 2,5 - 6  $\text{kg}_{\text{SST}}/\text{m}^3$  si ricava il volume  $V$  necessario della vasca di ossidazione per lavorare coi parametri prescelti. Più basso si mantiene il fattore di carico, maggiore è il tempo di detenzione e la concentrazione di microrganismi, cioè il grado di

ossidazione ed elaborazione a cui sono sottoposte le sostanze organiche. L'ossigeno necessario alla vita dei batteri viene introdotto tramite insufflazione d'aria, e la concentrazione di  $O_2$  nella vasca deve essere mantenuta al di sopra di 0,5 mg/l. La quantità di ossigeno da fornire deve essere sufficiente per garantire sia la sintesi batterica che la respirazione, e dipende da dei coefficienti di ossidazione e di assorbimento scelti dal progettista, dalla portata e concentrazione di  $BOD_5$  entrante, dal volume della vasca e dalla concentrazione di SST al suo interno, dalla difficoltà di trasferimento dell'ossigeno dall'aria all'acqua e dall'efficienza del diffusore.

### 2.3.2 Nitrificazione

L'azoto presente nei liquami è in gran parte sotto forma di azoto organico ed ammoniacale ( $NH_3$ ), la frazione organica viene idrolizzata velocemente ad azoto ammoniacale. Nella fase di nitrificazione si ottiene la degradazione dello ione ammonio a nitriti e nitrati per mezzo di due processi svolti da batteri autotrofi aerobi (Nitrosomonas e Nitrobacter), vediamo le reazioni:



La *velocità di nitrificazione* è dipendente dalla temperatura secondo la relazione di Monod:

$$v = v_{max(20^\circ C)} \cdot \Phi^{[T-20]} \frac{TKN}{K_N + TKN} \frac{[O_2]}{K_O + [O_2]}$$

$v_{max(20^\circ C)}$  è la velocità massima di nitrificazione a  $20^\circ C$  e si esprime in  $Kg_N/Kg_{SSN} \cdot d$ ;

$\Phi$  è il fattore di correzione della temperatura, vale 1,12 ed è adimensionale;

$T$  è la temperatura in  $^\circ C$ ;

$K_N$  è la costante di semisaturazione per l'azoto;

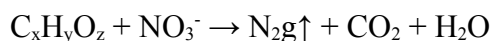
$K_O$  è la costante di semisaturazione per l'ossigeno;

Il più importante fattore limitante è la concentrazione di ossigeno in vasca: mentre per la sopravvivenza dei batteri eterotrofi ne bastano 0,5 mg/l, per i nitrificanti autotrofi sono necessari 2 mg/l. Le reazioni sono però influenzate anche dal pH (l'ottimale è compreso tra 7,2 - 8), dal rapporto  $BOD_5/N$  (più cresce tale rapporto, più aumenta il carico del fango e cala la velocità di nitrificazione) e dalla temperatura (più sale più le reazioni avvengono velocemente e la solubilità

dell'ossigeno nell'acqua diminuisce all'aumentare della temperatura). Solitamente la fase di nitrificazione avviene nella stessa vasca usata per l'ossidazione, perciò occorre dimensionarla con un basso carico del fango (non si supera  $0,2 \text{ kg}_{\text{BOD5}}/\text{kg}_{\text{SSTD}}$ ) e prevedere una concentrazione di ossigeno disciolto di  $2 \text{ mg/l}$  per far in modo che i batteri svolgano contemporaneamente entrambi i processi. Le reazioni di nitrificazione non richiedono la presenza della sostanza organica in quanto prendono il carbonio dallo ione bicarbonato dell'acqua.

### 2.3.3 Denitrificazione

La fase di denitrificazione ha come obiettivo la conversione per opera di batteri eterotrofi facoltativi delle sostanze azotate, presenti come nitriti  $\text{NO}_2^-$  e nitrati  $\text{NO}_3^-$ , in  $\text{N}_2$  da liberare in atmosfera. Questo tipo di batteri detti *Pseudomonas*, se posti in condizioni anossiche, utilizzano i nitrati al posto dell'ossigeno come accettori finali di elettroni per ossidare la sostanza organica:



La reazione di denitrificazione richiede la presenza della sostanza organica e può essere svolta come predenitrificazione a monte dell'ossidazione ricircolando i nitrati con il fango addensato e con il ricircolo di torbida aerata, oppure come post-denitrificazione a valle dell'ossidazione con l'utilizzo del carbonio endogeno; in quest'ultimo caso la velocità del processo è molto più bassa e quindi si preferisce realizzare gli impianti con la predenitrificazione. La velocità di denitrificazione dipende dalla fonte di carbonio organico disponibile e dalla temperatura nelle vasche. La quantità di BOD necessaria per denitrificare  $1 \text{ kg}$  di azoto nitrico è circa  $3.5 - 4.5 \text{ kg}$ .

### 2.3.4 Sedimentazione secondaria

Questa sezione serve per la separazione del fango attivo dall'acqua depurata: oltre ad avere la chiarificazione del refluo, si ottiene anche una funzione di ispessimento e di accumulo del fango da ricircolare. Uno dei parametri principali per la progettazione è la velocità ascensionale o carico idraulico superficiale, dato dal rapporto tra la portata di liquame e la superficie, e si misura in  $\text{m/h}$ :

$$C_{is} = \frac{Q}{S}$$

Si assume una velocità ascensionale minore e compresa tra 0,4 - 0,6 m/h.

Il carico superficiale dei solidi sospesi influisce principalmente sulla funzione d'ispessimento della vasca, cioè sulla sua capacità di produrre fango concentrato; è espresso dalla relazione:

$$P_{SS} = \frac{(Q + Q_R) \cdot [SST]}{S}$$

$P_{SS}$  = carico superficiale di solidi sospesi ( $\text{kg}_{SS}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ )

$Q$  = portata idraulica ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$Q_R$  = portata di ricircolo ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$[SST]$  = concentrazione del fango nella miscela aerata ( $\text{kg}_{SS}/\text{m}^3$ )

$S$  = superficie della vasca di sedimentazione ( $\text{m}^2$ )

Se il picco di flusso è di breve durata, la portata idraulica su cui fare i conti è la media nelle 24 ore  $Q_m$ , altrimenti si utilizza la portata massima  $Q_{max}$ . I carichi superficiali massimi non devono superare i  $6 \text{ kg}_{SS}/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ . Un'applicazione particolare è la sedimentazione con pacchi lamellari, che consente di moltiplicare la superficie di separazione tra acqua e fanghi facendo compiere alla torbida un moto ascensionale inclinato tra le lamelle. I pacchi lamellari sono costruiti in materiale plastico antiusura, e sono composti da molteplici blocchi fatti in modo da ottenere un'elevata superficie elementare di separazione liquido-solido. Grazie a questa tecnica è possibile diminuire notevolmente la superficie di decantazione necessaria per una determinata portata di reflui.

## 2.4 Trattamenti terziari

I trattamenti terziari hanno lo scopo di perfezionare la depurazione riducendo il carico di elementi nutrienti (fosforo e azoto) presenti nell'effluente.

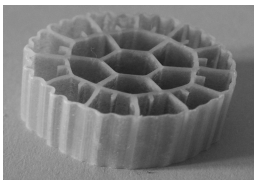
### 2.4.1 Reattore MBBR → Moving Bed Biofilm Reactor

I reattori del tipo MBBR sono formati da vasche in cui i microrganismi attecchiscono su mezzi di supporto dispersi e sospesi nel refluo oggetto del trattamento. Il biofilm che si forma su tali supporti è funzione del carico organico associato al refluo in ingresso. I supporti vengono miscelati dall'aria insufflata nei reattori aerobici, da mixer sommersi in quelli anossici. La

crescita di un biofilm su un supporto è il risultato dell'interazione tra processi di tipo biologico e processi di trasporto dei substrati dalla massa del liquame alle parti interne del biofilm. Lo sviluppo della pellicola varia quindi in funzione della composizione del refluo e dei processi di trasporto; da questi ultimi dipende la disponibilità di substrati per i microrganismi all'interno del biofilm. Il progressivo ispessirsi della pellicola, da una parte influenza la diffusione dei substrati organici e dell'ossigeno, dall'altra determina, in funzione delle caratteristiche idrodinamiche del reattore, il parziale distacco delle pellicole di spoglio dai supporti. Inoltre i sistemi MBBR sono particolarmente efficaci per la rimozione dell'azoto e del carbonio organico. I corpi di riempimento sono in polietilene ad alta densità aventi superficie specifica di  $500 \text{ m}^2/\text{m}^3$ . Noto il tasso di riempimento (in genere compreso tra il 40% e il 60%) e conoscendo il volume del reattore, si può calcolare la superficie specifica del reattore.

I supporti più utilizzati sono i seguenti AnoxKaldnes-K3 polyethylene carriers (tab. 2.1).

**Tab. 2.1:** Proprietà dei supporti AnoxKaldnes-K3.

| Parametro                                                             | supporto K3                                                                          |
|-----------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| Forma                                                                 |  |
| Lunghezza (mm)                                                        | 12                                                                                   |
| Diametro (mm)                                                         | 25                                                                                   |
| Densità ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )                                    | 0,95                                                                                 |
| N° supporti per $\text{m}^3$                                          | 144000                                                                               |
| Massimo tasso di riempimento                                          | 66%                                                                                  |
| Superficie specifica intrinseca effettiva ( $\text{m}^2/\text{m}^3$ ) | 500                                                                                  |

Grazie all'MBBR si ottengono molti vantaggi, in particolare per quanto riguarda la rimozione dell'azoto ammoniacale. Il biofilm presenta una velocità specifica di rimozione dell'azoto ammoniacale anche 4 volte superiore rispetto al fango attivo contenuto nella vasca di ossidazione di un trattamento classico, ossia 1 Kg di biofilm depura come 4 Kg di fango attivo. Inoltre riesce a rimuovere in maniera efficace sia il COD che il BOD. La capacità di nitrificazione dell'MBBR è meno influenzata dalla temperatura, inoltre i volumi richiesti sono molto minori, però questo tipo di reattore richiede una concentrazione di  $\text{O}_2$  più elevata. Se la temperatura diminuisce si ha un effetto negativo sulla velocità di rimozione degli inquinanti, ma al contempo si ha un effetto

positivo sulla solubilità dell'O<sub>2</sub> nell'acqua. Se la temperatura diminuisce, il reattore MBBR ha sicuramente meno problemi in quanto le cinetiche di rimozione degli inquinanti sono controllate dalla diffusione dell'O<sub>2</sub> nel biofilm che dipende dalla temperatura con potenza circa 2; invece nelle vasche di ossidazione tradizionali a fanghi attivi la rimozione degli inquinanti è controllata dai soli metabolismi batterici che dipendono dalla temperatura in modo esponenziale.

## **2.5 Ispessitore**

Gli ispessitori a gravità di tipo discontinuo, sono in genere costituiti da vasche circolari a fondo tronco conico rovesciato. In questo caso però, essendo la concentrazione dei solidi più elevata rispetto a quella dei reflui, la velocità di sedimentazione è notevolmente ridotta e pertanto i tempi di permanenza del fango nelle vasche sono maggiori. Nelle vasche per effetto della gravità i fanghi si addensano, riducendosi quindi di volume fino a tre o quattro volte. In genere il fango in ingresso all'ispessitore presenta una concentrazione dell'ordine di 8-10 kg/m<sup>3</sup> mentre in uscita si raggiungono concentrazioni di 30-40 kg/m<sup>3</sup>. Il prelievo del surnatante avviene a diverse quote in funzione dell'accumulo che l'ispessitore raggiunge. Questo tipo di ispessitori si applica ad impianti medio-piccoli e la profondità della vasca è di circa 3-5 metri. Altre vasche sono invece a sezione circolare e dotate di fondo con tramoggia, dove il fango sedimentato si raccoglie naturalmente e hanno un tempo di detenzione di circa 1-2 giorni.



## CAPITOLO 3

### L'impianto di Valle di Castelvomberto

#### 3.1 Introduzione

In questo capitolo viene descritto l'impianto di trattamento delle acque reflue domestiche di Valle di Castelvomberto gestito dalla società Alto Vicentino Servizi S.p.a. Questo impianto in origine era stato progettato nel 1984 e trattava i reflui domestici di 500 abitanti nel rispetto dei limiti di emissione della colonna A del Piano Regionale Risanamento Acque (PRRA). L'impianto era dotato di una griglia grossolana, una vasca di dissabbiatura e disoleatura, un sollevamento per mezzo di pompe, una fase di ossidazione seguita da una sedimentazione secondaria e dallo scarico finale. Il fango addensato in parte veniva ricircolato nella vasca di ossidazione e in parte veniva spurgato come supero e ispessito.

Nel tempo la quantità di liquame da trattare è progressivamente aumentata, pertanto l'impianto risultava sovraccaricato sia per la maggiore portata sia per la maggiore quantità di sostanze (organiche e azotate) che dovevano essere rimosse. Per questo motivo nel 2010 l'impianto è stato potenziato e questo intervento è servito ad aumentare sia la portata trattabile sia la capacità di rimozione delle sostanze inquinanti, rispettando i limiti di scarico imposti dalla normativa. Le migliorie apportate sono le seguenti: installazione di una griglia fine a filtrococlea, realizzazione di una zona anossica nella vasca di ossidazione esistente, potenziamento del sedimentatore esistente con l'inserimento di pacchi lamellari, realizzazione di un reattore a letto mobile nella precedente vasca di ispessimento, installazione di un nuovo ispessitore prefabbricato in vetroresina. Attualmente l'impianto è in grado di trattare efficacemente gli scarichi civili di 926 abitanti.

#### 3.2 Dati di progetto e limiti allo scarico

Nella tabella 3.1 sono riportati i dati di progetto relativi sia ai carichi in ingresso (Kg/day) che alle portate ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) trattate dall'impianto. Nel reflu in ingresso l'azoto totale  $N_{\text{tot}}$  è stato posto uguale al TKN, in quanto in entrata la concentrazione di nitrati e nitriti è pressoché nulla. Nella successiva tabella 3.2 sono riportati i limiti allo scarico a cui è soggetto l'impianto di Valle di Castelvomberto (zona di pianura a bassa densità insediativa secondo il P.T.A.).

**Tab. 3.1:** Dati di progetto relativi al 1984 e al 2010.

|                              | Unità di misura   | Anno 1984 | Anno 2010 |
|------------------------------|-------------------|-----------|-----------|
| Portata in ingresso          | m <sup>3</sup> /h | 4,2       | 7,7       |
| COD in ingresso              | Kg/day            | 60        | 111       |
| BOD in ingresso              | Kg/day            | 30        | 55        |
| N <sub>tot</sub> in ingresso | Kg/day            | 6         | 11        |

**Tab. 3.2:** Limiti allo scarico.

| Parametri inquinanti             | Unità di misura | Limiti di progetto |
|----------------------------------|-----------------|--------------------|
| SST                              | mg/l            | 200                |
| COD                              | mg/l            | <380               |
| BOD                              | mg/l            | <190               |
| TN                               | mg/l            | 55                 |
| NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>     | mg/l            | 2                  |
| NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>     | mg/l            | 30                 |
| P <sub>tot</sub>                 | mg/l            | 20                 |
| Cl <sup>-</sup>                  | mg/l            | 1200               |
| SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>     | mg/l            | 1000               |
| Zinco                            | mg/l            | 0,5                |
| Rame                             | mg/l            | 0,1                |
| Grassi e olii animali / vegetali | mg/l            | 40                 |

### 3.3 Schema a blocchi dell'impianto

Viene riportato in fig. 3.1 lo schema a blocchi dell'impianto che riassume i principali trattamenti eseguiti. Inoltre si mette in evidenza l'entrata e l'uscita del refluo e la linea tratteggiata rappresenta una parte del fango che non viene ricircolata nella vasca di ossidazione ma che viene inviata ai due ispessitori e prende il nome di fango di supero.

