



PR CAMPANIA  
**FESR**  
2021-2027

**ASIS**  
SALERNITANA  
RETI E IMPIANTI s.p.a.



REALIZZAZIONE IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI SAN GREGORIO MAGNO (SA)

## PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

PFTE-E.02/A  
REV.01

### RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA DIMENSIONAMENTO DEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE

PROGETTISTI:  
arch. Angelo Giuseppe Turco - U.T.C.  
ing. Mario Policastro

Revisione progetto:  
ing. Carmine Marchetta

GEOLOGO:  
dott. Angelo Goffredo

RUP  
ing. Laura Borea

DATA | MARZO 2020



| REV.01       | DESCRIZIONE          | DATA | VERIFICATORE/RESP. TECNICO |
|--------------|----------------------|------|----------------------------|
| LUGLIO 2022  | AGGIORNAMENTO PREZZI |      |                            |
| OTTOBRE 2025 | REVISIONE PROGETTO   |      |                            |
| MARZO 2026   | INTEGRAZIONE         |      |                            |

# **RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA**

## **DIMENSIONAMENTO DEGLI IMPIANTI DI DEPURAZIONE**

### **INDICE**

|         |   |    |
|---------|---|----|
| 1       | INTRODUZIONE.....   | 3  |
| 2       | DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE LOC. PIE' DELLE VIGNE.....                          | 8  |
| 2.1     | Dati di input di progetto ed ipotesi assunte alla base dei calcoli di dimensionamento ..... | 8  |
| 2.2     | Ciclo di trattamento e dati tecnici d'impianto .....  | 12 |
| 2.3     | DIMENSIONAMENTO DEI COMPARTI IMPIANTISTICI COSTITUENTI IL CICLO DI TRATTAMENTO .....        | 17 |
| 2.3.1   | Canale di Adduzione.....  | 17 |
| 2.3.2   | Grigliatura .....   | 23 |
| 2.3.3   | Dissabbiatore - disoleatore.....  | 26 |
| 2.3.4   | Stazione di Sollevamento.....   | 30 |
| 2.4     | Equalizzazione e omogeneizzazione .....   | 33 |
| 2.5     | LINEA LIQUAME.....  | 36 |
| 2.5.1   | Denitrificazione – Nitrificazione combinata.....  | 38 |
| 2.5.2   | Dimensionamento delle vasche biologiche.....  | 46 |
| 2.5.3   | Sistema di Aerazione .....  | 52 |
| 2.5.4   | Ricircolo miscela aerata .....  | 56 |
| 2.6     | Filtrazione MBR ed estrazione del permeato da avviare allo scarico .....                    | 57 |
| 2.7     | Disinfezione a contatto linea pioggia .....   | 61 |
| 2.7.1   | Vasca di Miscelazione .....   | 61 |
| 2.7.2   | Vasca di contatto.....  | 62 |
| 2.8     | LINEA PIOGGIA.....  | 64 |
| 2.9     | LINEA FANGHI.....   | 70 |
| 2.9.1   | Ispessimento.....   | 72 |
| 2.9.1.1 | Sollevamento e ricircolo fango .....  | 76 |
| 2.9.2   | Disidratazione .....  | 77 |
| 2.9.3   | Circuito surnatante .....   | 79 |
| 2.10    | Locali tecnologici .....  | 80 |
| 2.11    | Telecontrollo e monitoraggio .....  | 81 |
| 2.12    | Sistemazione dell'area esterna.....   | 82 |
| 2.13    | Trattamenti impermeabilizzanti e protettivi delle vasche.....                               | 83 |
| 3       | IMPIANTO DI DEPURAZIONE MONOBLOCCO INTERRATO LOC. FILETTE .....                             | 84 |

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica specialistica è riferita al dimensionamento del nuovo sistema depurativo del Comune di San Gregorio Magno (Sa), costituito da n. 2 nuovi impianti di depurazione e rispettivi collettori fognari (condotte di adduzione ed emissari).

Il numero complessivo di abitanti equivalenti che il sistema in progetto tratterà è pari a 6.000, dei quali 5.500 saranno trattati nell'impianto alla loc. Piè delle Vigne e 500 alla loc. Filette.

Essendo la fogna esistente di tipo misto, nel sistema di collettamento sono stati inseriti pozzetti scaricatori di piena al fine di gestire i picchi di portata derivanti da intensi fenomeni atmosferici. Il canale emissario degli scaricatori convoglierà le acque scolmate direttamente al corso d'acqua ricettore, mentre il canale di derivazione sarà connesso al collettore fognario di adduzione al depuratore.

In testa impianto è stato previsto un pozzetto di by-pass con paratoia regolabile sul canale di ingresso in modo da poter ridurre o deviare completamente la portata in caso di manutenzioni straordinaria.

L'impianto da realizzare in loc. Piè delle Vigne tratterà i reflui della maggior parte delle utenze centro urbano (5.500 abitanti equivalenti), mentre il monoblocco interrato previsto alla loc. Filette (500 abitanti equivalenti) tratterà i reflui delle utenze dell'Area per Insediamenti Produttivi (P.I.P.) alla loc. Forluso e delle frazioni rurali limitrofe.

Per entrambi gli impianti di depurazione in progetto lo scarico è previsto in corpo idrico ricettore, classificabile come "corpo idrico superficiale". Trattasi, infatti, di valloni in cui confluiscono i canali di scolo dei terreni agricoli e le acque di pioggia del bacino imbrifero sotteso.

Lo sbocco terminale dello scarico sul greto del corso d'acqua andrà posizionato in un punto il più prossimo possibile alla zona di ordinario scorrimento con lo scopo di permettere, anche in caso di magra, una minima diluizione dell'effluente.

Il processo depurativo è stato progettato con l'obiettivo di ottenere un effluente idoneo ad essere scaricato in un corso d'acqua superficiale, rispettando i limiti previsti dal D.Lgs. 152/2006 per tali recapiti. Nello specifico, il dimensionamento dell'impianto è stato eseguito con riferimento ai parametri limiti dello scarico in uscita come previsti dalle Tabelle 1, 2 e 3 dell'Allegato 5 alla parte terza del D.Lgs 152/2006. In generale sono state considerate tutte le prescrizioni previste dall'Allegato 5 - Limiti di emissione degli scarichi idrici- alla parte III del D.Lgs 152/06.

La taglia degli impianti risulta essere inferiore ai 10.000 a.e., nel caso di superamento dei quali è previsto il rispetto dei parametri di cui alla Tab. 2 del citato disposto normativo per scarichi in

aree sensibili, quali potrebbero essere assunti i corpi idrici ricettori caratterizzati da portate estremamente basse. Si riporta, di seguito, la Tabella 1 - Allegato 5- parte III del D.Lgs 152/2006, presa a riferimento per il dimensionamento dei sistemi depurativi di progetto.

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

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

*Tabella 1 - Allegato 5- parte III del D. lgs 152/2006*

Dal punto di vista normativo, l'impianto in progetto ricade nella fascia degli impianti con potenzialità compresa tra 2.000 e 10.000 a.e. Per tale motivo i valori limite di emissione a cui dovrebbe sottostare sono quelli riportati nella tabella 1 dell'allegato 5 parte III del D. Lgs. 152/2006. In particolare, per quanto concerne i nutrienti (azoto e fosforo), anche grazie alla notevole diluizione dei reflui in ingresso dovuta alla presenza di acque parassite di origine meteorica, il sistema depurativo, considerato il carico organico in input, risulta efficace con i soli processi biologici, pur in assenza di specifici presidi di natura chimico-fisica.

Pur potendo, dunque, per i motivi sopra esposti, optare per un sistema depurativo di tipo tradizionale, alcune ragionevoli considerazioni, sia tecniche che economiche, hanno fatto protendere per la realizzazione di un impianto con una maggiore efficienza ed efficacia di trattamento.

Infatti, la realizzazione delle fasi di trattamento necessarie per l'abbattimento del tenore di azoto nelle acque scaricate rappresenta, indipendentemente dalle prescrizioni di legge, un significativo elemento di salvaguardia dell'ambiente naturale, maggiormente giustificato dall'ubicazione dell'impianto in un'area particolarmente fertile e poco antropizzata, ove l'agricoltura riveste un carattere peculiare e sostanziale del tessuto socio-economico. Inoltre, la predisposizione di una specifica fase di trattamento per l'abbattimento del tenore di azoto totale incide in modo modesto sull'importo dell'investimento globale e, visti anche gli elevati livelli di diluizione delle portate in ingresso, inciderà in modo ancor meno evidente sugli oneri di gestione complessivi.

Riguardo all'abbattimento del fosforo totale, data la taglia dell'impianto (< 10.000 a.e.) e la natura dei reflui, può ritenersi sufficiente l'abbattimento biologico nella vasca di ossidazione, senza l'aggiunta di una defosfatazione chimica mediante precipitazione con calce o con un sale di alluminio o di ferro.

Poiché lo scarico dell'impianto di depurazione attraverserà un'area particolarmente fertile, la quale rappresenta la maggioranza dei fondi coltivati dalle aziende e piccoli coltivatori agricoli e da cui derivano la maggior parte dei prodotti agricoli locali, la qualità del refluo in uscita dall'impianto costituisce un elemento fondamentale. Infatti, in una realtà quale quella dei territori interni della Provincia di Salerno, ove le coltivazioni biologiche e la tutela ambientale rappresentano una delle fondamentali leve economiche su cui si basano le politiche di sviluppo locale, risulta di estrema importanza preservare quanto più possibile la salubrità dei luoghi e del suolo.

Dal punto di vista dei sistemi depurativi, ciò si traduce nella scelta di soluzioni avanzate che, grazie a processi tecnologici particolarmente efficienti, garantiscano una completa depurazione e rimozione dei contaminanti dai reflui trattati, in modo da non alterare in alcun modo l'equilibrio biologico anche di aree particolarmente sensibili e nella piena garanzia di tutela della salubrità dei prodotti coltivati e delle componenti ambientali interferenti.