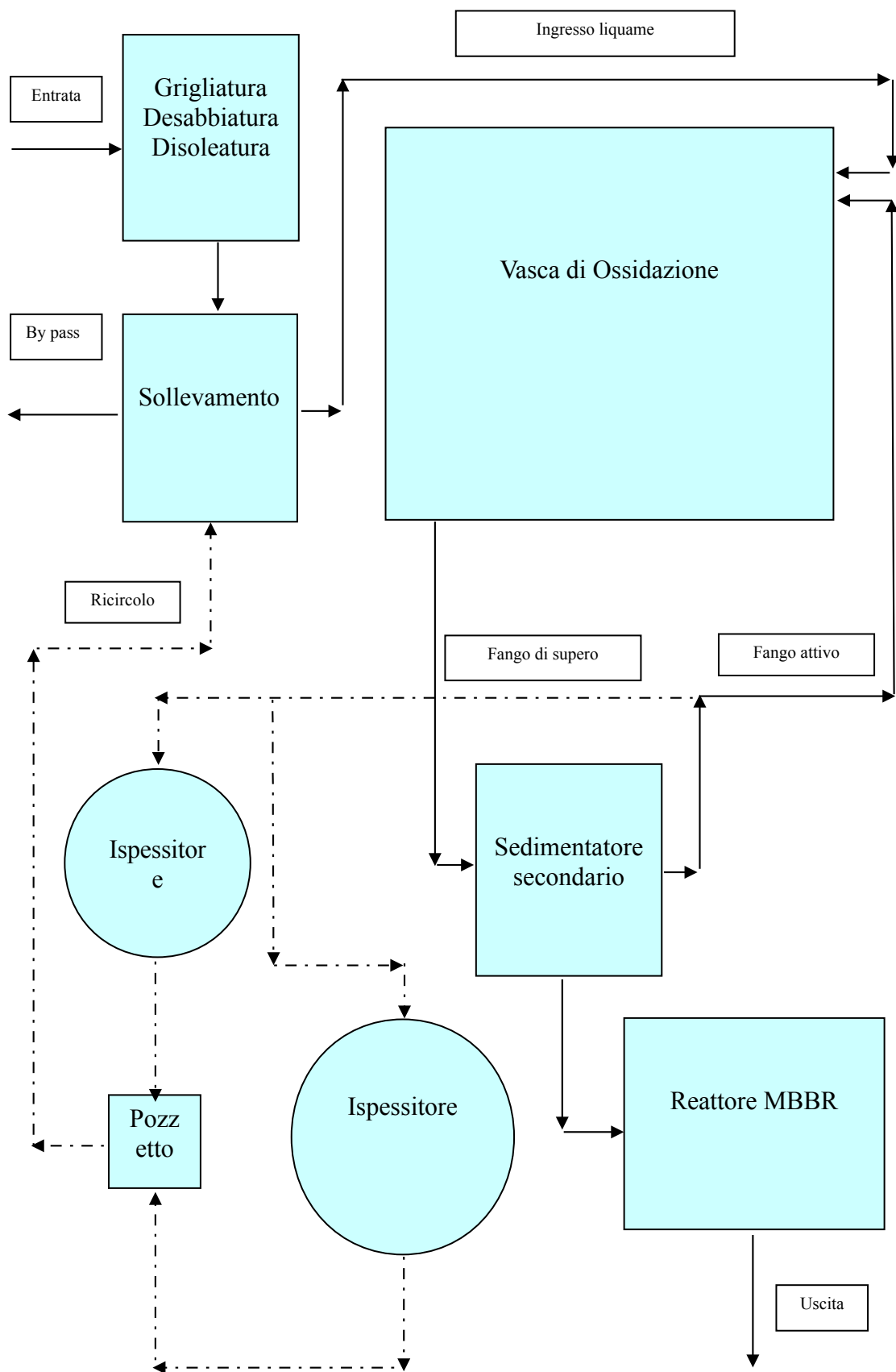


Fig. 3.1 Schema dell'impianto di Valle di Castelgomberto

### 3.4 Trattamenti primari

Una tubazione di diametro 200 mm porta il refluo in ingresso all'impianto in un pozzetto di dimensioni in pianta 1,70 m x 1,80 m e profondità di 3,12 m; l'entrata del refluo è posta a 1,09 m dal fondo. In questo pozzetto è installata una griglia fine a filtrococlea avente luce di passaggio 5 mm. Il materiale in ingresso avente dimensioni maggiori dei fori della griglia viene trattenuto e prelevato tramite una coclea grazie ad un movimento rotativo. Questo materiale di scarto all'interno della filtrococlea viene sollevato, lavato, compactato e disidratato, infine viene depositato in un contenitore posto nelle vicinanze della macchina fig. 3.2. Nello stesso pozzetto è installato anche un misuratore di livello ad ultrasuoni.

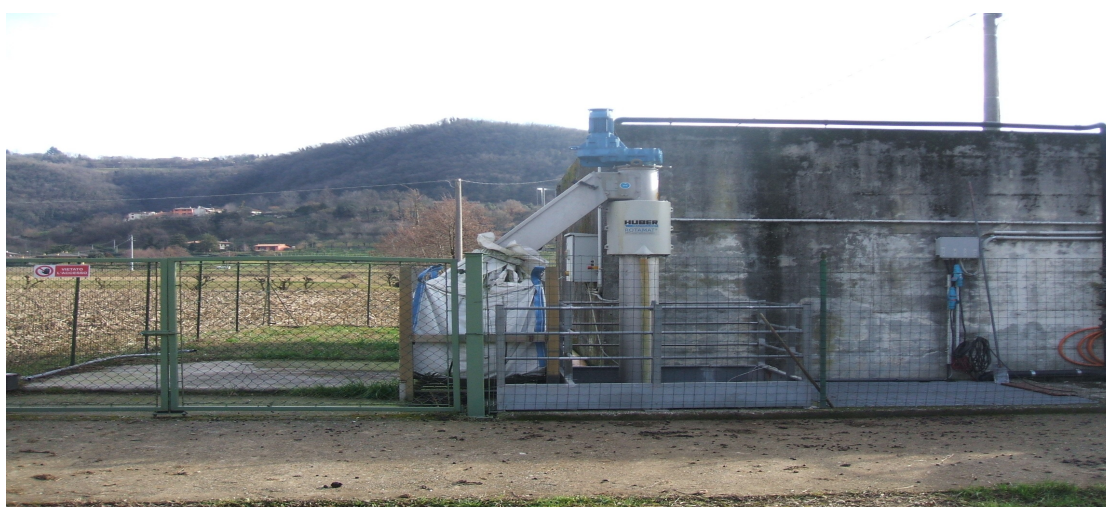


Fig. 3.2: Filtrococlea e raccolta del materiale grigliato.

Accanto al pozzetto della filtrococlea è presente un altro pozzetto delle stesse dimensioni collegato ad esso per mezzo di un tubo che termina con una curva verso il basso a circa 40 cm dal fondo. Questo particolare tipo di collegamento permette di trattenere nel primo pozzetto la maggior parte delle sabbie e dei grassi. Infatti i solidi pesanti si depositano sul fondo del primo pozzetto, mentre quelli più leggeri galleggiano e non passano al secondo pozzetto.

Nel pozzetto di sollevamento sono installate due pompe aventi ciascuna una portata media di 10 m<sup>3</sup>/h e massima di 12,5 m<sup>3</sup>/h e attivate da interruttori a galleggiante; è presente anche una terza pompa di by-pass che si attiva in occasione di forti piogge quando il livello nel pozzetto di sollevamento supera 1,56 m e invia parte del liquame (che ha già subito la dissabbiatura e disoleatura) verso il torrente Onte.

### 3.5 Vasca di ossidazione

La vasca di ossidazione ha dimensioni in pianta di 6 m x 6 m e una profondità di 3,20 per un volume utile di 100 m<sup>3</sup>; essa riceve il refluo in ingresso (portata massima 12,5 m<sup>3</sup>/h) e il ricircolo del fango addensato dal fondo del sedimentatore (portata pari al 100% dell'ingresso). Nella prima parte della vasca è installato un mixer sommerso che permette di eseguire anche la denitrificazione temporizzando l'aerazione. L'aria compressa è fornita da due soffianti (di cui una di riserva attiva) di portata massima 230 Nm<sup>3</sup>/h cadauna che alimentano un circuito di diffusori a piattelli a microbolle, ciascuno dei quali ha una portata massima di 10 m<sup>3</sup>/h e un rendimento del 14% in condizioni standard. Le due soffianti sono controllate da una sonda di misura dell'ossigeno disciolto in vasca. Durante la giornata le soffianti possono essere temporizzate per realizzare anche una parziale denitrificazione, al regime attuale si ha un periodo di anossia di circa 1 ora e 30 minuti. Nella vasca di ossidazione si hanno due stramazzi, di cui uno di emergenza, che inviano la torbida al sedimentatore secondario. In fig. 3.3 è rappresentata una vista della vasca.



Fig. 3.3: Vasca di ossidazione.

### 3.6 Sedimentatore secondario

Il sedimentatore secondario è una vasca a pianta quadrata e fondo inclinato avente dimensioni interne 2,60 m x 2,60 m, dimensioni allo sfioro (profilo Thomson in acciaio) 2,30 m x 2,30 m, e profondità utile 3,10 m al centro e 1,40 m alla periferia con un franco superiore di 0,40 m. All'interno della vasca sono installati pacchi lamellari con canali inclinati di 60° rispetto all'orizzontale e aventi piani distanti 60 mm tra loro; la superficie totale utile dei pacchi è pari a

30 m<sup>2</sup>. La presenza dei pacchi lamellari facilita la sedimentazione in quanto la velocità di trascinamento delle particelle non è verticale come nei decantatori tradizionali ma inclinata, quindi i fiocchi di fango urtano contro la superficie inclinata dei pacchi e precipitano al fondo del sedimentatore. Qui è posta una pompa di portata massima 12,5 m<sup>3</sup>/h che invia il fango addensato alla vasca di ossidazione; circa 2 volte alla settimana i tecnici di AVS spurgano dal fondo del sedimentatore una parte del fango per inviarlo all'ispessitore. In fig. 3.4 e fig. 3.5 sono rappresentati due particolari del sedimentatore secondario.



Fig. 3.4: Stramazzo del sedimentatore a pacchi lamellari.

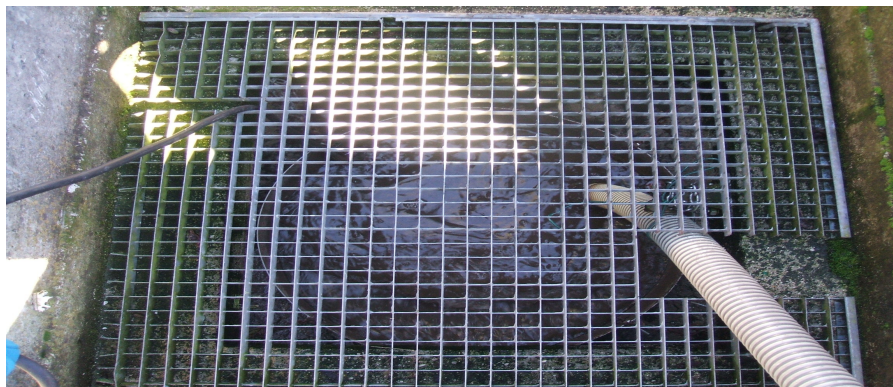


Fig. 3.5: Tramoggia centrale con pompa e tubo di ricircolo del fango.

### 3.7 Reattore a letto mobile (MBBR)

L'acqua chiarificata dal sedimentatore secondario giunge per gravità all'ultimo trattamento presente nell'impianto ossia il MBBR di nitrificazione terziaria. La funzione di questo reattore è affinare l'acqua già trattata, in particolare abbattendo un'ulteriore quantità di azoto ammoniacale soprattutto in occasione di punte di carico. A differenza di una vasca di ossidazione tradizionale,

qui i batteri non sono sospesi nel liquame, ma aderiscono ai corpi di riempimento in materiale plastico che si muovono nella vasca per effetto dell'aerazione e sono trattenuti da apposite griglie fig. 3.6. Il reattore di nitrificazione terziaria ha un volume di  $15\text{m}^3$  e all'interno sono contenuti corpi di riempimento in polietilene di tipo AnoxKaldnes K3 ad alta densità aventi superficie specifica di  $500\text{ m}^2/\text{m}^3$ . Il tasso di riempimento è del 60% e quindi la superficie disponibile per il biofilm è  $4500\text{ m}^2$ . La soffiante insuffla aria con una portata di  $140\text{ Nm}^3/\text{h}$  e prevalenza massima  $350\text{ mbar}$  e funziona in modo temporizzato. Dato che già la vasca di ossidazione a fanghi attivi rimuove efficacemente pressoché tutta la sostanza organica biodegradabile, nel reattore a letto mobile l'aumento di biomassa sarà trascurabile (il biofilm sarà formato in gran parte da batteri nitrificanti, che non hanno bisogno di sostanza organica e crescono assai lentamente) e quindi non comporterà rischi di superamento del limite di emissione attuale dei solidi sospesi.



Fig. 3.6: Reattore MBBR di nitrificazione terziaria.

### 3.8 Ispessimento

Il fango di supero spurgato due volte in settimana viene inviato in due serbatoi prefabbricati di ispessimento in vetroresina aventi rispettivamente i volumi di  $6\text{ m}^3$  e  $12\text{ m}^3$  fig. 3.7. In queste due vasche il fango staziona per molti giorni e si addensa per gravità; parte dell'acqua che prima era contenuta nel fango rimane sopra lo strato di fango addensato e può essere estratta per mezzo di una serie di tubazioni munite di valvole ad apertura manuale poste a varie altezze. Da qui l'acqua surnatante viene ri-inviata al pozzetto di sollevamento e quindi alla vasca di ossidazione. Il fango permane negli ispessitori circa un mese, quindi viene prelevato da una autobotte e

avviato allo smaltimento come rifiuto.



Fig. 3.7: Ispessitori per il fango di supero.

### 3.9 Scarico finale nel torrente Onte

Lo scarico finale dell'acqua depurata avviene nel torrente Onte. Talvolta è stata osservata da parte dei tecnici di AVS la presenza di torbidità e microfiocchi nello scarico finale (pur nel rispetto dei limiti di emissione), fatto che ha suggerito la possibile installazione di un filtro di affinazione a valle del MBBR; se ne tratterà nel prossimo capitolo.

## **CAPITOLO 4**

### **Studio e prove sull'impianto di Valle di Castelgomberto**

#### **4.1 Obiettivi dello studio**

Obiettivi di questo capitolo sono l'analisi del funzionamento dell'impianto di depurazione di Valle di Castelgomberto durante l'anno 2014, la determinazione dell'effettiva capacità depurativa rispetto a quella di progetto, la determinazione delle curve di sedimentabilità del fango attivo, l'esecuzione di prove sperimentali per confrontare l'attività depurativa della biomassa sospesa con quella del biofilm. Per questo studio alcuni dati sono stati acquisiti dai tecnici di AVS (portate giornaliere dell'impianto, concentrazioni dei principali inquinanti in ingresso e in uscita) e sono stati elaborati per determinare i carichi effettivi in ingresso, le rese depurative e alcuni parametri di funzionamento dell'impianto; altri parametri sono stati invece determinati con prove sperimentali eseguite presso i laboratori dell'azienda e nei laboratori universitari (curve di sedimentabilità del fango, concentrazione del fango sospeso e del biofilm, attività ossidante e nitrificante del fango sospeso e del biofilm).

#### **4.2 Studio di funzionamento dell'impianto**

##### **4.2.1 Portate trattate**

L'impianto di Valle di Castelgomberto ha trattato mediamente nell'anno 2014 una portata di 244 m<sup>3</sup>/d ossia 10,2 m<sup>3</sup>/h; l'andamento dei valori su base mensile è riportato in fig. 4.1. I mesi in cui i valori sono stati più elevati sono quelli invernali con una punta di 14,2 m<sup>3</sup>/h; va osservato che l'impianto si trova al fondo di una valle ed è alimentato con rete mista soggetta a infiltrazioni, quindi è frequente che le punte di portata dovute alle forti piogge e allo scioglimento della neve si protraggano per più giorni dopo l'evento meteorico.

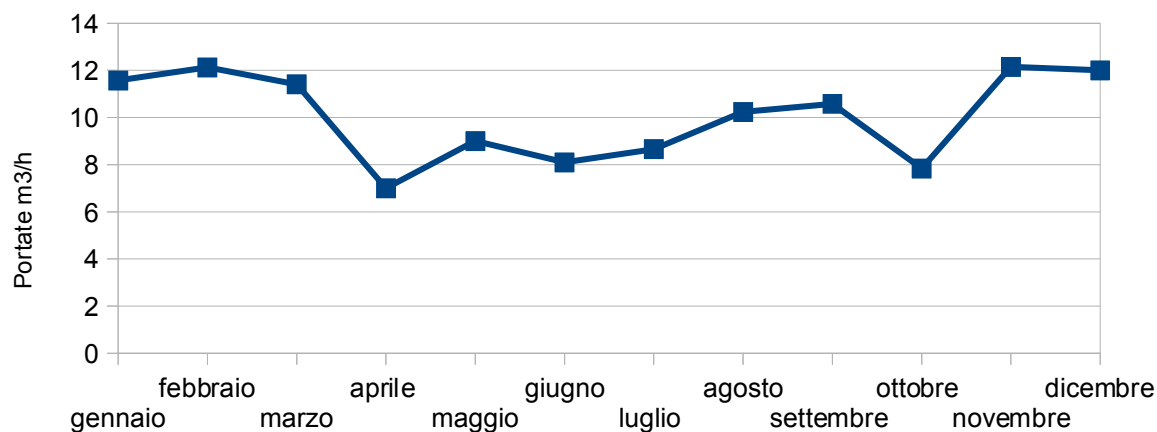


Fig. 4.1 andamento delle portate mensili medie

#### 4.2.2 pH e Temperatura

Il pH viene misurato all'interno della vasca di ossidazione settimanalmente. Nel periodo studiato fig. 4.3 i valori sono stati compresi tra 7,4 – 7,9 con una media di 7,6. Questi valori sono tutti entro l'intervallo massimo prescritto dalle normative (5,5 – 9,5) e quindi non hanno reso necessario nessun trattamento di correzione del pH.

La temperatura del refluo viene misurata settimanalmente, nella fig. 4.4 è riportato l'andamento su base mensile. Il valore massimo dell'estate è stato 23°C, mentre il valore minimo dell'inverno è stato 11°C; il valore medio annuale del 2014 è stato 17°C.

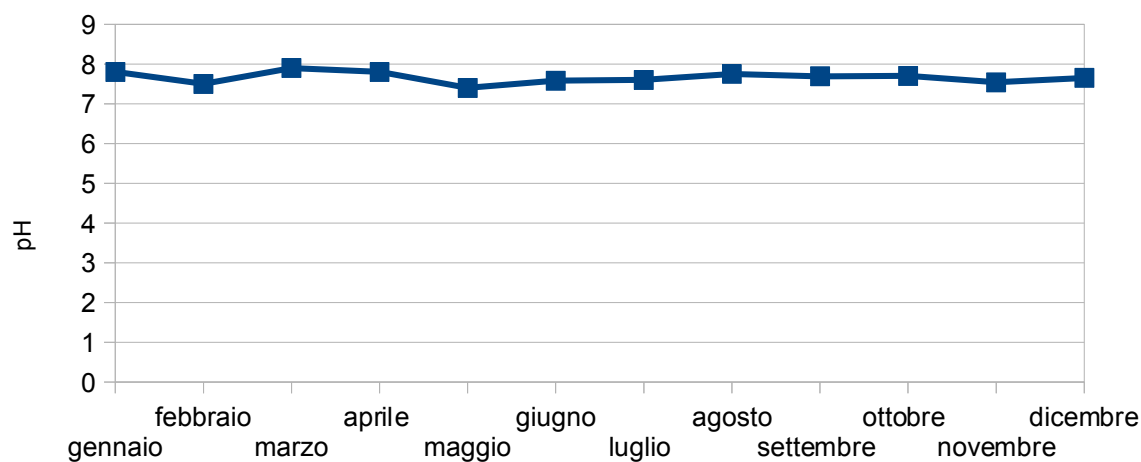


Fig. 4.2 andamento mensile medio del pH

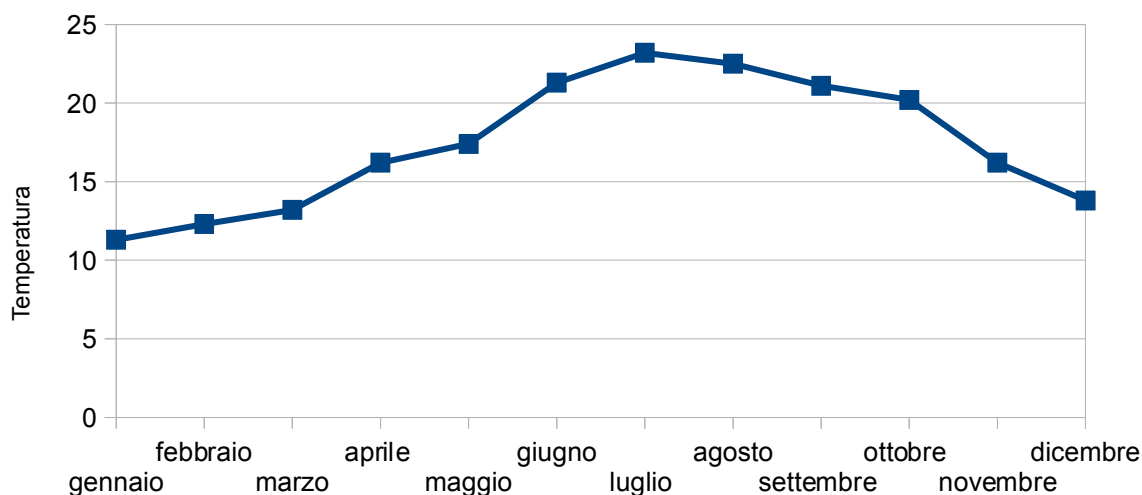


Fig. 4.3 andamento mensile medio della temperatura in gradi centigradi (°C)

#### 4.2.3 Concentrazioni degli inquinanti in ingresso ed in uscita dall'impianto

Vengono di seguito riportati in fig. 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 gli andamenti dei principali parametri analizzati nell'impianto nel 2014 su base mensile; la tab 4.1 riporta i valori medi di concentrazione in ingresso e in uscita, le rese di rimozione (%) e le concentrazioni abbattute (mg/l) dei principali inquinanti. La tab 4.2 riporta i valori medi carico giornaliero in ingresso e in uscita, le rese di rimozione (%), e i carichi abbattuti (Kg/d) dei principali inquinanti.