La sensibilità del sito risulta, inoltre, determinata anche dalla notevole riduzione della portata dei valloni ricettori dei reflui depurati durante in periodo estivo.

Sulla base delle considerazioni di cui sopra, è stato dimensionato un sistema depurativo con riferimento ai limiti imposti dal D.Lgs 152/06 per gli scarichi in "aree sensibili".

La tipologia d'impianto prescelta è un sistema biologico a fanghi attivi ad ultrafiltrazione con membrane MBR, il quale consente di ottenere un refluo in uscita dall'impianto con concentrazioni di sostanze potenzialmente nocive notevolmente inferiori ai limiti imposti dalla normativa e compatibile anche col riuso agricolo delle acque.

I sistemi a membrane filtranti MBR rappresentano un sistema evoluto e moderno di depurazione con livelli di efficienza che, oltre ad abbattere gli impatti ambientali dell'opera, consentono il reimpiego delle acque scaricate per scopi irrigui (possibilità da poter sfruttare in un'area agricola quale quella di riferimento per il presente progetto).

Inoltre, i vantaggi dell'uso delle membrane MBR sulla gestione dei fanghi sono notevoli, con risvolti positivi anche sull'abbattimento delle problematiche di emissioni odorigene spesso connesse all'esercizio di impianti depurativi biologici tradizionali con comparto sedimentazione secondaria. L'eliminazione della sedimentazione secondaria dal ciclo depurativo impiegante membrane MBR evita, di conseguenza, anche gli impatti connessi a tale stadio.

Il processo depurativo MBR – Membrane Bio Reactor prescelto nel presente progetto, utilizza delle particolari membrane di ultrafiltrazione in luogo dei sedimentatori tradizionali. Ciò permette di garantire uno scarico privo di solidi sospesi, un effluente limpido e costantemente

depurato biologicamente (grazie alla presenza di fango attivo ben ossigenato), il che garantisce anche l'assenza di cattivi odori.

Le membrane sostituiscono la sedimentazione, la disinfezione a contatto e l'eventuale filtrazione finale e grazie alla possibilità di poter operare in presenza di concentrazioni di fango molto più elevate rispetto ai depuratori tradizionali (fino a 10-15 kgSS/mc in luogo dei tradizionali 3-6 kgSS/mc), consentono di ottimizzare anche gli spazi occupati.

Nel sistema MBR il refluo depurato viene estratto attraverso un sistema idraulico controllato e monitorato da PLC e quindi non sono necessari interventi di controllo della biomassa (es. concentrazione e caratteristiche di sedimentabilità) che portano spesso al "washout" dei fanghi nei processi tradizionali. Gli MBR permettono di disaccoppiare la dinamica della ritenzione della biomassa dalle caratteristiche di sedimentabilità o di adesione dei microrganismi che la compongono, evitando le frequenti problematiche dei cicli tradizionali ove la concentrazione dei fanghi dipende dalle condizioni di sedimentazione dello stesso, le quali, a loro volta, dipendono dalle caratteristiche di sedimentabilità della biomassa.

Nel caso dell'impianto (monoblocco interrato) da realizzare alla loc. Filette, lo stesso dovrà trattare sia reflui urbani che provenienti dall'area P.I.P. Questi ultimi saranno comunque limitate alla sola componente assimilata agli scarichi urbani.

Si riporta, di seguito, la Tabella 1 - Allegato 5- parte III del D.Lgs 152/2006, presa a riferimento per il dimensionamento dei sistemi depurativi di progetto.

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

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

*Tabella 1 - Allegato 5- parte III del D. lgs 152/2006*

Al fine di garantire sia il rispetto di tutti i parametri di tabella che la produzione di un refluo trattato con elevata efficienza, , anche il depuratore monoblocco è stato previsto della tipologia a fanghi attivi, biologico con membrane filtranti MBR.

Tale tipologia d'impianto, anche in relazione alla esiguità della capacità (500 a.e.), ridurrà estremamente l'impatto ambientale dell'opera rendendola pienamente compatibile col contesto urbanistico-ambientale di riferimento.

Il depuratore previsto alla locl. Filette è un piccolo sistema depurativo, ma altamente efficiente e poco invasivo, data anche la tipologia a monoblocco totalmente interrato prevista e dotato di soletta di copertura di tutte le vasche. Le acque scaricate saranno compatibili con il recapito in are agricole ed avranno caratteristiche di salubrità estremamente superiori a quelle oggi ottenute dall'esistente fasche Imhoff dell'Istituto Superiore alla loc. Filette, il quale sarà collegato al nuovo sistema e consentirà la depurazione delle acque di scarico dell'aree per insediamenti produttivi in loc. Forluso e frazioni rurali adiacenti, ad oggi non trattate.

Il sistema MBR previsto, grazie all'altissima efficienza, è in grado di restituire acque idonee anche per il riutilizzo a scopi agricoli.

In generale, tutte le scelte impiantistiche sono state effettuate con l'obiettivo di minimizzare gli impatti ambientali delle opere, riguardo alle componenti suolo, atmosfera, sottosuolo, emissioni acustiche, paesaggio, uso agricolo dei suoli circostanti.

## **2 DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI DEPURAZIONE LOC. PIE' DELLE VIGNE**

La tecnologia di depurazione prescelta per la realizzazione del sistema è quella di tipo biologico a fanghi attivi con trattamenti primari, denitrificazione, nitrificazione combinata, filtrazione a membrane MBR, linea fanghi.

In generale, gli scarichi che possono essere depurati con trattamento biologico "a fanghi attivi" sono quelli di natura organica e comunque biodegradabili, generalmente provenienti da:

- utenze domestiche;
- industria enologica;
- industria casearia;
- industria lavorazione frutta e ortaggi;
- industria dolciaria;
- industria della macellazione.

Al fine di implementare un processo depurativo altamente efficiente è stato prescelto un impianto di depurazione con tecnologia MBR (Membrane Biological Reactor).

Gli impianti di depurazione MBR rappresentano una tecnologia di depurazione avanzata rispetto a quella tradizionale a fanghi attivi e separazione del fango per sedimentazione secondaria. Tale sistema combina un tradizionale processo biologico a fanghi attivi con il processo di separazione dei fanghi a membrana, sostituendo il sedimentatore secondario con performance notevolmente superiori.

Il modello depurativo prescelto nel dimensionamento dei vari comparti depurativi è quello ad aerazione prolungata.

Tutte le vasche in calcestruzzo andranno realizzate impiegando negli impasti cementizi appositi additivi conferenti un'impermeabilizzazione massiva sigillante pori, capillari e microfratture.

Inoltre, la superficie delle vasche e pozzetti a contatto con i reflui andrà sottoposta a trattamenti superficiali resistenti agli attacchi acidi.

### **2.1 Dati di input di progetto ed ipotesi assunte alla base dei calcoli di dimensionamento**

L'impianto in progetto è posto a servizio del centro abitato di San Gregorio Magno (Sa). Come riportato nell'analisi demografica contenuta nella relazione tecnica generale, il numero di residenti non risente in modo significativo di fluttuazioni stagionali, limitate a circa 500 a.e. aggiuntivi nel periodo estivo. In base alle analisi demografiche descritte nella relazione tecnica generale ed al numero e tipologie di utenze interne all'area servita, come rappresentata nella tavola grafica d'inquadramento territoriale, sono stati definiti i seguenti dati di input:



| DATI DI PROGETTO  | INVERNO                    | ESTATE                     |
|---|----------------------------|----------------------------|
| Numero di abitanti equivalenti, N   | 5.000                      | 5.500                      |
| Dotazione idrica, d [ $\text{m}^3/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]   | 0.250                      | 0.280                      |
| Coefficiente di afflusso in fognatura, $C_a$  | 0.8                        | 0.8                        |
| Coefficiente di punta nera, $C_p$   | 2.5                        | 2.5                        |
| Portata max in tempo di pioggia, $Q_{\text{max}}$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]                                     | $5 \cdot Q_{\text{m,n}}$   | $5 \cdot Q_{\text{m,n}}$   |
| Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, $Q_{\text{max,bio}}$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] | $2.5 \cdot Q_{\text{m,n}}$ | $2.5 \cdot Q_{\text{m,n}}$ |
| Temperatura del liquame [ $^{\circ}\text{C}$ ]  | 15                         | 23                         |
| pH del liquame  | 7.2                        | 7.2                        |
| Apporto di $\text{BOD}_5$ [ $\text{g}/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]   | 60                         | 60                         |
| Apporto di SST [ $\text{g}/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]  | 90                         | 90                         |
| Apporto di $\text{N-NH}_4$ [ $\text{g}/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]  | 15                         | 15                         |

La richiesta biochimica di ossigeno ( $\text{BOD}_5$ ) (Biochemical Oxygen Demand) si definisce come la quantità di  $\text{O}_2$  che viene utilizzata in 5 giorni dai microorganismi aerobi per decomporre (ossidare) al buio e alla temperatura di  $20^{\circ}\text{C}$  le sostanze organiche presenti in un litro d'acqua o di soluzione acquosa. Il BOD, rappresenta una misura indiretta del contenuto di materia organica biodegradabile. Il COD (Chemical Oxygen Demand), espresso in milligrammi di ossigeno per litro ( $\text{mgO}_2/\text{l}$ ), rappresenta la quantità di ossigeno necessaria per la completa ossidazione per via chimica dei composti organici ed inorganici presenti in un campione di acqua e rappresenta, insieme al BOD una misura indiretta di carico inquinante di un refluo.

L'abitante equivalente (a.e.), o carico organico specifico, rappresenta la quantità di sostanze organiche biodegradabili, derivate da un'utenza civile o assimilabile a questa, 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  $\text{O}_2$  al giorno (D.Lgs. 152/06 art. 74).

Un abitante equivalente corrisponde anche ad una domanda chimica di ossigeno COD di 130 grammi di  $\text{O}_2$  al giorno.

La determinazione dei carichi di progetto idraulici e dei carichi inquinanti del liquame per l'impianto in progetto, distinta tra periodo invernale ed estivo è di seguito riportata:

|                                   | INVERNO | ESTATE       |
|-----------------------------------|---------|--------------|
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m³/d]</b>     | 1.000   | <b>1.100</b> |
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m³/h]</b>     | 41,66   | <b>48,83</b> |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m³/d]</b>     | 2.500   | 2.750        |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m³/h]</b>     | 104,16  | 114,58       |
| <b>Q<sub>max</sub> [m³/d]</b>     | 5.000   | 5.500        |
| <b>Q<sub>max</sub> [m³/h]</b>     | 208,33  | 229,17       |
| <b>Q<sub>max,bio</sub> [m³/d]</b> | 2.500   | 2.750        |
| <b>C<sub>BOD5</sub> [g/m³]</b>    | 300     | <b>330</b>   |
| <b>C<sub>SST</sub> [g/m³]</b>     | 450     | 495          |
| <b>C<sub>N-NH4</sub> [g/m³]</b>   | 75      | 82           |

In cui i valori rappresentano:

$$Q_{m,n} = d \cdot N \cdot C_a \quad \text{Portata media nera [m³ /d],}$$

$$Q_{p,n} = C_p \cdot Q_{m,n} \quad \text{Portata nera di punta in tempo asciutto [m³ /d],}$$

$$Q_{\max} = 5 \cdot Q_{m,n} \quad \text{Portata max in tempo di pioggia [m³ /d],}$$

$$Q_{\max,bio} = 2,5 \cdot Q_{m,n} \quad \text{Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica [m³ /d].}$$

Le concentrazioni degli inquinanti in ingresso all'impianto è stata stimata sulla base del rapporto tra portata massica e portata media nera:

$$\bullet \quad C_{BOD_5} = \frac{\text{Apporto } BOD_5 \cdot N}{Q_{m,n}} \quad \text{Concentrazione } BOD_5 \text{ [g/m³],}$$

$$\bullet \quad C_{SST} = \frac{\text{Apporto } SST \cdot N}{Q_{m,n}} \quad \text{Concentrazione } SST \text{ [g/m³],}$$

$$\bullet \quad C_{N-NH_4} = \frac{\text{Apporto } N - NH_4 \cdot N}{Q_{m,n}} \quad \text{Concentrazione } N-NH_4 \text{ [g/m³].}$$

Tali assunzioni sono state fatte sulla base delle seguenti considerazioni;

#### *Carico organico unitario*

L'art. 74 lett. a) del D.Lgs. n. 152/2006 definisce l'abitante equivalente come "il carico organico biodegradabile avente una richiesta biochimica di ossigeno a 5 giorni (BOD5) pari a 60 g di ossigeno al giorno". Per cui, il carico giornaliero delle materie organiche carboniose presenti nelle acque reflue urbane viene valutato sulla base di un apporto unitario di 60 g BOD5/AE x giorno.

#### *Carico unitario dell'azoto*

A parte un contributo trascurabile di nitriti e nitrati, l'azoto è presente nelle acque reflue urbane sotto forma organica (proteine) e ammoniacale (ione ammonio in equilibrio con ammoniaca) dovuto principalmente a sostanze di origine animale e vegetale. La frazione organica rappresenta tipicamente il 25 % dell'azoto totale, ma tale percentuale può diminuire, soprattutto in presenza di fognature molto estese, per il processo di ammonificazione in rete dell'azoto organico. Nella pratica corrente di progettazione, il carico giornaliero dell'azoto organico e ammoniacale (TKN) viene valutato sulla base di un apporto unitario di 15 g /(a.e. x giorno). Questo valore è in linea e prudentiale rispetto ai dati di letteratura, i quali stimano per l'Italia un apporto unitario di 8 - 14 g TKN/AE x giorno.

#### *Carico unitario del fosforo*

Il fosforo è presente nelle acque reflue urbane sotto forma di ortofosfati (~ 80 %) e fosfato organico (~ 10%) originati dalle deiezioni umane e animali, mentre il restante 10 % è costituito da polifosfati derivanti soprattutto dall'impiego industriale e artigianale di prodotti disincrostanti.

Nella pratica corrente di progettazione, il carico giornaliero del fosforo (P) di provenienza civile viene valutato sulla base di un apporto unitario di 1,8 g P/(ae x giorno) a cui bisogna aggiungere gli apporti, ove esistenti, di insediamenti produttivi quali allevamenti zootecnici, fabbriche di fertilizzanti ed esplosivi, ecc. Il valore di scarico può diminuire ai terminali delle condotte fognarie, soprattutto se di sviluppo consistente, a causa della possibilità di precipitazione in rete del fosforo conseguente alle reazioni con metalli bi e trivalenti. Il valore corrente del carico unitario del fosforo (1,8 g P/(a.e. x giorno )) viene assunto a riferimento nel presente caso in progetto e può ritenersi prudentiale, in quanto superiore a quello rilevato dai dati di letteratura che stimano per l'Italia un apporto unitario di 0,6 - 1,6 g TKN/(a.e. x giorno).

## 2.2 Ciclo di trattamento e dati tecnici d'impianto

Per ottenere un livello di depurazione del refluo che rientri nei vincoli imposti dalla normativa ed in linea con gli obiettivi sopra prefissati, si è dimensionato l'impianto secondo tre linee di trattamento:

- **1. LINEA ACQUE:** dedicata al trattamento dei reflui civili dotati di un elevato carico inquinante;
- **2. LINEA PIOGGIA:** dedicata allo smaltimento delle acque reflue altamente diluite in occasione di eventi meteorici, le quali presentano un basso tenore inquinante e che necessitano solo dei trattamenti primari e non secondari;
- **3. LINEA FANGHI:** mirata al trattamento dei fanghi, ovvero delle correnti di risulta dei processi della linea liquame, al fine di renderli stabili e palabili.

Il ciclo di trattamento, riportato schematicamente negli elaborati grafici allegati, prevede le seguenti fasi:

- **PRETRATTAMENTI**

- Grigliatura grossolana;
- Grigliatura fine;
- Dissabbiatura e disoleatura;
- Accumulo ed equalizzazione reflui.

Tali pretrattamenti sono comuni sia alla linea liquame che alla linea pioggia.

- **LINEA ACQUE (liquami)**

- Denitrificazione;
- Nitrificazione combinata (fase aerobica);
- Ultrafiltrazione con membrane MBR
- Estrazione del permeato e disinfezione
- Scarico in corpo idrico ricettore.

- **LINEA PIOGGE**

- Grigliatura grossolana e fine (comune ai pretrattamenti generali);
- Dissabbiatura e disoleatura (comune ai pretrattamenti generali)
- Disinfezione in vasca a contatto;
- Scarico in corpo idrico ricettore.

### **LINEA FANGHI**

- Ispessimento;
- Disidratazione meccanica.
- Smaltimento

In condizioni di ordinario esercizio saranno in funzione la linea acque e la linea fanghi, dove si tratterà al più una portata pari a  $2.5 Q_{m,n}$ .

In tempo di pioggia la portata eccedente  $2.5 Q_{m,n}$  sarà bypassata alla linea pioggia fino ad un massimo di  $5 Q_{m,n}$ . L'eventuale portata in eccesso sarà sversata direttamente nel corpo idrico ricettore tramite i canali emissari dei pozzetti scolmatori previsti sui collettori a monte dell'impianto. Sulla base di tale assunzione, sono stati dimensionate le tubazioni di adduzione all'impianto con origine nei pozzetti di recapito alla loc. Serroni ed alla loc. Santa Maria delle Grazie. Tali canali sono stati dimensionati per recapitare all'impianto una portata massima di  $5 Q_{m,n}$ .

Il sistema depurativo, così come concepito, garantisce il trattamento primario e secondario delle acque nere e di prima pioggia ed il trattamento primario delle acque piovane eccedenti la portata di  $2,5 Q_{m,n}$ . In occasione di eventi meteorici particolarmente estremi, nel qual caso la diluizione del refluo è elevata, la capacità autodepurativa del corpo idrico ricettore viene ritenuta sufficiente a garantire l'abbattimento degli inquinanti.

Lo schema generale di trattamento previsto e da realizzare è il seguente:

linea di pretrattamento costituita da una griglia grossolana, una grigliatura fine, una zona di disoleazione e dissabbiatura, una zona di accumulo/bilanciamento con sedimentazione primaria. L'intero comparto è stato dimensionato per una portata di progetto pari a 2.5 volte la portata media per la successiva fase biologica e con un afflusso massimo pari a 5 volte la portata, con afflusso della quota di 2,5 la portata media alla linea pioggia, in modo da trattare adeguatamente tutte le acque di dilavamento delle strade di prima pioggia. Dopo la grigliatura e dissabbiatura, da realizzare in trincea al disotto del piano di campagna, le acque giungeranno per gravità alla vasca di accumulo/egualizzazione realizzata in trincea, ove avverrà una sedimentazione primaria.

Dalla vasca di egualizzazione, tramite 4 pompe sommerse (di cui una di scorta), il refluo pretrattato giungerà alla sezione di denitrificazione per una portata massima di  $2,5 Q_{m,n}$ , la quale dovrà essere pari al punto di funzionamento delle due pompe attive. L'eccesso di portata non sollevato dalle pompe e dunque costituente l'aliquota compresa tra 2,5 e 5 volte la portata media nera, tracimerà nell'adiacente pozzetto di accumulo della linea pioggia da dove, per gravità, giungerà direttamente a disinfezione e scarico.

Dalla vasca di egualizzazione le acque giungeranno alla sezione di denitrificazione, in cui andranno previsti mixer sommergibili, e poi al bacino di nitrificazione/ossidazione.

Successivamente al bacino ossidativo il fluido sarà convogliato alla sezione di ultrafiltrazione in membrane MBR alloggiate in appositi bacini (il processo MBR sostituisce il tradizionale processo di separazione per sedimentazione a gravità dei fanghi attivi, con efficienza estremamente maggiore).