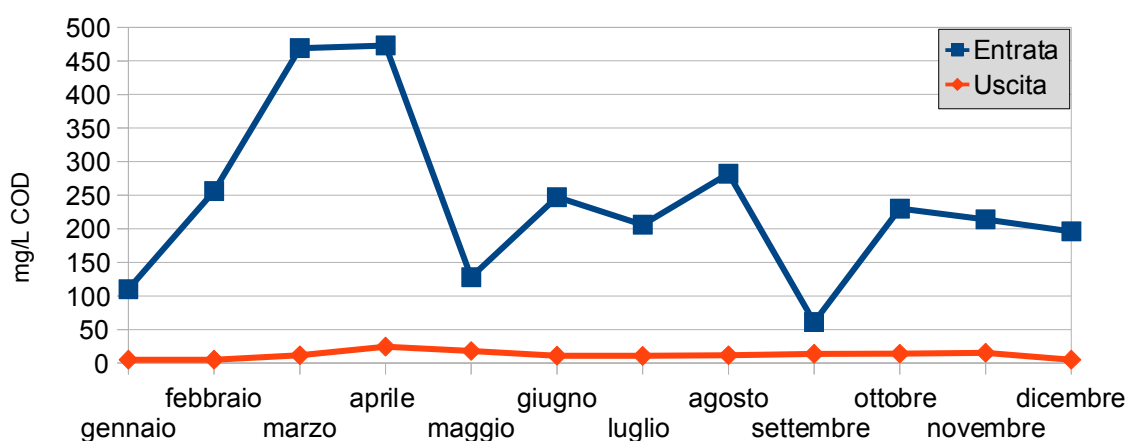


Fig. 4.4 Concentrazione del COD

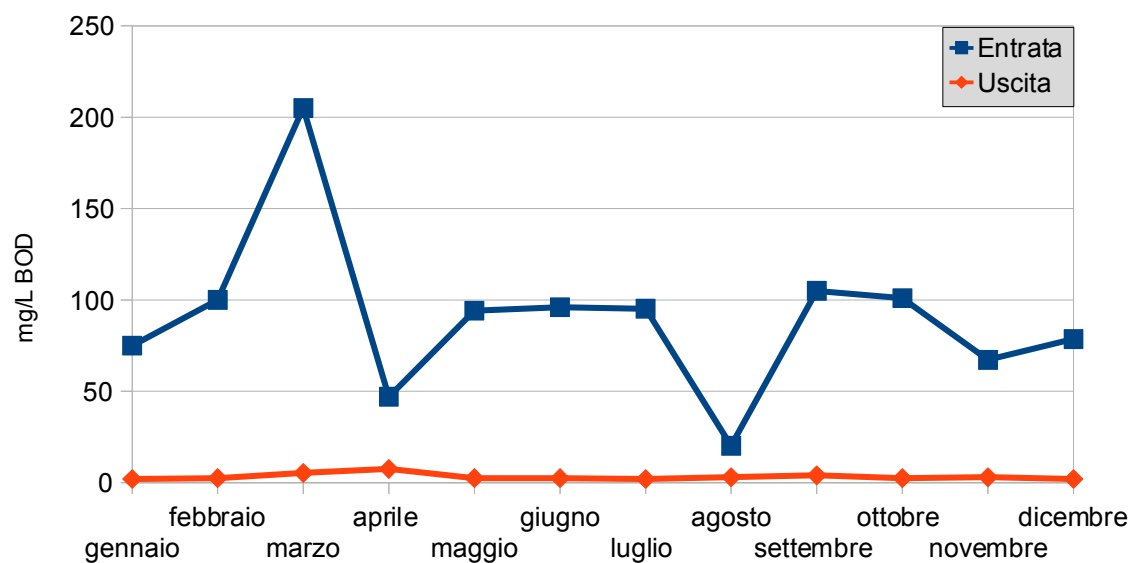


Fig. 4.5 Concentrazione del BOD

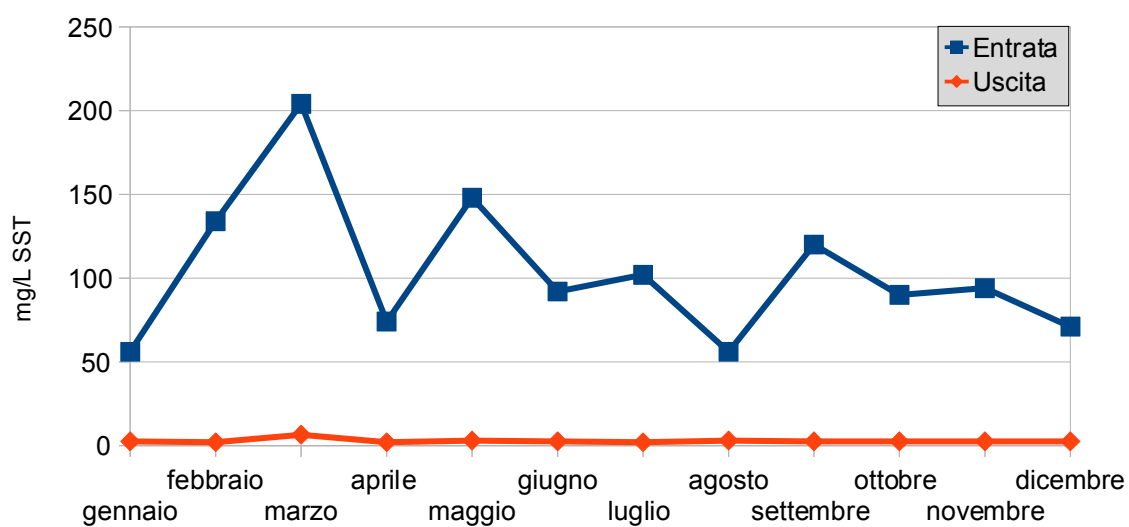


Fig. 4.6 Concentrazione dei SST

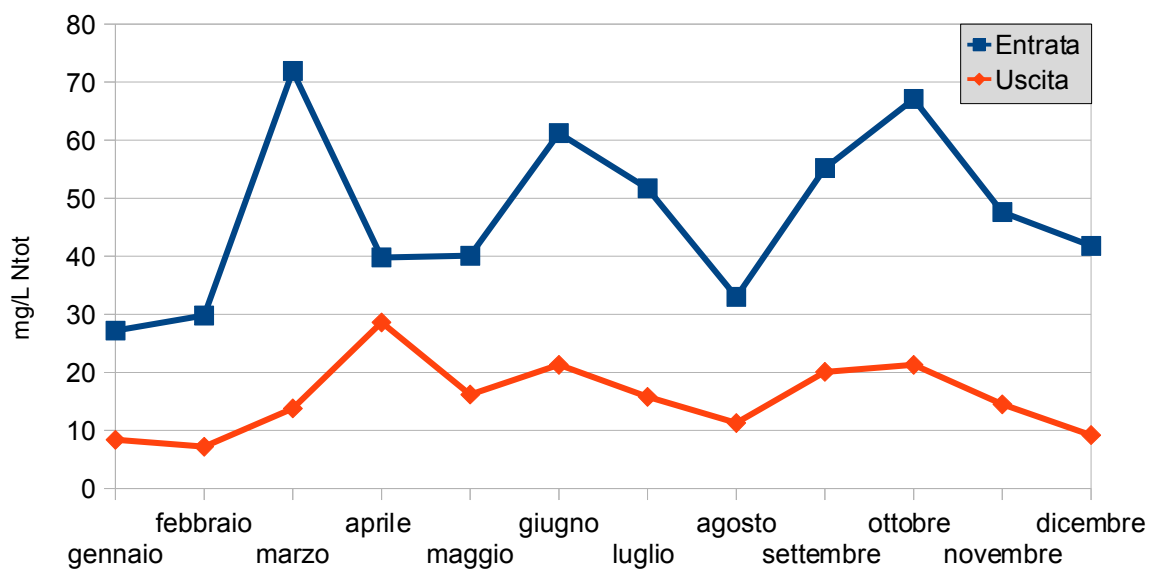


Fig. 4.7 Concentrazione dell'azoto totale

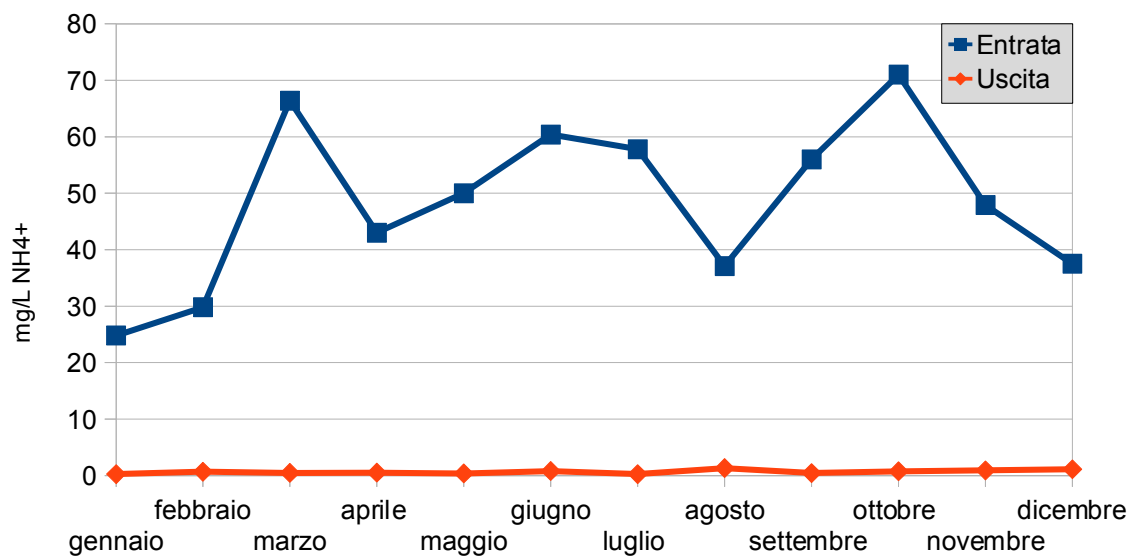


Fig. 4.8 Concentrazione di azoto ammoniacale

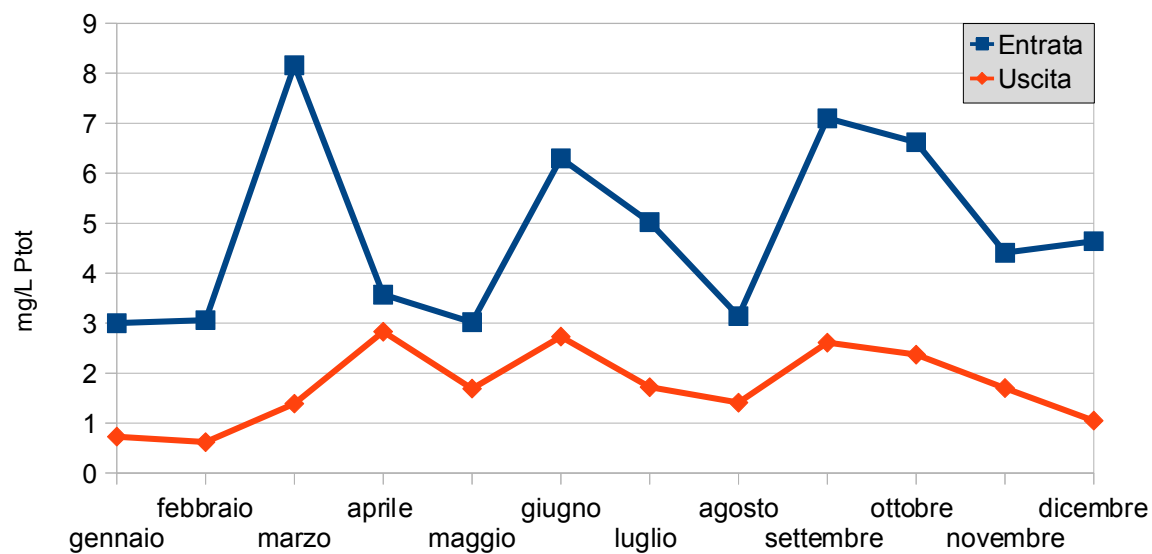


Fig. 4.9 Concentrazione del fosforo totale

**Tab 4.1** Concentrazioni medie di inquinanti in ingresso ed in uscita durante l'anno 2014 e i limiti di scarico.

|                                | Ingresso medio (mg/l) | Uscita media (mg/l) | Limiti scarico (mg/l) |
|--------------------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|
| SST                            | 98                    | 3                   | 200                   |
| BOD                            | 86                    | 3                   | 190                   |
| COD                            | 240                   | 13                  | 380                   |
| NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>   | 48,5                  | 0,6                 | 30                    |
| N-NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> | 0,08                  | 0,11                | 2                     |
| N-NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> | 0,3                   | 14,8                | 30                    |
| N tot                          | 47,2                  | 15,6                | 55                    |
| Ptot                           | 4,8                   | 1,7                 | 20                    |

**Tab 4.2** Carichi medi giornalieri in ingresso, uscita, carico abbattuto e rese di rimozione nel 2014.

|                                | Ingresso medio (Kg/d) | Uscita media (Kg/d) | Carico abbattuto (kg/d) | Resa (%) |
|--------------------------------|-----------------------|---------------------|-------------------------|----------|
| SST                            | 24                    | 0,7                 | 23,3                    | 97%      |
| BOD                            | 21                    | 0,7                 | 20,3                    | 96%      |
| COD                            | 58                    | 3,2                 | 54,8                    | 95%      |
| NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>   | 12                    | 0,15                | 11,85                   | 99%      |
| N-NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> | 0,02                  | 0,03                | /                       | /        |
| N-NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> | 0,07                  | 3,6                 | /                       | /        |
| N tot                          | 11,5                  | 3,8                 | 7,7                     | 67%      |
| Ptot                           | 1,2                   | 0,4                 | 0,8                     | 64%      |

Nei grafici nel mese di marzo ed in alcuni casi nel mese di ottobre si notano due picchi dovuti all'attività zootecnica, mentre nel mese di agosto c'è un calo dovuto alle ferie di parte della popolazione. Si osservano molte oscillazioni in ingresso ma l'andamento dei parametri in uscita è stabile e le rese sono sufficienti a rispettare i limiti allo scarico previsti dalla legge. Il rapporto COD/BOD in ingresso, che è il primo indice della biodegradabilità delle acque reflue, in questo caso è mediamente 2,7; tale valore è comunque nell'intervallo tipico dei reflui domestici (1,6 – 2,7). Il rapporto BOD/N<sub>tot</sub> in ingresso è 1,82, valore più che sufficiente per la crescita della biomassa (occorrono almeno 5 kg N per ogni 100 kg BOD, ossia un rapporto BOD/N<sub>tot</sub> < 20) ma è basso per la predenitrificazione (occorrerebbe almeno un rapporto BOD/N<sub>tot</sub> > 3). Per la crescita dei batteri è anche necessaria una quantità di fosforo equivalente al 1% del BOD in ingresso, e in questo caso la concentrazione (4,8 mg/L P per 86 mg/L BOD) è più che sufficiente.

### **4.3 Metodi di analisi utilizzati per le prove sperimentali**

Durante il periodo di studio, una volta al mese sono stati prelevati dall'impianto un litro di liquame grezzo in ingresso nella vasca di ossidazione (disoleato e dissabbiato), un litro di fango attivo proveniente dalla vasca di ossidazione e 50 corpi di riempimento provenienti dal reattore MBBR. Su questi campioni entro le 24 ore dal prelievo sono stati determinati i SST del fango attivo, la quantità di biomassa adesa ai corpi di riempimento, la curva di sedimentazione del fango attivo, l'attività ossidante del fango attivo, l'attività nitrificante del fango attivo e l'attività nitrificante della biomassa adesa.

#### **4.3.1 Analisi dei SST (solidi sospesi totali) nel fango attivo**

Per calcolare i SST, si pone un pezzo di carta da filtro (membrana con pori di diametro medio di 0,45µm) ad una temperatura di 110°C fino a peso costante (è necessaria circa un'ora). Successivamente con questa carta si filtra sotto vuoto un campione di fango (nel nostro caso 200 mL) e si essicca in forno a 110°C la torta fino a peso costante (circa 3 ore); i SST si calcolano dalla differenza di peso e si rapporta il risultato a 1000 mL.

#### **4.3.2 Determinazione della curva di sedimentazione del fango attivo**

Si prende un cilindro graduato da 1000 mL e si inserisce all'interno 1 litro di fango attivo prelevato dalla vasca di ossidazione. Il cilindro viene lasciato a riposo per 30 minuti, e ad ogni

minuto si legge il volume occupato dal fango. Lo scopo della prova è quello di verificare la sedimentabilità del fango proveniente dalla vasca di ossidazione. Il fango di un impianto funzionante correttamente sarà denso e decanterà riducendosi velocemente di volume, inoltre il surnatante sopra il fango dovrà essere limpido. Se al contrario l'impianto non funziona correttamente, con questa prova si può osservare una struttura del fango leggera anziché densa e un surnatante torbido; se il fango è nero e ha un odore settico significa che l'impianto non riceve sufficiente aerazione. Infine viene costruita la curva di sedimentazione per capire se l'impianto funziona correttamente.

#### 4.3.3 Determinazione dell'indice SVI (Sludge volume index)

Per determinare lo SVI si devono eseguire due misure:

- 1) Il volume del fango (mL/L) si determina introducendo in un cono Imhoff un litro di miscela acqua/fango proveniente dalla vasca di ossidazione e rilevando dopo 30 minuti il volume di fango depositato.
- 2) Il valore dei SST (g/L) si determina con la procedura vista al paragrafo 4.2.1.

L'indice SVI è il rapporto tra il volume del fango e il valore dei SST. Questo valore rappresenta il volume in millilitri occupato da 1 grammo di fango in sospensione dopo 30 minuti di sedimentazione in un cono Imhoff. Si ritiene che la sedimentazione del fango sia soddisfacente quando lo SVI è compreso tra 50 e 150 mL/g.

**SVI < 50mL/g:** significa che il fango pesa tanto e occupa poco volume, avviene quando i batteri filamentosi sono in difetto o praticamente assenti e pertanto i fiocchi risultano di dimensioni molto ridotte (diametro < 100 µm). In questo caso si produce un effluente ricco di piccoli solidi sospesi ma in genere non torbido e non si ha alcuna separazione di sedimento.

**SVI > 150mL/g:** significa che il fango pesa poco e occupa molto volume, questo è dovuto all'instaurazione di una predominanza di batteri filamentosi (fiocco molto grande) con eccessivo rigonfiamento del fango. L'effluente porta con sé numerosi fiocchi, il volume del fango cresce velocemente, il rigonfiamento riduce la velocità di sedimentazione e la compattazione del fango nel sedimentatore. Le cause di tale inconveniente possono essere dovute l'insufficiente aerazione, l'arrivo imprevisto di scarichi tossici, un cambiamento rapido del pH o una quantità insufficiente di azoto e fosforo (caso più comune nei reflui industriali).

#### 4.3.4 Determinazione della biomassa adesa

Si pesano con bilancia analitica i supporti prelevati a cui è attaccato il biofilm quindi si essiccano

in stufa a 70°C per 24 ore, e si ripesano. I supporti vengono poi estratti dal contenitore e puliti per immersione in una soluzione di ipoclorito di sodio al 5% per una notte. Se necessario si possono ulteriormente pulire con uno spazzolino. I corpi puliti sono posti ad essiccare per 24 ore in stufa a 70°C. La biomassa si ricava per differenza tra il peso dei corpi essiccati e il peso dei corpi ripuliti.

#### **4.3.5 Analisi del COD e Attività ossidante del fango attivo**

Si mette a reagire 1 L di refluo grezzo con 200 mL di fango attivo prelevato dalla vasca di ossidazione. Questa reazione viene effettuata in un becker mantenendo la miscela costantemente aerata per mezzo di insufflazione di aria compressa simulando così le stesse condizioni che si hanno nella vasca di ossidazione. Successivamente si eseguono 3 prelievi in tempi diversi il primo viene eseguito all'inizio (tempo 0), il secondo dopo 30 minuti, il terzo dopo 60 minuti. I campioni prelevati vengono filtrati su carta e analizzati per determinare il COD.

Il principio dell'analisi del COD è l'ossidazione della sostanza organica da parte del bicromato di potassio ( $K_2Cr_2O_7$ ) a caldo in ambiente acido per acido solforico ( $H_2SO_4$ ) e in presenza di solfato di argento ( $Ag_2SO_4$ ) come catalizzatore. Il cromo esavalente viene ridotto a trivalente, e la sostanza organica viene ossidata da anidride carbonica. Per l'analisi vengono utilizzate le cuvette-test della Hach-Lange che già contengono i reagenti predosati; in ogni cuvetta-test si introducono 2 mL di campione, si agitano, si mettono a riscaldare a 150°C per 2 ore e quindi si legge l'assorbanza del cromo trivalente allo spettrofotometro a 605 nm. Rapportando la quantità di COD rimossa durante la prova e la quantità di fango attivo utilizzato si determina l'attività specifica ossidante dal fango ( $mg_{COD}/g_{SSTH}$ ).

#### **4.3.6 Analisi dell'azoto Ammoniacale e Attività nitrificante del fango attivo e del biofilm**

Si mette a reagire 1 L di soluzione di cloruro ammonico contenente circa 50 mg/L di azoto con 200 mL di fango attivo prelevato dalla vasca di ossidazione oppure con 50 corpi di riempimento con biofilm prelevati dal reattore MBBR. Questa reazione viene effettuata in un becker mantenendo la miscela costantemente aerata per mezzo di insufflazione di aria compressa simulando così le stesse condizioni che si hanno nella vasca di ossidazione o nel reattore MBBR. Successivamente si eseguono 3 prelievi in tempi diversi il primo viene eseguito all'inizio (tempo 0), il secondo dopo 30 minuti, il terzo dopo 60 minuti. I campioni prelevati vengono filtrati su carta e analizzati per determinare l'azoto ammoniacale.

Il principio dell'analisi è la formazione del blu indofenolo, l'ipoclorito di sodio e la soda caustica ossidano l'ammonio, la cloroammia formata reagisce con il nitroprussiato che funge da catalizzatore e forma il blu indofenolo di colore verde in ambiente fortemente alcalino. Per l'analisi vengono utilizzate le cuvette-test della Hach-Lange che già contengono i reagenti predosati; in ogni cuvetta-test si introducono 0.2 mL di campione, si agitano, si lasciano a temperatura ambiente per 15 minuti e quindi si legge l'assorbanza del blu indofenolo a 550 nm. Rapportando la quantità di azoto ammoniacale rimossa durante la prova e la quantità di fango attivo o di biofilm utilizzato si determina l'attività specifica ossidante dal fango o del biofilm ( $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ).

## 4.4 Risultati delle prove sperimentali

### 4.4.1 Curve di sedimentazione

Vengono di seguito riportati in fig. 4.10, 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15 gli andamenti delle curve di sedimentazione più significativi dell'impianto di Valle di Castelgomberto. Lo scopo delle prove è determinare eventuali problemi della sedimentabilità del fango attivo.

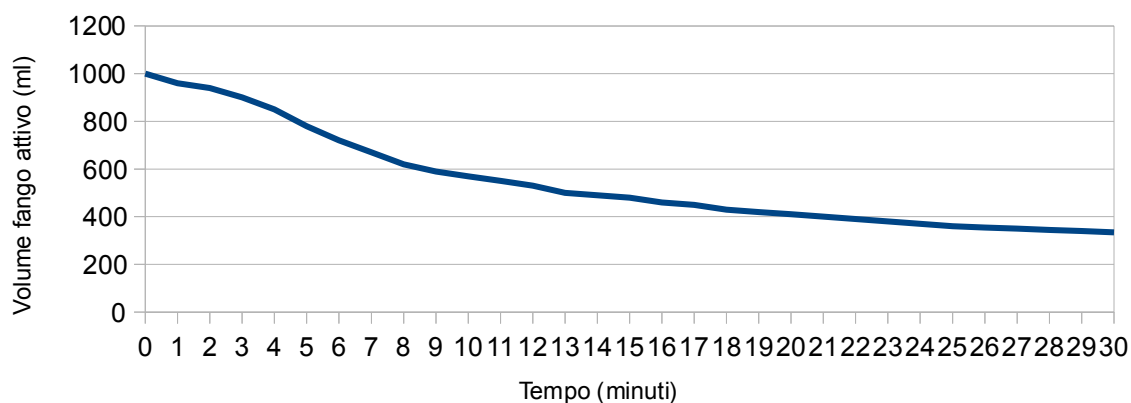


Fig. 4.10 Curva di sedimentazione del mese di Novembre

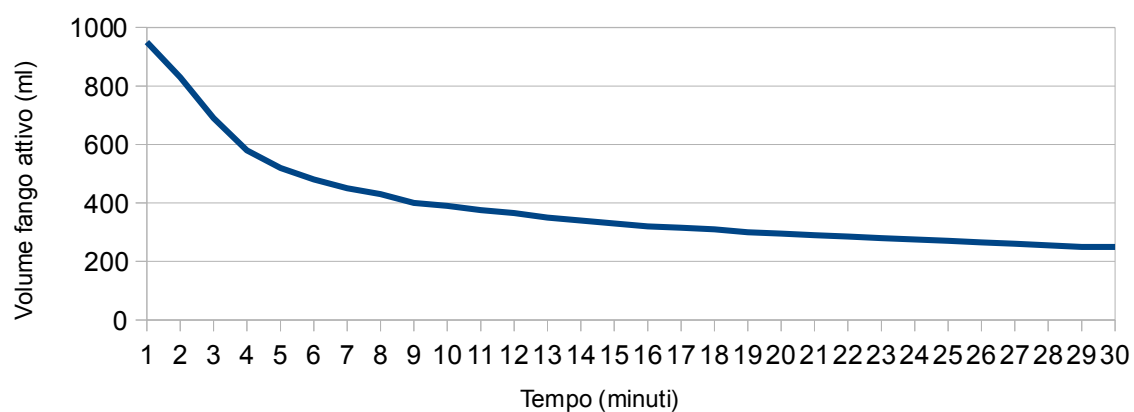


Fig. 4.11 Curva di sedimentazione del mese di Dicembre

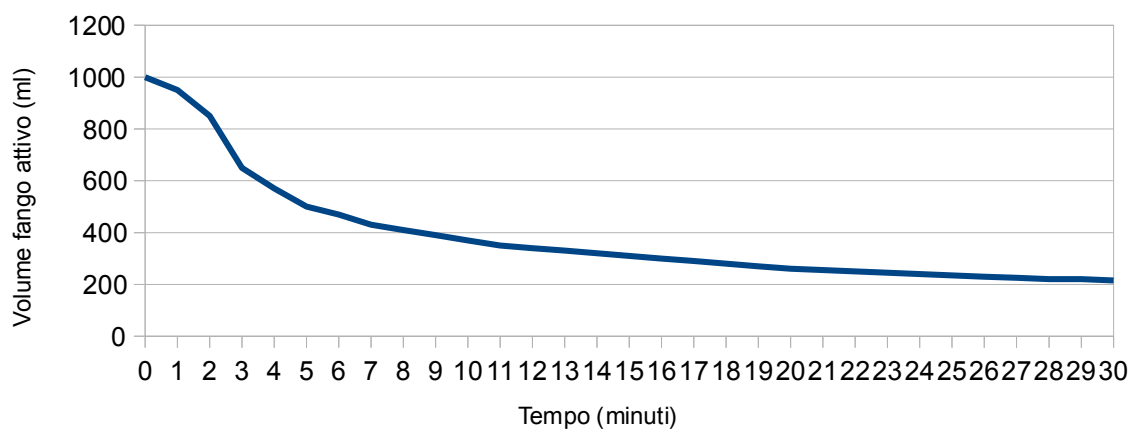


Fig. 4.12 Curva di sedimentazione del mese di Gennaio

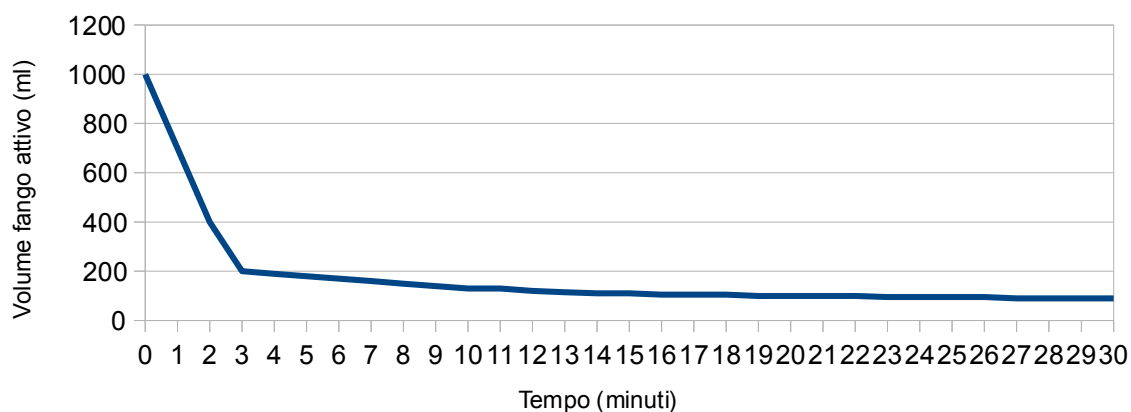


Fig. 4.13 Curva di sedimentazione del mese di Febbraio

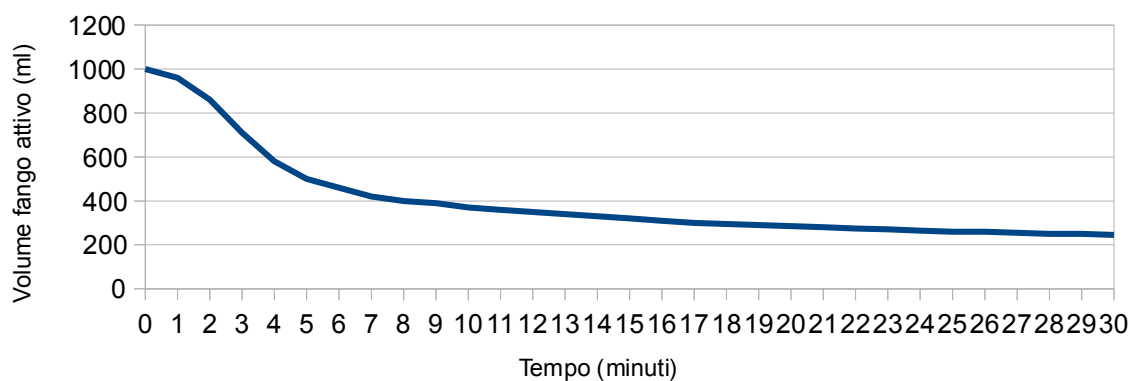


Fig. 4.14 Curva di sedimentazione del mese di Marzo

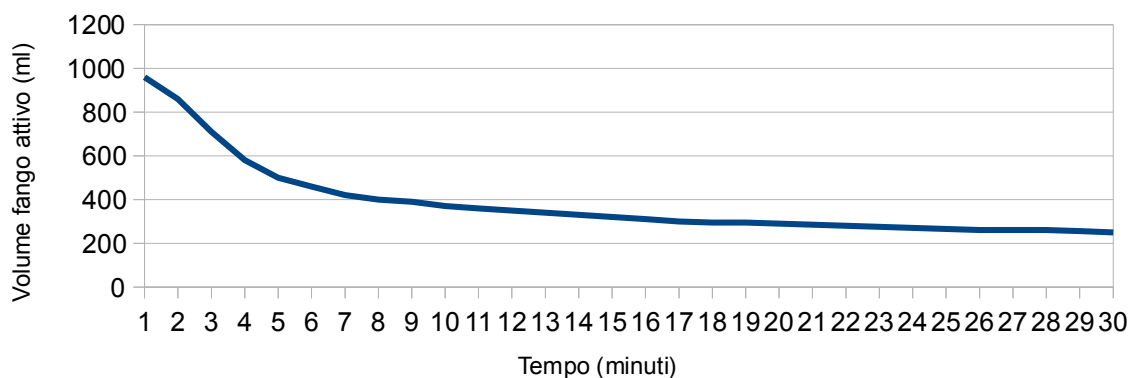


Fig. 4.15 Curva di sedimentazione del mese di Aprile

Dall'esame dei grafici si può affermare che l'impianto per la maggior parte del tempo funziona correttamente, dopo 5 minuti si è formata una chiara linea di separazione tra il fango e il surnatante, dopo 7-8 minuti la linea di separazione si è abbassata velocemente ad un valore di 400-500 ml che rappresenta la metà del volume iniziale. Infine l'abbassamento dopo 30 minuti è pari ad  $\frac{1}{4}$  del volume iniziale, con un valore compreso tra 200-300ml. Il fango analizzato è di buona qualità e presenta una elevata densità, inoltre il surnatante sopra il fango è limpido. Nel mese di febbraio le forti piogge, le nevicate e le basse temperature hanno reso il lavoro dei batteri presenti nel fango attivo più difficile. Il fango attivo era poco concentrato (circa 2 g/l), poco denso e di colore grigio e alcune particelle di fango sedimentavano velocemente mentre altre restavano finemente disperse in soluzione rendendola torbida. Successivamente nel mese di marzo con l'aumento delle temperature e la diminuzione delle precipitazioni il fango attivo si è ripristinato addensandosi e prendendo la forma di fiocco e ricominciando a funzionare correttamente.

#### 4.4.2 Attività ossidante del fango attivo

Vengono di seguito riportati in fig. 4.16, 4.17, 4.18, 4.19, 4.20, 4.21 i grafici ottenuti dai test che riportano le variazioni della concentrazione del COD nel tempo dai quali successivamente si ricaverà la velocità specifica di ossidazione del fango attivo sul refluo in entrata.