Riguardo alla fase biologica, le acque reflue vengono trattate all'interno della vasca di aerazione. Nella vasca di aerazione è presente il fango attivo che contiene il potenziale enzimatico per

trasformare gli inquinanti ad alto peso molecolare in biomassa e in elementi semplici derivanti dal metabolismo cellulare non più inquinanti. Gli inquinanti in forma disciolta sono utilizzati per la crescita cellulare e per il miglioramento energetico attraverso la fornitura di ossigeno. La richiesta di ossigeno della biomassa è soddisfatta dai sistemi di aerazione all'interno della vasca di aerazione. È necessario quindi che, in un processo a fanghi attivi, la biomassa rimanga nel sistema. La biomassa, nel processo MBR, è separata da un sistema di filtrazione a membrana. Il Modulo a membrane è immerso direttamente nel fango attivo in un comparto separato. Il permeato è tratto dalla creazione di un vuoto all'interno di un sistema predisposto. La filtrazione avviene dall'esterno verso l'interno. Le acque reflue trattate, il cosiddetto "permeato", vengono inviate al serbatoio dedicato al contro-lavaggio o semplicemente scaricate. Il modulo a membrane è dotato di un sistema di aerazione integrato situato al di sotto delle membrane. Questo sistema induce una corrente ascendente a fianco della membrana e crea un flusso incrociato che rimuove i fanghi dalla superficie delle membrane durante la filtrazione.

I bioreattori a membrana offrono i seguenti vantaggi di processo dovuti alla separazione fisica dei fanghi attivi dall'acqua, di cui si terrà conto dei calcoli di dimensionamento dei vari comparti dell'impianto:

- il tempo di ritenzione idraulica nel reattore diventa indipendente dal tempo di ritenzione dei solidi dovuto alla ritenzione fisica della biomassa;
- la separazione biomassa è indipendente dal comportamento nella fase di sedimentazione;
- il bulking dei fanghi o la flottazione degli stessi non influisce sulla qualità degli effluenti. I microrganismi filamentosi che influenzano negativamente il comportamento di sedimentazione non hanno, infatti, alcun effetto negativo su questo processo di separazione della biomassa;
- l'effluente non ha alcun solido sospeso, il che significa abbattere la possibilità di ritrovare batteri negli scarichi. L'impiego di un sistema MBR evita il rischio di ritrovare batteri patogeni negli scarichi a tutela della salute pubblica. Anche i virus in un sistema con bioreattore a membrana MBR, possono essere separati da effetti di adsorbimento;
- il residuo organico è ridotto grazie alla sua completa separazione. Gli standard igienici degli orientamenti delle direttive UE per le acque di balneazione sono ampiamente soddisfatti. Sia per le acque di scarico civili, sia per quelle industriali, gli effluenti, assolutamente privi di solidi sospesi, offrono un alto potenziale di riutilizzo delle acque reflue;
- ingombro ridotto dell'impianto grazie all'elevato contenuto di fanghi attivi presenti nella fase di ossidazione e denitrificazione e all'eliminazione del chiarificatore secondario.

L'aria necessaria per generare un flusso incrociato nel modulo al fine di rimuovere i fanghi

accumulati sulla superficie della membrana durante il processo di filtrazione viene garantita da apposite soffianti. I moduli a membrana MBR sono stati previsti in una vasca di filtrazione appositamente realizzata, dalla quale è stato previsto un sistema di ricircolo. Un rapporto di ricircolo ragionevole in relazione alla quantità di filtrato è di circa 5 volte la portata media.

La fase biologica è dimensionata con i medesimi criteri impiegati per gli impianti tradizionali a vasca di aerazione. È possibile, con l'impiego di membrane MBR applicare un più alto contenuto massa solida, ottenendo volumi d'invaso più contenuti. Va comunque considerato che un aumento di concentrazione di solidi, anche a causa della viscosità crescente, richiede un maggiore apporto energetico al sistema, per cui le concentrazioni di solidi di dimensionamento sono stati mantenuti su livelli pari a quelli impiegati per impianti tradizionali.

Il coefficiente di carico per i fanghi preso a riferimento nel dimensionamento può essere fissato in **0,10kgBOD/(kgSS × d)**.

Nella progettazione dell'impianto si è tenuto conto anche dell'affidabilità del sistema nei confronti di necessari arresti a causa di pulizia, disturbi, o sostituzione dei moduli, optando per una doppia linea di depurazione con carico ripartito in parallelo al 50 %.

L'effluente dalle membrane, depurato in un comparto biologico efficiente, è in grado di garantire il rispetto del D.M. 185/2003 (riutilizzo irriguo), in particolare per i solidi sospesi totali e gli *Escherichia coli*.

Il modulo contenente le membrane dovrà essere dotato degli accessori per il collegamento dei moduli al collettore di adduzione aria e al collettore di estrazione del permeato e dei dispositivi per il fissaggio e il supporto alle vasche di contenimento delle membrane.

I fanghi prodotti dalla linea biologica, saranno stoccati in un "ispessitore" e da qui inviati alla linea fanghi con un sistema di separazione meccanica centrifugo.

Dal punto di vista gestionale è importante un'ottimizzazione della programmazione dei cicli di funzionamento delle varie apparecchiature costituenti l'impianto, in modo da evitare picchi di potenza assorbita. Infatti, rispetto alla potenza elettrica di picco, che costituisce il riferimento per il dimensionamento dell'impiantistica elettrica, la potenza effettivamente necessaria all'esercizio dell'impianto, e quindi da impegnare, può essere drasticamente ridotta programmando adeguatamente i cicli di funzionamento. Ad esempio, potranno programmarsi: lavaggi alternati per cassette di membrane MBR; centrifugazione dei fanghi (che è prevista 1 o 2 giorni a settimana) non contemporanea a lavaggio membrane MBR; funzionamento alternato per singoli comparti del reparto biologico e dell'estrazione del permeato per carichi in ingresso inferiori ai 2.750 a.e., ossia alla metà della capacità impiantistica.

Lo scarico delle acque è previsto del vallone Piè delle Vigne il quale nel tratto interessato allo stato presenta fondo e pareti in calcestruzzo. Per tale motivo non sono state previste specifiche opere di protezione spondale nel punto di scarico a mitigazione di eventuali erosioni.

Si riporta, di seguito, una scheda tecnica con i parametri caratteristici dell'impianto.

| <b>DATI TECNICI DI PROGETTO</b>   |   |                  |
|---|---|------------------|
| Ubicazione impianto   | loc. Pè delle Vigne                                     |                  |
| Numero di abitanti equivalenti, N.  | <b>5.500</b>  |                  |
| Portata media nera, $Q_{m,n}$ [m <sup>3</sup> /h]   | <b>45,833</b>   |                  |
| Portata media nera, $Q_{m,n}$ [l/s]   | <b>12,73</b>  |                  |
| Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, $Q_{max,bio}$ [m <sup>3</sup> /h]<br>$Q_{m,n}$ [l/s] | $2.5*Q_{m,n}$   | 114,583<br>31,82 |
| Portata max meteorica trattabile nella linea pioggia, $Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /h]<br>$Q_{m,n}$ [l/s]                | $5*Q_{m,n}$   | 229,166<br>63,65 |
| Tipologia impianto di depurazione   | Impianto a fanghi attivi a biomassa con filtrazione MBR |                  |

| <b>SCHEDA TECNICA IMPIANTO DI DEPURAZIONE loc. Piè delle Vigne</b>  |   |                  |
|---|---|------------------|
| TITOLARE DELLO SCARICO  | Comune di San Gregorio Magno (Sa)   |                  |
| UBICAZIONE IMPIANTO   | Comune di San Gregorio Magno (Sa)<br>loc. Pè delle Vigne<br>foglio catastale n.36 - part.576<br><br>COORDINATE GEOGRAFICHE<br>Latitudine 40°39'9"N<br>Longitudine: 15°25'12"E |                  |
| TAGLIA DELL'IMPIANTO<br>Numero di abitanti equivalenti, N.  | <b>5.500</b>  |                  |
| Portata media nera trattata dall'impianto<br>$Q_{m,n}$ [m <sup>3</sup> /h]<br>$Q_{m,n}$ [l/s]                               | <b>45,833</b><br><b>12,73</b>   |                  |
| Portata massima trattata nella fase biologica<br>$Q_{max,bio}$ [m <sup>3</sup> /h]<br>$Q_{m,n}$ [l/s]                       | $2.5*Q_{m,n}$   | 114,583<br>31,82 |
| Portata massima trattata dall'impianto (fase biologica + linea pioggia)<br>$Q_{max}$ [m <sup>3</sup> /h]<br>$Q_{m,n}$ [l/s] | $5*Q_{m,n}$   | 229,166<br>63,65 |
| Tipologia impianto di depurazione   | Impianto a fanghi attivi a biomassa con ultrafiltrazione MBR  |                  |
| SCARICO DELLE ACQUE DEPURATE<br>Tipologia scarico<br>Denominazione<br>Coordinate<br>Bacino idrografico di appartenenza      | Corpo idrico superficiale<br>Tabelle 1 e 2 - Allegato 5- parte III -D.Lgs 152/2006<br>Vallone Piè delle Vigne<br>Lat. 40°39'2.4"N - Long.: 15°25'22.2"E<br>Sinistra Sele      |                  |



## 2.3 DIMENSIONAMENTO DEI COMPARTI IMPIANTISTICI COSTITUENTI IL CICLO DI TRATTAMENTO

Nel seguito vengono descritte e dimensionate le varie sezioni dell'impianto di depurazione, ognuna delle quali deputata al trattamento dei reflui fognari in ingresso.

### 2.3.1 Canale di Adduzione

Il canale di adduzione rappresenta il collegamento tra il collettore proveniente dalla fogna urbana e l'impianto di depurazione.

Per poter dimensionare il canale occorre tener presente che, essendo la portata variabile, la velocità non è costante. E' opportuno che tale velocità sia sempre superiore a 0.5-0.6 m/s, per evitare fenomeni di sedimentazione e, allo stesso, tempo inferiore a 4 m/s, affinché i materiali solidi non determinino fenomeni di abrasione.

Il dimensionamento è stato eseguito facendo riferimento alla portata massima, condizione più gravosa, e verificando che per la sezione del canale calcolata la velocità sia conforme al range di riferimento.

E' stata poi effettuata la verifica imponendo la portata minima per la sezione calcolata, in modo da verificare l'idoneità della velocità anche in tali condizioni. Si assume un canale in ingresso a sezione circolare (tubazione fognaria) tra il pozzetto di bypass ed il canale in calcestruzzo di grigliatura.

Si è ipotizzato che nel canale si instaurino condizioni di moto uniforme per cui è stata utilizzata la relazione di Gauckler-Strickler.

$$Q = k_{st} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \sigma$$

Dove:

- $k_{st} = 120 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ , scabrezza per Tubi Pe, PVC, PRFV;
- $R =$  raggio idraulico  $R = \frac{A}{P} = (1 - \frac{\sin \delta}{\delta}) \cdot \frac{D}{4}$  ove le variabili rappresentano il diametro del canale e l'angolo tra il livello del pelo libero ed il centro della sezione;
- $\sigma =$  sezione bagnata;
- $i$  pendenza del canale;

Il dimensionamento del canale di adduzione è stato effettuato considerando come condizione più sfavorevole la portata massima nera in estate (velocità più elevate) e la portata minima nera in

inverno (velocità più basse). Inoltre, sono state effettuate le verifiche idrauliche rispetto alle portate di picco elaborabili dall'impianto, sia estive che invernali.

Rispetto a tali parametri sono state effettuate le verifiche di portata e velocità in relazione alle caratteristiche della tubazione di progetto.

Fissate le due portate sono state ricavate in maniera iterativa i raggi idraulici massimi e minimi che soddisfano la relazione di Gauckler-Strickler.

Successivamente, tramite la seguente relazione:

$$v_i = \frac{Q}{A_{bagnata}}$$

sono stati calcolati i due valori di velocità,  $v_{min}$  e  $v_{max}$ , da confrontare con il range di riferimento assunto.

Si è poi operato iterativamente variando la pendenza "i" o alternativamente la sezione, nel caso in cui non fosse soddisfatto il range, fino ad ottenere valori accettabili.

| DATI DI PROPORZIONAMENTO   | INVERNO           |                   |                   | ESTATE            |                   |                   |
|--|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Numero di abitanti N   | 5000              |                   |                   | 5500              |                   |                   |
| Dotazione idrica d [m <sup>3</sup> /(ab·d)]                            | 0.25              |                   |                   | 0.25              |                   |                   |
| Coefficiente d'afflusso alla fognatura C <sub>a</sub>                  | 0.8               |                   |                   | 0.8               |                   |                   |
|  | m <sup>3</sup> /d | m <sup>3</sup> /h | m <sup>3</sup> /s | m <sup>3</sup> /d | m <sup>3</sup> /h | m <sup>3</sup> /s |
| Portata media nera Q <sub>m,n</sub>                                    | 1000              | 41.66666667       | 0.011574074       | 1100              | 45.83333333       | 0.012731481       |
| Portata di punta nera Q <sub>p,n</sub> =2,5 Q <sub>m,n</sub>           | 2500              | 104.1666667       | 0.028935185       | 2750              | 114.5833333       | 0.031828704       |
| Portata max in tempo di pioggia Q <sub>p,max</sub> =5 Q <sub>m,n</sub> | 5000              | 208.3333333       | 0.05787037        | 5500              | 229.1666667       | 0.063657407       |

**Tubazione canale d'ingresso: Φ 315 (tratto tra pozzetto di bypass in testa impianto e canale in cls ove sarà poi operata la grigliatura)**

Diametro interno: 273 mm

**Pendenza d'installazione della tubazione di ingresso impianto: 1,50 %**

Regime invernale: **Q min: 0.01157 mc/s** - Q max: 0.05785 mc/s

Percentuale di riempimento del canale: 20 %

$$Q_{min} \rightarrow v_{min} = 1,40 \text{ m/s} > 0,5 \text{ m/s (ok)}$$

Regime invernale: Q min: 0.01157 mc/s - **Q max: 0.05785 mc/s**

Percentuale di riempimento del canale: 46 %

$$Q_{max} \rightarrow v_{max} = 2.2 \text{ m/s} < 4,0 \text{ m/s (ok)}$$

Regime estivo: **Q min: 0.012731 mc/s** - Q max: 0.06365 mc/s

Percentuale di riempimento del canale: 21%

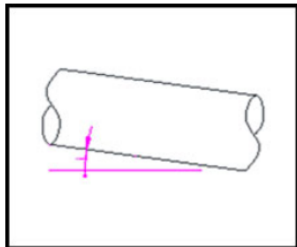
$$Q_{min} \rightarrow v_{min} = 1.44 \text{ m/s} > 0,5 \text{ m/s (ok)}$$

Regime estivo:  $Q_{\max}$ : 0.012731 mc/s -  **$Q_{\max}$ : 0.06365 mc/s**

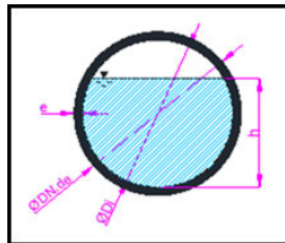
Percentuale di riempimento del canale: 49%

$$Q_{\max} \rightarrow v_{\max} = 2,25 \text{ m/s} < 4,0 \text{ m/s (ok)}$$

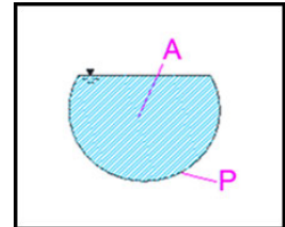
Pendenza



Coefficiente di riempimento



Dati geometrici del flusso



La massima portata in ingresso all'impianto è fissata in 5 volte la portata nera media, ossia  $Q_{\max}$  in regime estivo ( $Q_{\max}$ : 0.06365 mc/s), rispetto alla quale si è calcolata una percentuale di riempimento della tubazione di progetto (PE corrugato  $\Phi$  315 mm) del 49 %.

Rispetto a tale condizione limite di funzionamento, i parametri idraulici calcolati sono di seguito riportati:

|                           |          |                |
|---------------------------|----------|----------------|
| ALTEZZA DI MOTO UNIFORME: | 0.13     | m              |
| PENDENZA:                 | 0.015000 | m/m            |
| PORTATA:                  | 0.06     | mc/s           |
| VELOCITA':                | 2.25     | m/s            |
| ALTEZZA CINETICA:         | 0.26     | m              |
| ENERGIA SPECIFICA:        | 0.39     | m              |
| ALTEZZA CRITICA:          | 0.20     | m              |
| PENDENZA CRITICA:         | 0.004327 | m/m            |
| AREA BAGNATA:             | 0.03     | m <sup>2</sup> |
| CONTORNO BAGNATO:         | 0.42     | m              |
| RAGGIO IDRAULICO:         | 0.067    | m              |
| LARGHEZZA IN SUPERFICIE:  | 0.27     | m              |
| GRADO DI RIEMPIMENTO:     | 49.01    | %              |

Il grado di riempimento è pari al 49 % e l'altezza di moto uniforme è pari a 13 cm. In base all'altezza di moto uniforme viene fissata la differenza di quota nel pozzetto di by-pass tra

tubazione d'ingresso all'impianto e tubazione di scarico, in modo da evitare l'afflusso di portate superiori alla massima trattabile.

**Considerato che sul lato ingresso impianto è prevista l'installazione di una paratoia di regolazione, la tubazione di sfioro del pozzetto di bypass sarà posta ad una quota di 15 cm superiore rispetto a quella di ingresso all'impianto.**

Come già indicato, a monte della tubazione d'ingresso all'impianto, nel pozzetto di bypass, andrà installata una paratoia in modo da poter modulare la portata o annullarla in caso di necessità manutentive.

All'ingresso dell'impianto la tubazione sopra dimensionata sfocerà in un canale in calcestruzzo armato a sezione rettangolare, di **larghezza netta pari a 30 cm**, ove avverrà la fase di grigliatura.

Rispetto al canale in calcestruzzo ove sarà eseguita la grigliatura, è stata effettuata la verifica idraulica imponendo condizioni di portata minima e sezione calcolata per controllare che anche in tali condizioni la velocità sia compreso entro un range tecnicamente accettabile.

In questo caso, considerato che nel canale andrà eseguita la prima fase del pretrattamento, ossia la grigliatura, la massima velocità ammessa si riduce rispetto a quella di riferimento per i collettori. Occorre tener presente che, essendo la portata variabile, la velocità non è costante. E' opportuno che tale velocità sia sempre superiore a **0.5-0.6 m/s**, per evitare fenomeni di sedimentazione, e allo stesso tempo inferiore a **1.2-1.3 m/s**, affinché i materiali grossolani trattenuti dalla griglia non siano trascinati a valle e non ci siano fenomeni di abrasione.

Si ipotizza che nel canale si instaurino condizioni di moto uniforme per cui si è utilizzata la relazione di Gauckler-Strickler.

$$Q = k_{st} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \sigma$$

dove:

- $k_{st} = 70 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ , scabrezza per un canale in calcestruzzo armato;
- $R = \frac{B \cdot h}{B + 2h}$ , raggio idraulico;
- $\sigma = B \cdot h$ , sezione rettangolare;
- $i$  pendenza del canale;
- $h$  tirante idrico.

Il dimensionamento del canale di adduzione è stato effettuato considerando come condizione più sfavorevole la portata massima nera in estate (velocità più elevate) e la portata minima in inverno (velocità più basse).

Fissate le due portate si sono ricavate in maniera iterativa il tirante massimo  $h_{max}$  e il tirante minimo  $h_{min}$  che soddisfano la relazione di Gauckler-Strickler.

Tramite la seguente relazione:

$$v_i = \frac{Q}{B \cdot h_i}$$

Si sono calcolati i due valori di velocità,  $v_{min}$  e  $v_{max}$ , da confrontare con il range di riferimento.