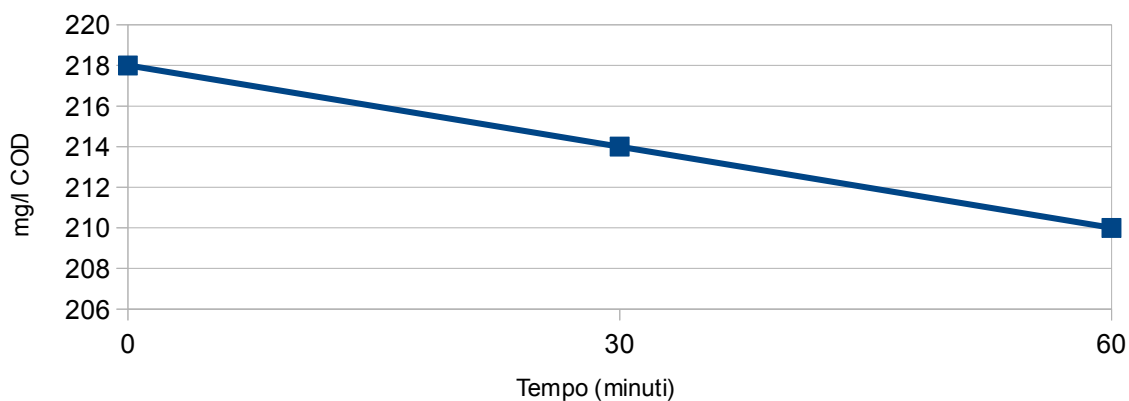


Fig. 4.16 Test attività ossidante del fango attivo nel mese di Novembre

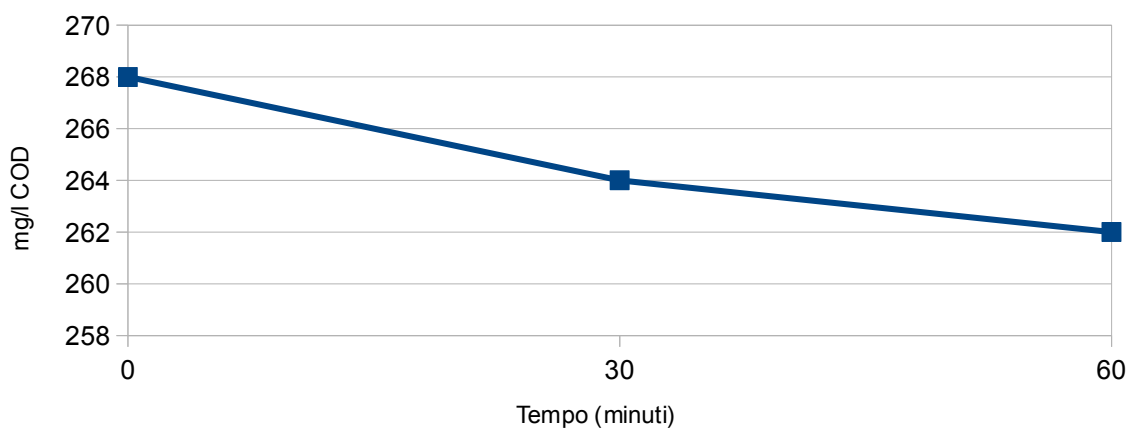


Fig. 4.17 Test attività ossidante del fango attivo nel mese di Dicembre

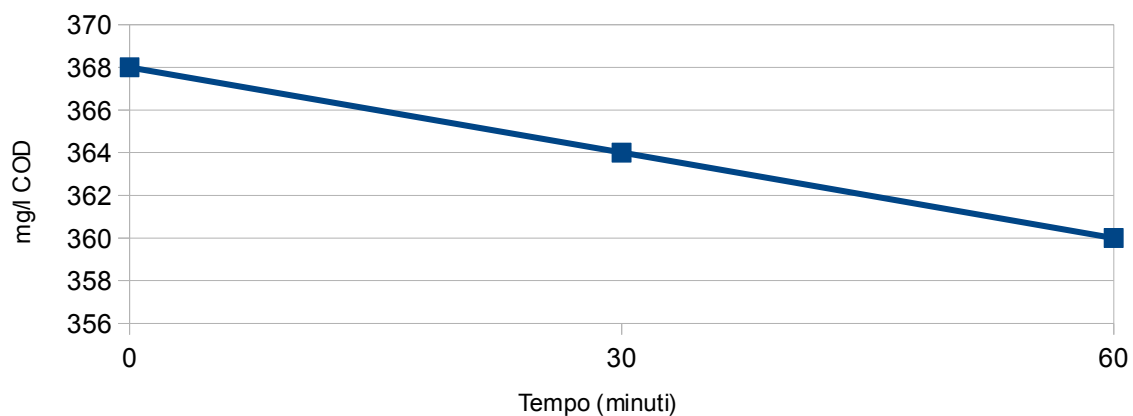


Fig. 4.18 Test attività ossidante del fango attivo nel mese di Gennaio

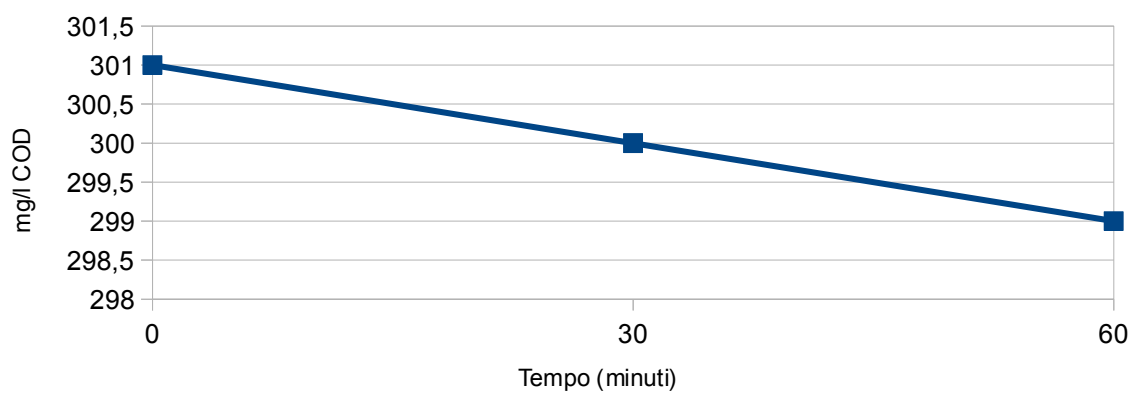


Fig. 4.19 Test attività ossidante del fango attivo nel mese di Febbraio

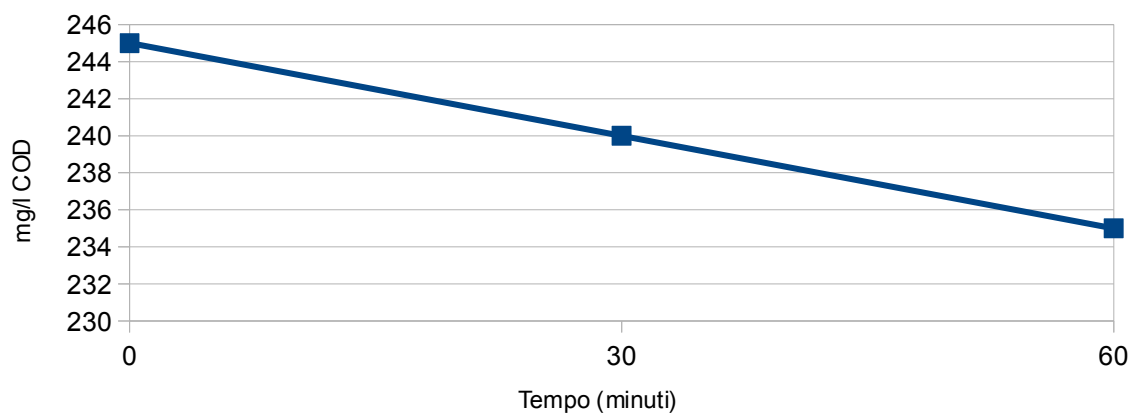


Fig. 4.20 Test attività ossidante del fango attivo nel mese di Marzo

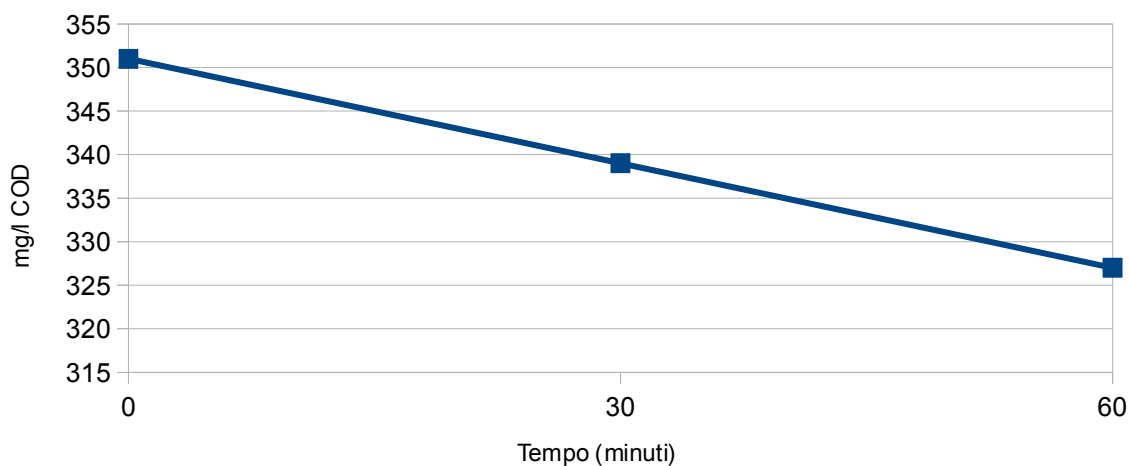


Fig. 4.21 Test attività ossidante del fango attivo nel mese di Aprile

Dal test dell'attività ossidante sul fango attivo si può affermare che il COD viene rimosso dal fango attivo con velocità specifiche comprese tra  $13,7 - 36,4 \text{ mg}_{\text{COD}}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ; questi valori sono simili ai dati riportati in letteratura.

#### 4.4.3 Attività nitrificante del fango attivo

Vengono di seguito riportati in fig. 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26, 4.27 i grafici ottenuti dai test e che rappresentano le variazioni della concentrazione dell'azoto ammoniacale nel tempo dai quali successivamente si ricaverà la velocità specifica di nitrificazione del fango attivo.

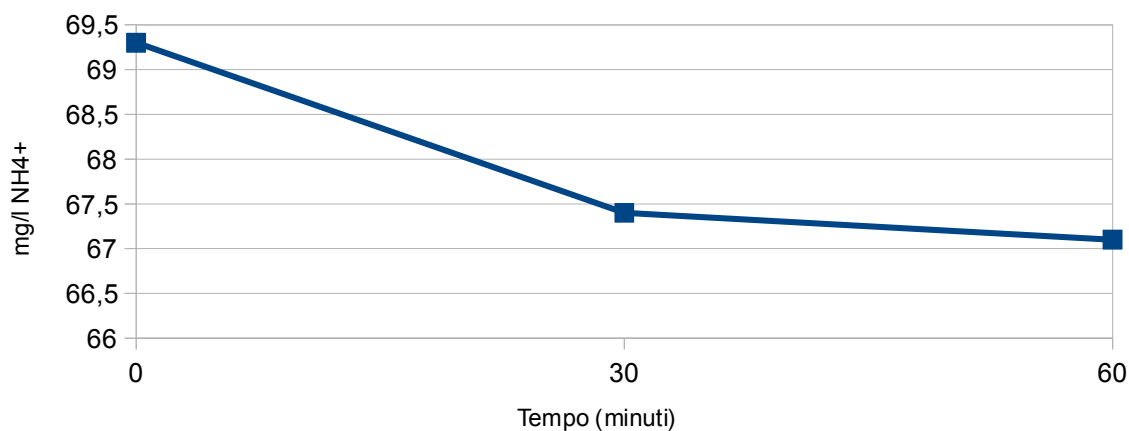


Fig. 4.22 Test attività nitrificante del fango attivo nel mese di Novembre

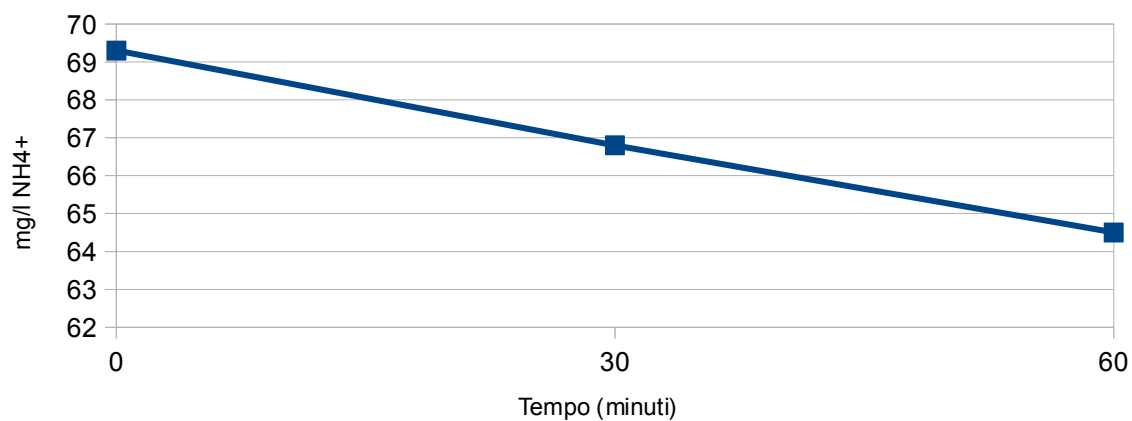


Fig. 4.23 Test attività nitrificante del fango attivo nel mese di Dicembre

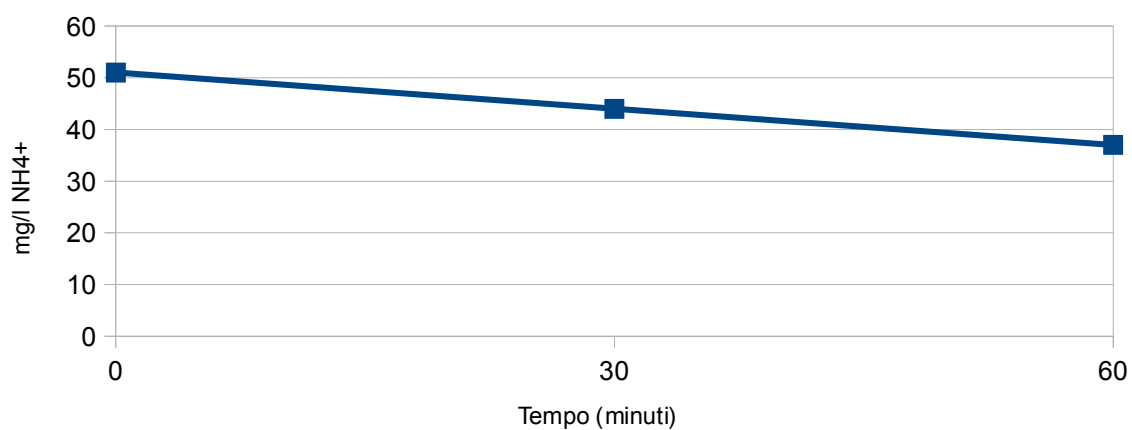


Fig. 4.24 Test attività nitrificante del fango attivo nel mese di Gennaio

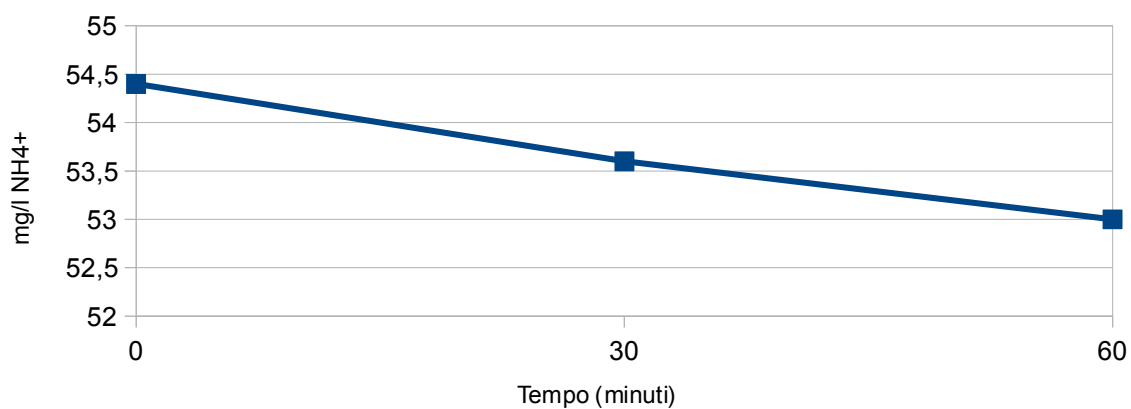


Fig. 4.25 Test attività nitrificante del fango attivo nel mese di Febbraio

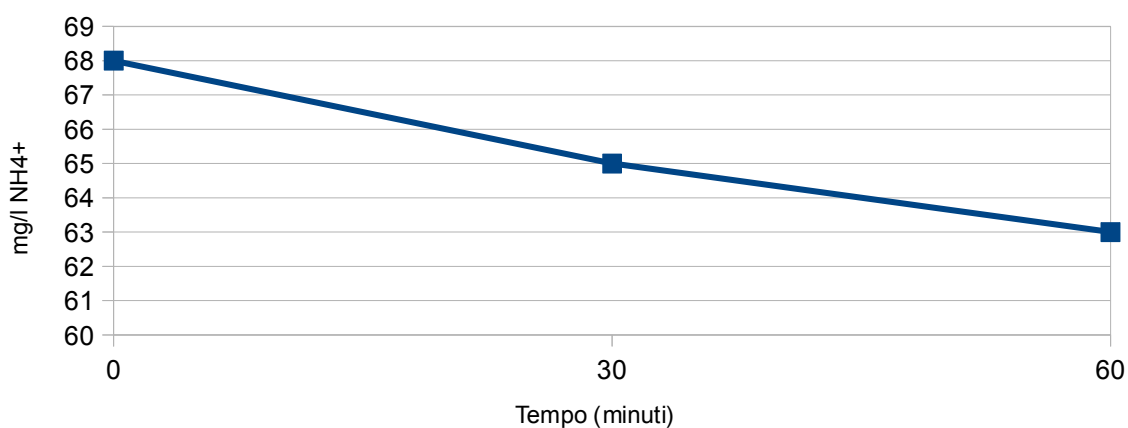


Fig. 4.26 Test attività nitrificante del fango attivo nel mese di Marzo

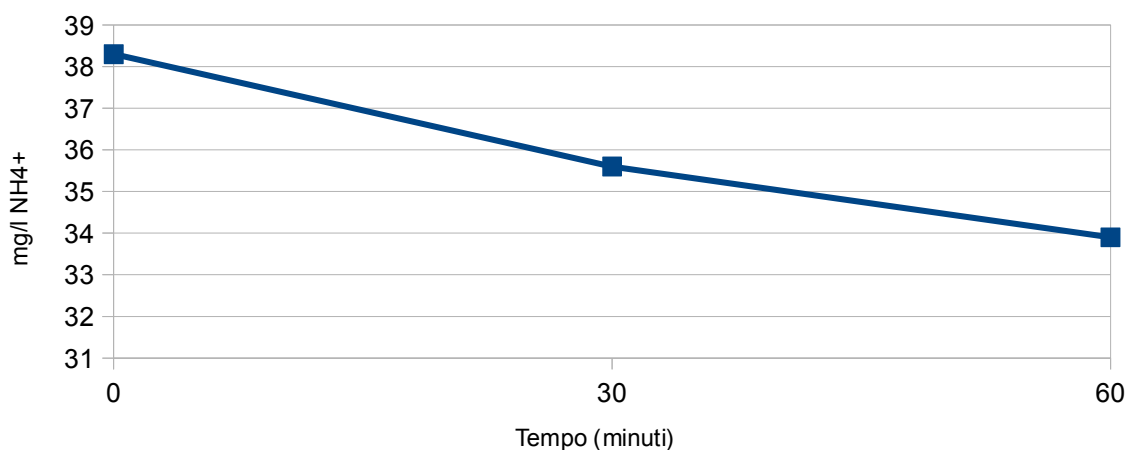


Fig. 4.27 Test attività nitrificante del fango attivo nel mese di di Aprile

Dal test dell'attività nitrificante sul fango attivo si è rilevata un'attività specifica compresa tra 4,1– 24,3  $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ; anche questi valori sono confrontabili con i risultati riportati in letteratura per gli impianti a fanghi attivi.

#### 4.4.4 Attività nitrificante del biofilm

Vengono di seguito riportati in fig. 4.28, 4.29, 4.30, 4.31, 4.32, 4.33 i grafici ottenuti dai test e che rappresentano le variazioni della concentrazione dell'azoto ammoniacale nel tempo dai quali successivamente si ricaverà la velocità specifica di nitrificazione del biofilm.

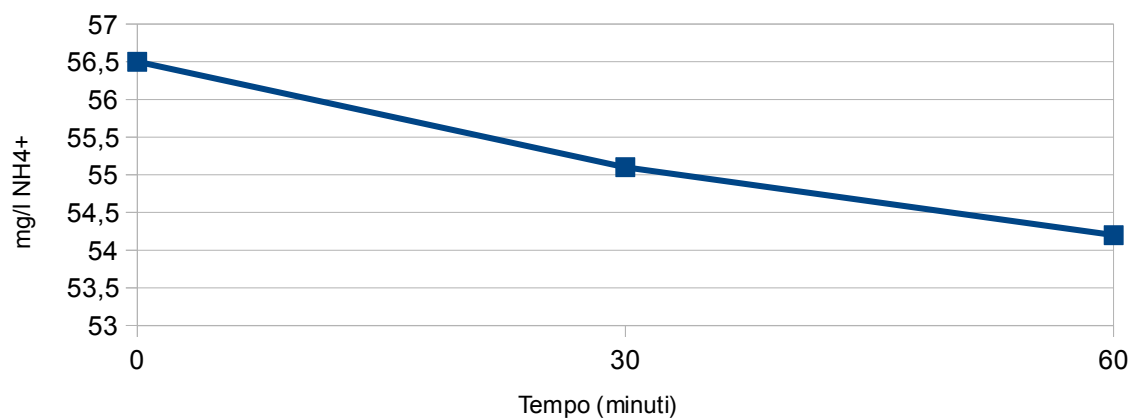


Fig. 4.28 Test attività nitrificante del biofilm nel mese di Novembre

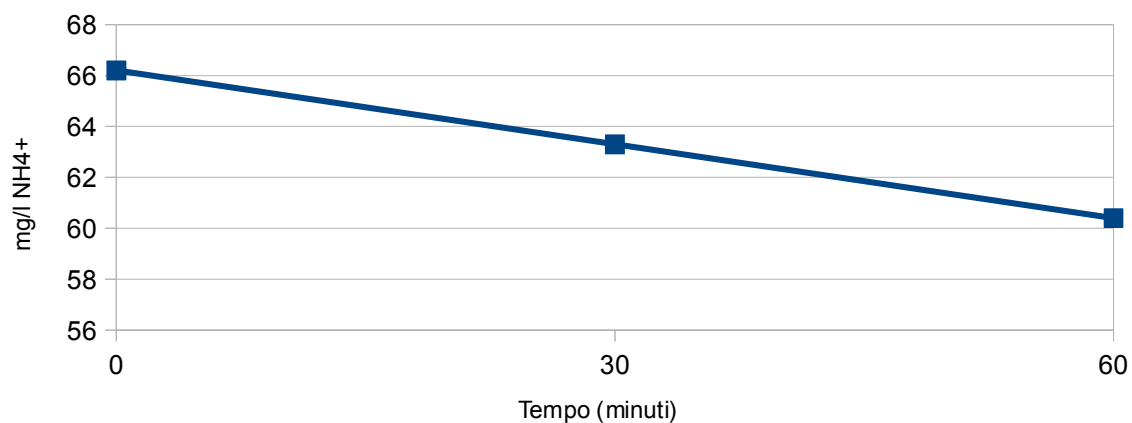


Fig. 4.29 Test attività nitrificante del biofilm nel mese di Dicembre

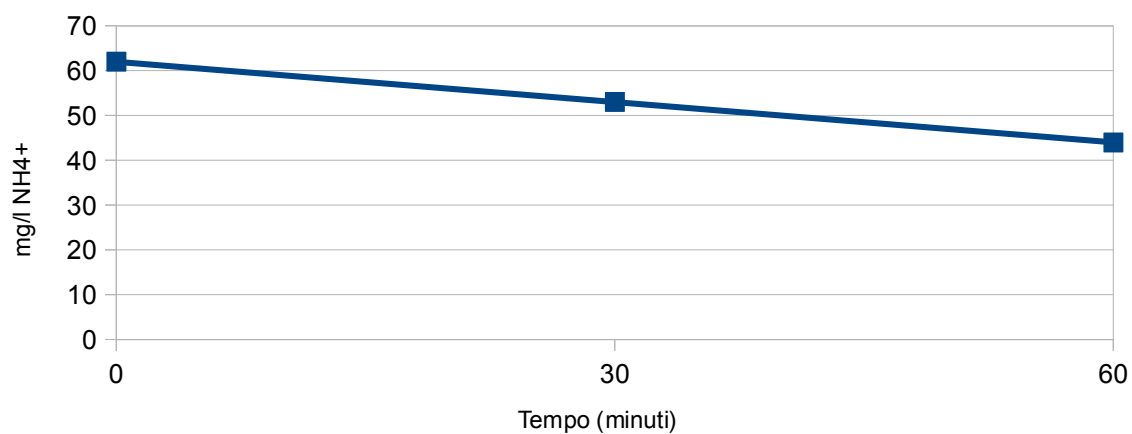


Fig. 4.30 Test attività nitrificante del biofilm nel mese di Gennaio

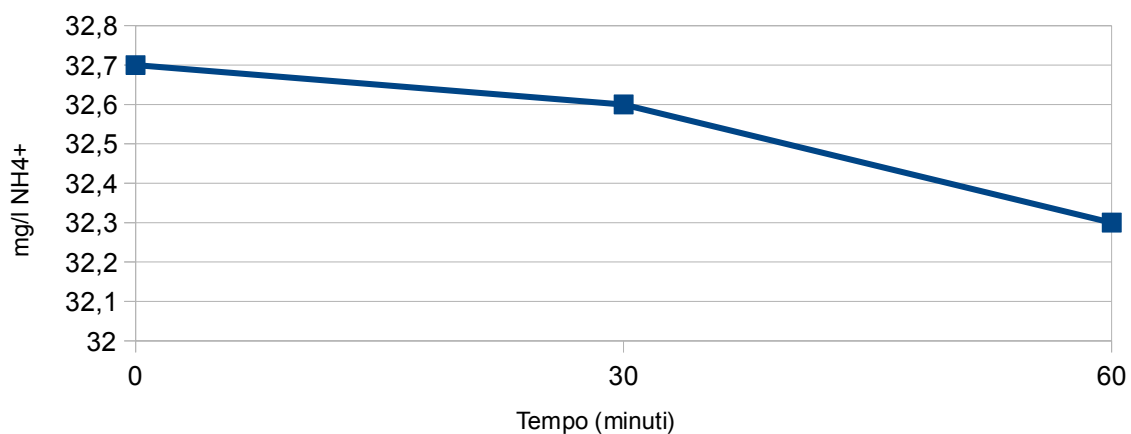


Fig. 4.31 Test attività nitrificante del biofilm nel mese di Febbraio

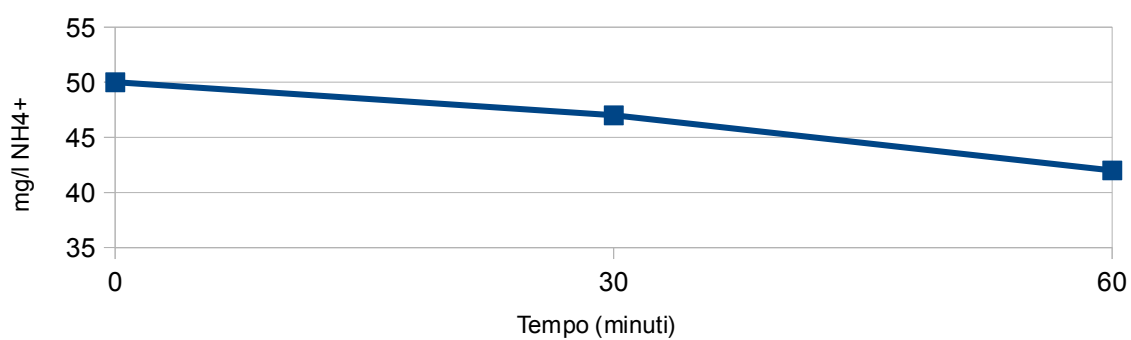


Fig. 4.32 Test attività nitrificante del biofilm nel mese di Marzo

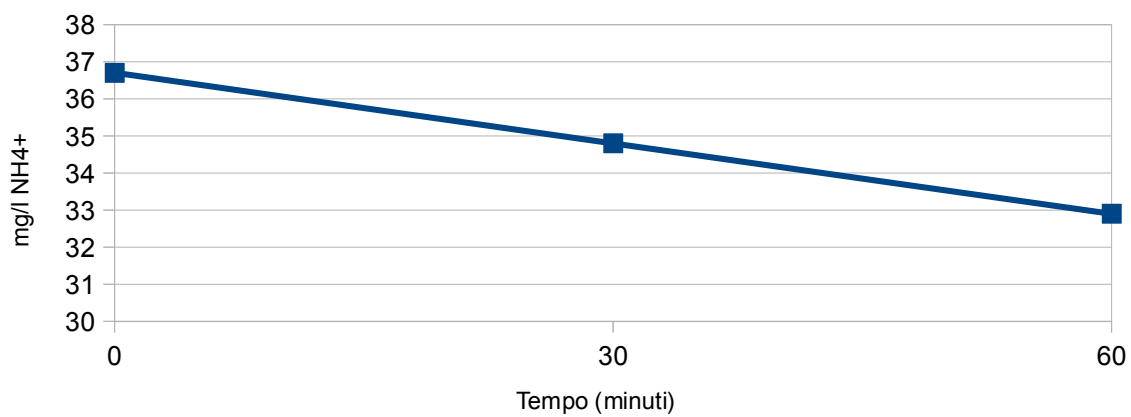


Fig. 4.33 Test attività nitrificante del biofilm nel mese di Aprile

Dal test dell'attività nitrificante sul biofilm si rilevano velocità specifiche di nitrificazione comprese tra 19,8 e 66,6  $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ; questi valori sono confrontabili con i risultati riportati in letteratura per gli impianti di nitrificazione con MBBR a biomassa adesa pura.

#### 4.4.5 Considerazioni sui risultati dei test

I risultati vengono riassunti nella tabella 4.3 dove troviamo la concentrazione dei SST ( $\text{g/l}$ ) nel fango attivo, la velocità specifica di ossidazione del fango attivo ( $\text{mg}_{\text{COD}}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ), la velocità specifica di nitrificazione del fango attivo ( $\text{mg}_{\text{NH}_4}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ), la concentrazione del biofilm ( $\text{g/l}$ ) adeso ai corpi di riempimento ed infine la velocità specifica di nitrificazione del biofilm ( $\text{mg}_{\text{NH}_4}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ).

**Tab 4.3:** concentrazione dei SST, concentrazione del biofilm, velocità specifiche di ossidazione e nitrificazione.

|          | Concentrazione dei SST nel fango attivo ( $\text{g/l}$ ) | Velocità specifica di ossidazione del fango attivo ( $\text{mg}_{\text{COD}}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ) | Velocità specifica di nitrificazione del fango attivo ( $\text{mg}_{\text{NH}_4}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ) | Concentrazione del biofilm adeso ai corpi di riempimento ( $\text{g/l}$ ) | Velocità specifica di nitrificazione del biofilm ( $\text{mg}_{\text{NH}_4}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ) |
|----------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Novembre | 3,28                                                     | 14,6                                                                                                   | 4,1                                                                                                        | 0,20                                                                      | 19,8                                                                                                  |
| Dicembre | 2,58                                                     | 13,9                                                                                                   | 11,2                                                                                                       | 0,18                                                                      | 56,0                                                                                                  |
| Gennaio  | 3,50                                                     | 13,7                                                                                                   | 24,3                                                                                                       | 0,19                                                                      | 66,6                                                                                                  |
| Febbraio | 2,65                                                     | 1,9                                                                                                    | 3,2                                                                                                        | 0,18                                                                      | 3,9                                                                                                   |
| Marzo    | 3,25                                                     | 17,1                                                                                                   | 8,6                                                                                                        | 0,18                                                                      | 46,2                                                                                                  |
| Aprile   | 3,95                                                     | 36,4                                                                                                   | 6,7                                                                                                        | 0,19                                                                      | 35,1                                                                                                  |

Di solito nei processi a fanghi attivi il valore consigliabile dei SST varia da 3 a 6  $\text{g/l}$ ; nel periodo studiato la concentrazione di SST è stata mantenuta tra 2,65 – 3,95  $\text{g/l}$ , in quanto valori superiori potrebbero creare problemi al sedimentatore a causa dell'elevata portata in ingresso. Il valore più basso rilevato in febbraio è spiegabile con la forte diluizione del refluo in ingresso causata dalle forti piogge e dallo scioglimento della neve. Questi fattori hanno anche condizionato le velocità specifiche di ossidazione e nitrificazione del fango attivo, che in febbraio sono state molto più basse rispetto agli altri mesi. Le velocità specifiche di ossidazione del fango attivo, escludendo il dato anomalo di febbraio, sono variate tra 13,7 – 36,4  $\text{mg}_{\text{COD}}/\text{g}_{\text{SSTh}}$  ossia in media 19,1  $\text{mg}_{\text{COD}}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ; questo valore in termini giornalieri risulta 0,46  $\text{kg}_{\text{COD}}/\text{kg}_{\text{SSTd}}$  che è un valore confrontabile con quelli riportati in letteratura tecnica per gli impianti a basso carico (0,30 – 0,60  $\text{kg}_{\text{COD}}/\text{kg}_{\text{SSTd}}$  ossia 0,15 – 0,30  $\text{kg}_{\text{BOD}}/\text{kg}_{\text{SSTd}}$  considerando un rapporto medio COD/BOD = 2).

Le velocità specifiche di nitrificazione del fango attivo, sempre escludendo il risultato di

febbraio, sono comprese tra 4,1– 24,3  $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$  con un valore medio di 10,9  $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ; qui le variazioni sono state più ampie rispetto al processo di ossidazione, in quanto la nitrificazione è più sensibile a fattori ambientali indipendenti fra loro come pH, temperatura, concentrazione di ossigeno, variazioni del rapporto BOD/N in ingresso. In termini giornalieri il valore medio è 0,26  $\text{kg}_\text{N}/\text{kg}_{\text{SSTd}}$ .

Passando al reattore MBBR, la concentrazione di biofilm adeso si è mantenuta molto stabile tra 0,18 – 0,20 g/l con un valore medio di 0,19 g/l; proprio l'indipendenza della concentrazione del biofilm dai fattori idraulici e dalla sedimentazione (che invece influenzano moltissimo i fanghi attivi) è uno dei principali vantaggi dei reattori MBBR. Questi valori di concentrazione sono confrontabili con quelli rilevati alla fine del 2010 nella fase di riavviamento dell'impianto. La velocità specifica di nitrificazione del biofilm, sempre escludendo il valore anomalo di febbraio, è variata tra 19,8 – 66,6  $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$  con un valore medio di 44,7  $\text{mg}_\text{N}/\text{g}_{\text{SSTh}}$ ; si nota subito che questo valore è circa 4 volte superiore a quello del fango attivo e simile ai valori rilevati per altri impianti simili, a conferma che nei reattori MBBR, a fronte di una concentrazione di biomassa inferiore rispetto ai fanghi attivi, l'attività specifica della biomassa è molto maggiore e quindi gli stessi carichi possono essere trattati in reattori di minore volume. In termini giornalieri il valore medio rilevato equivale a 1,1  $\text{kg}_\text{N}/\text{kg}_{\text{SSTd}}$ ; con una concentrazione di biofilm di 0,19  $\text{g}_{\text{SST}}/\text{l}$  ossia 0,19  $\text{kg}_{\text{SST}}/\text{m}^3$ , una superficie specifica dei supporti di 500  $\text{m}^2/\text{m}^3$  e un tasso di riempimento del 60%, si ha una concentrazione di biofilm pari a 0,63  $\text{g}_{\text{SST}}/\text{m}^2$  e quindi una velocità specifica di nitrificazione su base superficiale pari a 0,69  $\text{g}_\text{N}/\text{m}^2\text{d}$ , valore compreso nell'intervallo riportato in letteratura (0,6 – 1,0  $\text{g}_\text{N}/\text{m}^2\text{d}$ ).