Q min: 0.01157 mc/s

Q max: 0.06365 mc/s

LARGHEZZA CANALE IN CLS: **0,30 m** - PENDENZA CANALE IN C.A.: **0,5%**

$$h_{min} = 0,06 \text{ m} \rightarrow v_{min} = 0,65 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s (ok)}$$

Tale valore risulta maggiore di 0.6 m/s, di conseguenza la verifica è soddisfatta.

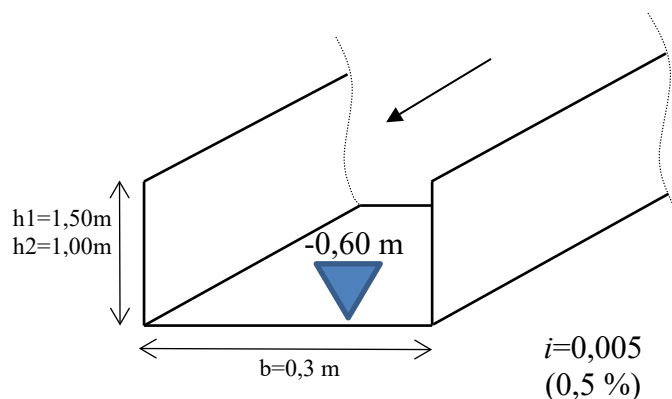
$$h_{max} = 0,20 \text{ m} \rightarrow v_{max} = 1,05 \text{ m/s} < 1,20 \text{ m/s (ok)}$$

Tale valore risulta inferiore a 1,2 m/s, di conseguenza la verifica è soddisfatta.

Il canale avrà un'altezza netta di 1,50 m nel tratto iniziale, passando a 1,00 m nel tratto a valle del dissabbiatore ed, in base alle quote d'imposta, emergerà fuori terra in modo variabile da un minimo di 30 cm (inizio canale) ad un massimo di circa 60 cm. A copertura del canale ai fini di sicurezza, andrà installata una griglia pedonale in acciaio zincato lungo tutta la sezione.

In base al battente idrico calcolato per la corrente a pelo libero, ne consegue un franco di sicurezza variabile da un minimo di 0,80 m ad un massimo di 1,30 m. La base di fondazione e le pareti del canale avranno spessore pari a 30 cm.

**Le dimensioni nette interne e la geometria del canale sono riportate nella figura seguente:**



*dimensioni e geometria del canale di adduzione in cls*

*(la quota di -60 m è riferita all'estremità terminale del canale ed è espressa rispetto al piano di campagna)*

Il canale in cls andrà armato con barre d'acciaio ad aderenza migliorata B450C  $\Phi 12$  intervallate di 20 cm in direzione verticale, oltre ad armatura di ripartizione orizzontale  $\Phi 10$  intervallata di 25 cm, su entrambe le facciate. La base fondale, di spessore 30 cm, andrà armata con armatura  $\Phi 12$  in entrambe le direzioni, interdistanza 15 cm in direzione longitudinale e 25 cm in direzione trasversale. Il copriferro viene fissato in 4 cm; il calcestruzzo dovrà essere della classe C32/40 ( $R_{ck}$  400  $Kg_{peso}/cm^2$ ), classe di esposizione XA2 (Rapporto max acqua/cemento 0,55 -UNI 11104; Dosaggio minimo cemento [ $kg/m^3$ ] 340 -UNI 11104). Lo stesso tipo di calcestruzzo e copriferro andrà impiegato per i pozzetti della linea acqua e della linea fanghi, i quali andranno armati con barre d'acciaio ad aderenza migliorata B450C  $\Phi 12$  intervallate di 20 cm in direzione verticale, oltre ad armatura di ripartizione orizzontale  $\Phi 10$  intervallata di 20 cm.

Lungo il canale in cls andranno inseriti i trattamenti primari di grigliatura e dissabbiatura-disoleatura. E' prevista una grigliatura grossolana automatica, una grigliatura fine automatica, una grigliatura fine ridondante di sicurezza.

**Tutte le sezioni di grigliatura andranno dotate di un bypass di sicurezza, utile in caso di blocco della macchina o di manutenzione.**

Oltre alle griglie automatiche è stata prevista una griglia fissa ridondante, in corrispondenza della quale il canale andrà allargato in modo da mantenere inalterata la velocità della corrente fluida e compresa entro il range sopra definito. L'entità degli allargamenti è definita e calcolata nel paragrafo seguente.

### 2.3.2 Grigliatura

La fase di grigliatura è effettuata all'interno del canale di adduzione ponendo al suo interno delle griglie. Consta di due fasi: una prima fase di grigliatura grossa ed una seconda fase di grigliatura fine. Nel presente progetto è stata prevista una grigliatura grossolana ad arco a monte del percorso dei trattamenti primari, mentre la grigliatura fine, la dissabbiatura e disoleatura verranno effettuate tramite l'impiego di un impianto automatico includente tutte tali fasi. Due coclee equipaggianti la macchina consentiranno l'estrazione e raccolta rispettivamente del grigliato e delle sabbie, mentre da un'apposita vasca di accumulo, all'uopo predisposta ed inclusa nel sistema, sarà possibile estrarre la parte grassa. L'impianto di pretrattamento (grigliatura fine, dissabbiatura, disoleatura) sarà alloggiato in una tettoia seminterrata ed il flusso del refluo avverrà per gravità.

#### Grigliatura grossa automatica

Tale fase è necessaria per evitare il passaggio di solidi di grandi dimensioni che potrebbero ostruire e danneggiare gli organi meccanici delle fasi successive.

Tale fase non comporta alcuna riduzione in termini di BOD e nutrienti.

Andrà installata una griglia grossolana ad arco (luce di filtrazione 7-8 mm) all'interno del canale in calcestruzzo a diretto contatto con il fondo, costituita da una lamiera forata calandrata. La griglia sarà equipaggiata con due braccia rotanti con spazzole pulitrici le quali provvedono alla pulizia della griglia convogliando il filtrato in una apposita vasca di raccolta.

Il materiale accumulato andrà poi adeguatamente smaltito secondo la vigente normativa in tema di rifiuti speciali (D.Lgs 152/06).

In corrispondenza delle griglie, inoltre, andrà realizzato un canale di by-pass, per evitare fuoriuscita del liquame dal canale in caso di ostruzione o deviare il flusso in caso di manutenzione delle stesse.

#### Grigliatura fine automatica

I liquami in arrivo all'impianto sono caratterizzati dalla presenza di solidi in sospensione per la cui rimozione si è prevista l'installazione di un impianto di pretrattamenti equipaggiato, nella prima sezione, con una **griglia autopulente**.

La sezione è stata dimensionata per la massima portata di progetto ( $5Q_{n,m} = 229 \text{ mc/h}$ ), in modo che non si verifichino traboccamenti di liquame anche con elevate concentrazioni di solidi sospesi.

Il funzionamento sarà automatizzato mediante l'impiego di un sensore a pressione differenziale che, ogni qualvolta rileverà il superamento della soglia di pressione/livello impostata, determinerà l'avvio del ciclo di pulizia e lavaggio dell'apparecchiatura.

L'apparecchiatura sarà dotata di una valvola di sezionamento che permette l'esclusione della stessa ed il by-pass in una sezione del canale di valle in occasione delle operazioni di manutenzione straordinaria o fuori servizio prolungato della stessa.

Per garantire una grigliatura anche in caso di fuori servizio dell'impianto automatico, al fine di preservare le apparecchiature impiantistiche del sistema depurativo, è stata prevista anche una sezione di grigliatura tradizionale di sicurezza a valle dell'impianto di pretrattamento.

Il materiale grigliato è compattato dalla griglia viene trasportato e scaricato nel cassonetto di raccolta posizionato al livello inferiore; lo scarico dell'apparecchiatura andrà inoltre dotato di sacco continuo in polietilene per il contenimento delle emissioni odorigene e la limitazione del rischio biologico connesso alla manipolazione dello stesso da parte degli operatori.

Andranno predisposti due anelli di pozzetto 1,00m x 1,00 m x 0,50 m rispettivamente per i grigliati e per le sabbie, in cui posizionare i contenitori o sacchi di raccolta, in corrispondenza dei bracci delle coclee.

I solidi, durante il trasporto con la coclea, dalla tramoggia di raccolta alla camera di pressione, vengono lavati tramite appositi ugelli, e quindi disidratati fino a raggiungere un tenore di secco di circa il 35%. La macchina andrà collegata all'impianto idrico della rete interna di lavaggio.

Per le caratteristiche tecniche si rimanda al capitolato tecnico descrittivo contenuto nel capitolato speciale d'appalto.

#### **Grigliatura fissa aggiuntiva in caso di fuori servizio della griglia automatica**

Quale ulteriore presidio di sicurezza per la salvaguardia delle pompe e di tutta la componentistica poste a valle della grigliatura, è stato previsto un sistema di grigliatura fine tradizione aggiuntivo. In condizioni ordinarie tutti i solidi sospesi trattabili saranno già rimossi dalla griglia automatica e quindi non sono previsti residui presso la griglia fissa fine. Nel caso invece di fuori servizio, assenza di elettricità o manutenzione della griglia automatica, la presenza di una griglia aggiuntiva tradizionale fissa di sicurezza (ridondante posta a valle di quella automatica), eviterà che corpi solidi superino i pretrattamenti e si riversino in vasca con pericolo di danneggiamento delle apparecchiature elaboranti tali reflui. Lungo il canale in cls è stata quindi inserita una griglia ridondante di sicurezza e relativo canale di bypass con luce di sfioro a maggiore altezza della corrente a pelo libero e dotato in ingresso di una griglia fissa metallica grossa in modo da evitare il passaggio di elementi di notevoli dimensioni anche nel caso di intasamento della griglia fine di sicurezza. In condizioni ordinarie, la griglia fine ridondante non abbisogna di pulizia.