#### **4.4.6 Calcolo della potenzialità effettiva**

La potenzialità effettiva dell'impianto in termini di abitanti equivalenti trattati si calcola sulla base del criterio stabilito dal D.Lgs. 152/2006 per il BOD (un abitante equivalente corrisponde a 60  $\text{g}_{\text{BOD}}/\text{d}$ ) e sulla base dei criteri comunemente adottati dai progettisti per i parametri COD, azoto totale e portata in ingresso.

Per la portata, considerando una dotazione idrica di 250 L/AEd di cui 200 L/AEd affluiscono in fognatura, la portata media in ingresso del 2014 (244  $\text{m}^3/\text{d}$ ) corrisponde a  $244 / 0,200 = 1220$  abitanti equivalenti, valore molto superiore sia ai 500 A.E. del primo progetto sia ai 926 A.E. del secondo progetto relativo al potenziamento e indice di un forte sovraccarico idraulico.

Per la sostanza organica come COD si fa riferimento al valore 120  $\text{g}_{\text{COD}}/\text{AEd}$ ; il carico medio di COD in ingresso del 2014 è pari a  $244 \cdot 240 / 1000 = 59 \text{ kg}_{\text{COD}}/\text{d}$  e quindi corrisponde a  $59 / 0,120 = 488$  abitanti equivalenti.

Per la sostanza organica come BOD si fa riferimento al valore  $60 \text{ g}_{\text{BOD}}/\text{AEd}$  riportato dal D.Lgs. 152/2006; il carico medio di BOD in ingresso del 2014 è pari a  $244 \cdot 86 / 1000 = 21 \text{ kg}_{\text{BOD}}/\text{d}$  e quindi corrisponde a  $21 / 0,060 = 350$  abitanti equivalenti.

Per l'azoto totale si fa riferimento al valore  $12 \text{ g}_\text{N}/\text{AEd}$ ; il carico medio di azoto totale in ingresso del 2014 è pari a  $244 \cdot 47,2 / 1000 = 11,5 \text{ kg}_\text{N}/\text{d}$  e corrisponde a  $11,5 / 0,012 = 958$  abitanti equivalenti.

Vediamo di confrontare i carichi in ingresso attuali sia con quelli del progetto iniziale del 1984, dove l'impianto doveva servire 500 A.E, sia con quelli del 2010 dove l'impianto è stato potenziato per servire fino a 926 A.E. La tabella 4.4 riassume e mette a confronto questi parametri.

**Tab 4.4** carichi in ingresso COD, BOD e Ntot

|      | Carichi di progetto (Kg/d)<br>1984 | Carichi di progetto (Kg/d)<br>2010 | Carichi attuali (Kg/d)<br>2014 |
|------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| COD  | 60                                 | 111                                | 59                             |
| BOD  | 30                                 | 55                                 | 21                             |
| Ntot | 6                                  | 11                                 | 11,5                           |

La portata media in ingresso calcolata durante l'anno 2014, pari a  $10,20 \text{ m}^3/\text{h}$ , è maggiore rispetto a quella di progetto del 2010, dove si era calcolata una portata media in ingresso pari a  $7,7 \text{ m}^3/\text{h}$ . Questo indica un sovraccarico idraulico dovuto sia alla posizione dell'impianto che risiede in fondo ad una valle, che alla presenza nel condotto che porta il refluo in impianto di infiltrazioni che permettono alla acqua di entrare nella condotta e di arrivare direttamente in impianto. Il refluo in ingresso in caso di forti piogge è molto diluito in quanto la maggior parte del refluo è acqua piovana filtrata dal terreno. I carichi di progetto in ingresso come si vede dalla tabella, grazie al potenziamento sono sufficienti a garantire un ottimo funzionamento dell'impianto. Il carico di azoto in ingresso è poco superiore a quello del progetto del 2010, ma l'impianto ha sempre rispettato i limiti grazie ad una gestione accurata da parte dei tecnici AVS.

#### 4.4.7 Calcolo della massima capacità depurativa

Si determineranno ora la massima capacità ossidante, nitrificante e denitrificante delle vasche biologiche dell'impianto di depurazione di Valle di Castelgomberto. Sulla base dei risultati, saranno rilevati i punti critici e gli interventi necessari. Per il comparto a fanghi attivi si considera una concentrazione di fango di  $3,2 \text{ kg}_{\text{SST}}/\text{m}^3$ , che è il valore medio mantenuto nel corso del 2014. Nella vasca a fanghi attivi il volume anossico è  $20 \text{ m}^3$  mentre il volume aerato è  $80 \text{ m}^3$ .

### *Massima capacità ossidante (vasca a fanghi attivi)*

Per il calcolo della capacità ossidante della vasca si considera un carico del fango pari a 0,15 kg<sub>BOD</sub>/kg<sub>SST</sub>d sul volume aerato che è 80 m<sup>3</sup>; tale valore permette una resa di ossidazione superiore al 90%, un'efficace nitrificazione combinata e una buona stabilizzazione del fango. Il massimo carico organico ossidato sarà:

$$Q_{OX} = Fc \cdot [SST] \cdot V_{OX} = 0,15 \cdot 3,2 \cdot 80 = 38,4 \text{ kg}_{BOD}/d$$

Il carico medio di BOD in ingresso all'impianto è 21 kg<sub>BOD</sub>/d e quindi la vasca a fanghi attivi ha una significativa capacità depurativa residua utile in caso di punte improvvise di sostanza organica.

### *Massima capacità nitrificante (vasca a fanghi attivi)*

La massima capacità nitrificante della vasca a fanghi attivi si calcola considerando una velocità specifica massima di nitrificazione a 20°C pari a  $v_{max} = 2.4 \text{ kg}_N/\text{kg}_{SSN}d$  (valore di letteratura tecnica), con SSN (solidi sospesi nitrificanti) pari al 3.5% dei SST, un fattore di correzione per la temperatura  $\phi = 1.12$ , una costante di semisaturazione per l'azoto  $K_N$  è trascurabile rispetto alle concentrazioni di TKN in vasca ( $K_N = 0.2 \text{ mg/l}$ ), una costante di semisaturazione per l'ossigeno  $K_O = 1 \text{ mg/l}$ ; si assume  $T = 12^\circ\text{C}$  e una concentrazione di ossigeno  $[O_2] = 2 \text{ mg/l}$ , e si ricava la velocità specifica effettiva di nitrificazione in inverno:

$$v = v_{max(20^\circ C)} \cdot \phi^{[T-20]} \cdot \frac{TKN}{K_N + TKN} \cdot \frac{[O_2]}{K_O + [O_2]} = 2,4 \cdot 1,12^{(12-20)} \cdot \frac{2}{1+2} = 0,65 \text{ Kg}_N / \text{Kg}_{SSN} d$$

Il massimo carico di azoto TKN nitrificabile si calcola con la seguente formula:

$$Q_{NIT} = v \cdot f_{batt} \cdot [SST] \cdot V_{OX} = 0,65 \cdot 0,035 \cdot 3,2 \cdot 80 = 5,9 \text{ kg}_N/d$$

Questo valore è inferiore al carico di azoto in ingresso (11,5 kg<sub>N</sub>/d) e quindi la vasca a fanghi attivi è sovraccaricata. Va però tenuto conto che una parte dell'azoto in ingresso è assimilato per la crescita batterica e questa quantità è equivalente al 5% del BOD abbattuto ossia in questo caso  $0,05 \cdot 244 \cdot (86 - 3) / 1000 = 1,0 \text{ kg}_N/d$ ; inoltre per una parte del 2014 tutta la vasca a fanghi attivi è stata mantenuta aerata e quindi la sua capacità nitrificante è maggiore. Un'altra quantità di azoto ammoniacale è nitrificata dal reattore MBBR di affinazione. L'impianto ha sempre rispettato i limiti per l'azoto ammoniacale durante tutto il periodo studiato.

### *Massima capacità denitrificante (vasca a fanghi attivi)*

Per calcolare la capacità di denitrificazione si assume una velocità specifica massima di denitrificazione pari a  $v'_{\max} = 0.072 \text{ kg}_N/\text{kg}_{\text{SSD}}\text{d}$  a  $20^\circ\text{C}$  (dalla letteratura tecnica), una frazione batterica denitrificante del 90%, un coefficiente correttivo per la temperatura pari a  $\phi = 1.07$ ; pertanto a  $12^\circ\text{C}$  la velocità specifica effettiva di denitrificazione è:

$$v' = v'_{\max(20^\circ\text{C})} \cdot \phi^{(T-20)} = 0,072 \cdot 1,07^{(12-20)} = 0,042 \text{ Kg}_N / \text{Kg}_{\text{SSD}} \text{d}$$

La capacità denitrificante del volume anossico ( $20 \text{ m}^3$ ) è calcolata con la seguente formula:

$$Q_{\text{DEN}} = v' \cdot f_{\text{batt}} \cdot [\text{SST}] \cdot V_{\text{DEN}} = 0,042 \cdot 0,90 \cdot 3,2 \cdot 20 = 2,4 \text{ kg}_N/\text{d}$$

Questo valore è basso rispetto alla capacità nitrificante; va però tenuto conto che in molti impianti si hanno micro-ambienti anossici in zone a minore miscelazione, sul fondo del sedimentatore o anche nelle parti più interne dei fiocchi di fango attivo. Inoltre il limite allo scarico dell'azoto nitrico è  $30 \text{ mg/l}$ , che moltiplicato per la portata di  $244 \text{ m}^3/\text{d}$  dà un massimo carico di nitrati in uscita pari a  $30 \cdot 244 / 1000 = 7,3 \text{ kg}_N/\text{d}$ ; anche se la parte aerata della vasca nitrifica tutti i  $5,9 \text{ kg}_N/\text{d}$  prima calcolati, questo limite non viene superato.

### *Massima capacità nitrificante (reattore MBBR)*

Per calcolare la massima capacità nitrificante del reattore MBBR si fa riferimento al valore di nitrificazione su base superficiale riportato nel progetto di potenziamento del 2010 ossia  $0,7 \text{ g}_N/\text{m}^2\text{d}$  che corrisponde anche a quanto riportato in letteratura tecnica per questo tipo di reattori. Il volume della vasca è  $15 \text{ m}^3$ , il tasso di riempimento è del 60% e i supporti hanno superficie specifica effettiva  $500 \text{ m}^2/\text{m}^3$ ; pertanto la capacità nitrificante del reattore a letto mobile sarà:

$$Q_{\text{NIT mbb}} = v_{\text{NITR}}^{\text{superficiale}} \cdot S_{\text{riemp}} = 0,7 \cdot 4500 / 1000 = 3,15 \text{ Kg}_N/\text{d}$$

Questo valore permette di compensare i sovraccarichi di azoto in arrivo alla vasca a fanghi attivi in particolare in occasione delle punte di carico.

Va osservato che per lunghi periodi nel corso del 2014 la vasca a fanghi attivi ha funzionato solo in fase di nitrificazione. Quindi il volume a disposizione è pari a  $100 \text{ m}^3$  quindi:

$$Q_{OX} = Fc \cdot [SST] \cdot V_{OX} = 0,15 \cdot 3,2 \cdot 100 = 48 \text{ kg}_{BOD}/d$$

$$Q_{NIT} = v \cdot f_{batt} \cdot [SST] \cdot V_{OX} = 0,65 \cdot 0,035 \cdot 3,2 \cdot 100 = 7,28 \text{ kg}_N/d$$

Per quanto riguarda la nitrificazione, in entrata si ha un carico di azoto pari a 11,5 kg<sub>N</sub>/d, l'impianto ha complessivamente una capacità nitrificante pari a 7,28 kg<sub>N</sub>/d + 3,15 kg<sub>N</sub>/d + 1 kg<sub>N</sub>/d = 11,43 kg<sub>N</sub>/d quindi tratta in maniera ottimale il carico di azoto in ingresso. Il limite imposto dalla normativa sull'azoto in uscita non è mai stato superato in nessun caso.

La denitrificazione che è avvenuta con meno regolarità nel corso del 2014 non ha riscontrato alcun problema per l'impianto in quanto il limite sulla concentrazione dei nitrati in uscita non è mai stato superato.



## CONCLUSIONI

L'impianto di trattamento delle acque reflue in Valle di Castelvetro rispetta tutti i limiti imposti dalla normativa in materia (Piano di Tutela delle Acque del Veneto e D.Lgs. 152/2006). Inoltre, grazie ai lavori di potenziamento eseguiti nel 2010, esso ha capacità sufficiente a trattare gli scarichi dei residenti della zona. Il punto critico è l'elevata portata di reflu in ingresso che è maggiore di quella di progetto e causa sovraccarichi al sedimentatore; non si hanno invece sovraccarichi per le sostanze inquinanti BOD, COD e Azoto. Lo studio sperimentale delle curve di sedimentazione ha mostrato che il fango sedimenta in modo ottimale; le attività specifiche del fango attivo (ossidante e nitrificante) e del biofilm del reattore MBBR (nitrificante) sono confrontabili con i valori riportati in letteratura per impianti simili.

Il punto cruciale dello studio dell'impianto è stato la valutazione dello scarico finale presso il torrente Onte; l'acqua in uscita dall'impianto, pur rispettando sempre il limite di legge dei SST, visivamente presenta micro fiocchi che rendono l'acqua torbida. L'azienda AVS, attenta anche a questi particolari ambientali, vuole migliorare questo aspetto; dopo aver studiato l'impianto e visto il poco spazio a disposizione, la soluzione ottimale è inserire tra lo scarico dal reattore MBBR e lo scarico finale presso il torrente Onte un microfiltro a dischi autopulente. Questa apparecchiatura permette di trattenere i microflocchi e quindi di migliorare la qualità dell'acqua reflua in uscita dall'impianto. Si può notare una riduzione dei solidi filtrabili, COD, BOD e del fosforo, inoltre non è richiesto l'apporto di acqua esterna perché per il lavaggio dei filtri viene utilizzata l'acqua filtrata infine si tratta di una operazione continua anche durante il contro lavaggio. Inoltre non sono richieste pompe in quanto l'acqua fluisce per gravità quindi non si hanno spese economiche elevate. L'azienda AVS ha già contattato varie aziende per installare il filtro, valutando sia l'aspetto economico che la qualità dell'apparecchiatura fornita. Lo studio ha portato a trovare una soluzione adeguata migliorando ulteriormente il processo di trattamento delle acque reflue.



## **BIBLIOGRAFIA**

- Decreto Legislativo Governo 03/04/2006 n.152, Gazzetta Ufficiale Supplemento Ordinario n.96 del 14/04/2006.
- Regione Veneto: delibera della giunta regionale del 29 dicembre 2004, n.4453: Piano di Tutela delle Acque (D.Lgs. 152/99).
- L.Falletti L.Conte: "Piccoli impianti di depurazione: normative nazionali e regionali a confronto"; I A Ingegneria Ambientale vol. XXXVII n.9 settembre 2008.
- L.Masotti, Depurazione delle acque–tecniche di impianti per il trattamento delle acque di rifiuto, edizioni Calderoni, Bologna 2005.
- Relazioni tecniche e dati storici forniti dal gestore dell'impianto.