Affinché sia sempre verificata la condizione di velocità massima è necessario imporre che la sezione utile, ovvero la sezione al netto delle griglie, dove realmente fluisce l'acqua, in corrispondenza della grigliatura sia sempre almeno pari alla sezione massima  $\sigma_{max}$ .

$$\sigma_{max} = \frac{Q_{max}}{v_{max}} = Au$$

Inoltre

$$Au = B_{utile} \cdot h_{max} \longrightarrow B_{utile} = \frac{Au}{h_{max}}$$

Per ottenere la base della griglia:

$$B_{griglia} = (n + 1) \cdot s + n \cdot b$$

Dove :

b = 0.01 m, spessore delle barre della griglia;

s = 0.03 m, spaziature tra le barre della griglia;

n = numero di barre della griglia;

$h_{max}$ : tirante massimo;

$$Au = (n+1) \cdot s \cdot h_{max} = B_{utile} \cdot h_{max}$$

da cui è possibile valutare il numero delle barre:

$$n = (B-s) / s = 9$$

e di conseguenza la base della sezione allargata del canale:

$$B_{griglia} = 0,40 \text{ m}$$

Infine l'efficienza della griglia è la seguente:

$$E = s / (b+s) = 0.75$$

**Barre da installare: 9 con spaziatura 0,03 m**

I tiranti idrici durante le fasi di grigliatura grossa e fine risultano compatibili con l'altezza del canale sopra definita.

L'allargamento del canale in calcestruzzo calcolato garantisce che le velocità del refluo siano comprese entro i limiti sopra verificati.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

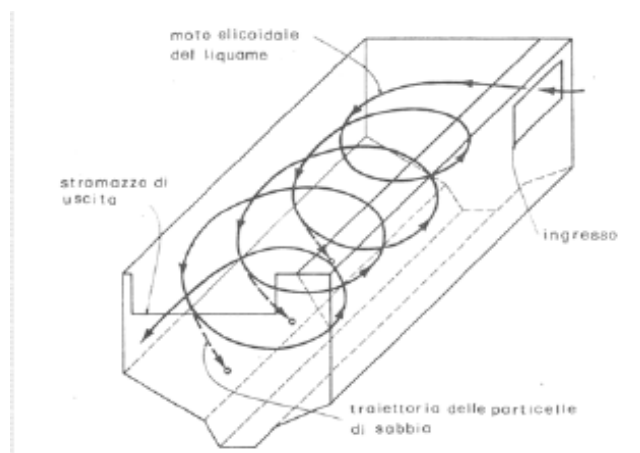
### 2.3.3 Dissabbiatore - disoleatore

L'impianto di trattamenti primari includerà un dissabbiatore, apparecchiatura necessaria per l'eliminazione delle sabbie e di altre sostanze abrasive o pesanti, le quali possono causare problemi di funzionamento delle fasi successive. Esso è impiegato per la rimozione di particelle di dimensioni maggiori di 0,2 mm. L'efficienza minima posta quale obiettivo è accettabile nella misura del 90 %. Nel caso di sistemi fognari misti, come quello in esame, l'impiego di efficienti dissabbiatori è assolutamente necessario, considerato il trasporto solido in caso di pioggia delle particelle lapidee generalmente presenti sulle sedi stradali asfaltate o in misto di cava.

Occorre che in questa fase sedimentino solo le particelle inerti e non quelle organiche in modo da inviarle direttamente allo smaltimento, senza sottoporle ad ulteriori trattamenti.

Data la variabilità delle portate in ingresso, è stato prescelto un dissabbiatore automatico areato che opera la separazione degli inerti e allo stesso tempo l'allontanamento degli oli e dei grassi, ottenendo una pre-areazione del liquame.

L'aria immessa lateralmente al canale combina il proprio moto con quello della massa liquida immessa longitudinalmente, dando luogo ad un moto elicoidale. Esso consente di mantenere in sospensione le particelle organiche, la risalita delle particelle oleose e la sedimentazione degli inerti che vengono poi raccolti in una canaletta posta al fondo del dissabbiatore, per effetto della gravità e della forza centrifuga. A causa della percentuale notevole del contenuto organico delle sabbie, nei separatori sabbie longitudinali in aggiunta è prevista un'aerazione. In questo modo si evita in parte la sedimentazione dell'organico nel separatore sabbie e contemporaneamente, grazie all'effetto flottante dell'aria insufflata, possono essere portate in superficie le sostanze galleggianti (grassi ed oli). Il dimensionamento dei separatori sabbie aerati avviene in base al tempo di permanenza delle acque di scarico.



Per il dimensionamento si è fatto riferimento ad abachi e tabelle presenti sui cataloghi forniti dalle ditte produttrici delle apparecchiature. Si è considerata la portata massima che può giungere in

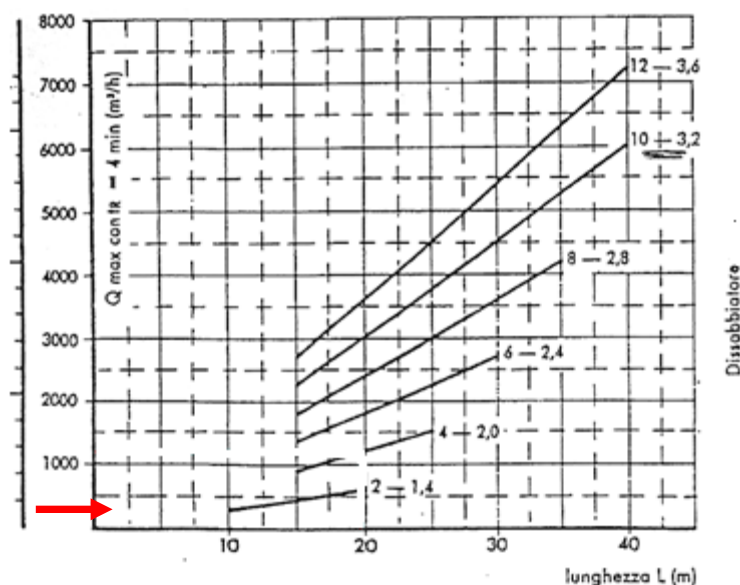
ingresso all'impianto (periodo estivo  $Q_{max}$ : 0.06365 mc/s = 229 mc/h). Ingressi di portate superiori sono scongiurate dalla previsione di pozzetto scolmatori appositamente dimensionati.

**E' previsto n.1 dissabbiatore, dimensionato sulla base di una portata massima:**

$$Q_{max} = \frac{5 \cdot Q_{m,n(estate)}}{1} = 229 \frac{m^3}{h}$$

Per la scelta del tipo di dissabbiatore si utilizzano i diagrammi di pre-dimensionamento dai quali, noto il valore di portata da trattare, si ricava il modello e la lunghezza del dispositivo.

Nel seguito si è fatto riferimento a diagrammi e tabelle di dimensionamento di un dissabbiatore longitudinale aerato tipo. L'appaltatore potrà installare sistemi di case costruttrici a propria scelta, purché garantiscano il trattamento di sabbie e grassi di una portata di almeno 230 mc/h con l'efficienza stabilita.



*Diagramma tipo per la determinazione rapida del dissabbiatore longitudinale*

Entrando nel grafico col valore della portata di progetto, si intercetta una tipologia di **dissabbiatore della lunghezza di 10 ml**. Facendo riferimento ad un sistema tipo tra quelli in commercio, sono state estrapolate le dimensioni di riferimento per la progettazione del comparto di dissabbiatura, come di seguito indicate:

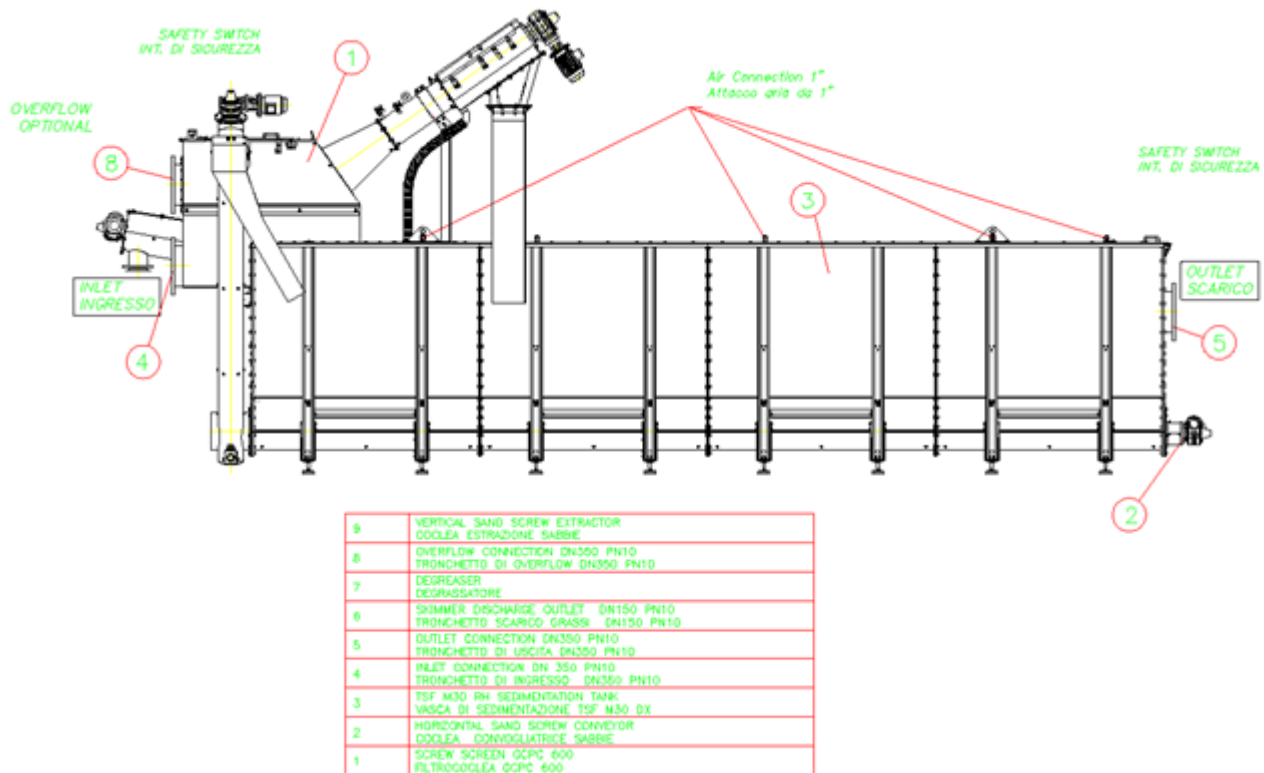
| Tipo       | F              | B   | H    | S   | L  |
|------------|----------------|-----|------|-----|----|
|            | m <sup>2</sup> | m   | m    | m   | m  |
| SFbS 2-1.4 | 2.0            | 1.4 | 1.90 | 2.3 | 10 |

Le dimensioni riportate in tabella rappresentano:

L = lunghezza - F = sezione - B = larghezza di base  
H = altezza - S = larghezza in superficie

Nel caso di progetto, si è optato per un sistema impiantistico automatico, il quale include sia la fase di grigliatura che la fase di dissabbiatura e degrassatura dei reflui, di dimensioni d'ingombro pari a circa 2,50 m x 10,00 m ed altezza di circa 4,00 m.

Di seguito se ne riporta una rappresentazione grafica:



*Impianto automatico trattamenti primari (grigliatura fine – dissabbiatura – disoleatura)*

Per preservare le pompe di sollevamento iniziale da possibili abrasioni di particelle solide, le stesse sono state previste a valle del dissabbiatore, soluzione accettabile date le contenute dimensioni dello stesso. Per tale motivo il dissabbiatore andrà collocato in trincea, prevedendone una posa seminterrata entro una vasca in cls armato di altezza pari a 2,80 m, larghezza di 4,00 m e 12,00 m di lunghezza, la realizzazione di una platea in c.a. (s=40 cm) con muri in c.a. laterali di contenimento (s=30 cm). Tale vasca emergerà dal piano di campagna mediamente per circa 20 cm, mentre la restante parte risulterà interrata. Tutta la superficie della vasca sarà coperta mediante una tettoia metallica che sarà realizzata con struttura in profilati d'acciaio e copertura in pannelli coibentati, come meglio rappresentato negli elaborati grafici. L'altezza di gronda della tettoia rispetto al piano di campagna è pari a circa 2,70 m, con una pendenza per lo scolo delle acque di circa il 10 %. La presenza della tettoia oltre a proteggere il sistema impiantistico dagli agenti atmosferici eviterà anche l'accumulo di acqua entro il volume interrato. Gli spazi della tettoia seminterrata sono stati dimensionati in modo da garantire un'agevole manutenzione del sistema.

L'apertura perimetrale residua tra macchina e vasca in cls, pari a circa 1,20 m, andrà protetta mediante l'installazione di un grigliato zincato pedonale ancorato alle pareti. Tale grigliato, appoggiato su un telaio di supporto, potrà essere agevolmente aperto in casi di necessità manutentive.

Al fine di consentire interventi manutentivi, il sistema dovrà essere dotato di apposito bypass di linea.

La macchina dovrà essere equipaggiata di quadro elettrico di protezione e comando, munito di pulsante per l'arresto di sicurezza, di grado di protezione minimo IP55.

Il sistema impiantistico andrà collegato alla rete idrica interna di lavaggio per le operazioni di pulizia.

La previsione di tale sistema evoluto di pretrattamento, garantirà un fluido in uscita privo di qualunque sostanza solida e abrasiva, preservando tutte le componenti impiantistiche collocate a valle e garantendo maggiore efficienza ed efficacia dei processi biologici primari e trattamenti secondari.

### 2.3.4 Stazione di Sollevamento

Per l'alimentazione del comparto biologico dell'impianto è stata prevista una fase di sollevamento mediante pompe che prelevano il fluido dalla vasca di equalizzazione e bilanciamento, la quale avrà anche funzione di accumulo e laminazione delle portate di picco.

La stazione di sollevamento andrà realizzata nel pozzetto a valle della vasca di equalizzazione ed omogeneizzazione.

Per il dimensionamento della stazione di pompaggio, in generale, vanno definiti i seguenti parametri:

- posizione del sollevamento nel ciclo;
- apparecchiatura da utilizzare;
- Numero di apparecchiature da utilizzare.

Riguardo alla definizione del posizionamento del sollevamento, nel caso di impianti di capacità inferiore ai 10.000 a.e., come nel caso in esame, circostanze nella quale l'onere di scavo è abbastanza contenuto, risulta conveniente **realizzare il sollevamento a valle del dissabbiatore**, di modo che le pompe non vengano abrase dalla sabbia. Il dissabbiatore andrà quindi posto in trincea sotto il piano di campagna, entro apposito canale in calcestruzzo armato, di dimensioni tali da consentirne l'installazione e la manutenzione. A valle della grigliatura e del dissabbiatore e disoleatore, posti sotto il piano di campagna, andrà realizzata la vasca di equalizzazione ed omogeneizzazione con funzione di accumulo delle acque, ove saranno alloggiate le pompe sommerse di sollevamento al comparto biologico.

La vasca di equalizzazione ed accumulo sarà posta ad una quota sotto il piano di campagna tale da consentire l'ingresso per gravità dei reflui provenienti dal canale in calcestruzzo sopra dimensionato, in uscita dalle fasi di pretrattamento, la cui base nella sezione finale è posta a circa **-60cm** rispetto al piano di calpestio.

Per garantire un buon funzionamento, nonché adeguata efficienza ed affidabilità, sono state previste **n. 4 pompe, di cui una di riserva**, capaci di sollevare una portata pari a 2,5Q<sub>m.n</sub> (massima portata trattabile dall'impianto). La stazione di pompaggio è stata, dunque, dimensionata per sollevare una portata complessiva pari a:  $2,5 \times 45,83 \text{ mc/h} = \mathbf{114,57 \text{ mc/h}} = 31,82 \text{ l/s}$ .

L'attivazione e lo spegnimento delle pompe, poste sotto battente, andrà attuata tramite l'installazione di appositi sensori di livello del battente idrico e misuratori di portata. Le pompe dovranno essere di tipo "Inverter" in modo da poter essere regolate in portata e prevalenza, con riduzione conseguente dei consumi energetici.

A monte della vasca di equalizzazione ed accumulo andrà realizzato un pozzetto con soglia sfiorante il quale devierà le acque quando la portata supererà il valore di 2,5Q<sub>m.n</sub> verso la linea

pioggia. Portate superiori a 5Q<sub>mn</sub> invece saranno scaricate direttamente in corpo idrico ricettore grazie alla presenza dei presidi previsti (pozzetti scaricatori di piena e by-pass in testa impianto).

Nella vasca di equalizzazione e bilanciamento è stato previsto anche un volume di accumulo con funzione di laminazione dei picchi brevi di portata.

La differenza di quota tra quella di massimo invaso e quella di regolazione su cui andrà tarato l'avvio/spegnimento delle singole pompe, determinerà un volume di laminazione utile per l'equalizzazione nei confronti anche di maggiori portate di picco rispetto alle ordinarie, le quali potranno essere trattate in via ordinaria nel comparto biologico.

Al fine di garantirsi rispetto a possibili allagamenti, considerato che in caso di piogge particolarmente eccezionali che potrebbero portare all'ingresso in vasca una portata di refluo superiore a 31,82 l/s (portata in ingresso superiore alla portata sollevata dalle pompe) aumenterebbe il battente idraulico, andrà realizzata una soglia sfiorante di sicurezza con recapito diretto alla disinfezione, ove vanno convogliate anche le acque della linea pioggia dopo aver subito i trattamenti primari.

Di seguito viene riportata la configurazione della stazione di pompaggio, la quale prevede la presenza di n. 3 pompe ordinarie + 1 di riserva:

- POMPA 1 (ATTIVA) sempre funzionante, in grado di sollevare una portata  $Q_1 = 40,00$  mc/h - prevalenza 6 m;
- POMPA 2 (ATTIVA): in grado di sollevare una portata  $Q_2 = 40,00$  mc/h - prevalenza 6 m. Tale pompa dovrà essere regolata in modo da entrare in funzione nel momento in cui la portata in ingresso all'impianto superi il valore di  $Q_1$ . Inoltre la stessa può anche funzionare alternandosi con la prima.
- POMPA 3 (ATTIVA): in grado di sollevare una portata  $Q_3 = 40,00$  mc/h - prevalenza 6 m. Tale pompa dovrà essere regolata in modo da entrare in funzione nel momento in cui la portata in ingresso all'impianto superi il valore di  $Q_1+Q_2$ . Inoltre la stessa può anche funzionare alternandosi con le altre due.
- POMPA RISERVA PASSIVA: in grado di sollevare una portata  $Q_r = 40,00$  mc/h - prevalenza 6 m. Tale pompa entrerà in funzione in caso di guasto di una delle tre pompe ordinarie attive.

La configurazione della stazione di pompaggio è stata dimensionata prevedendo l'impiego di più pompe e non di una singola pompa di maggiore portata, in modo da avere una flessibile capacità di regolazione mantenendo un'elevata efficienza energetica. Infatti, le pompe potranno essere automaticamente attivate e/o disattivate in base alla portata in arrivo nel sistema impegnando la

potenza elettrica strettamente necessaria con riduzione dei consumi energetici e senza ricorrere a strumenti di regolazione della portata che determinerebbero surplus di consumi.

La tubazione di mandata della stazione di pompaggio con invio al comparto biologico e nello specifico alla vasca di denitrificazione, avrà un diametro pari a **250 mm** e sarà in PE100 Pfa 25.

Le elettropompe saranno installate complete di piede di accoppiamento, tubi guida per l'estrazione dall'alto dalle vasche. Le parti piping in acciaio saranno del tipo INOX AISI 304.

Ogni pompa sarà comandata da una sonda di livello da installare nella vasca ed andrà connessa al sistema di controllo e gestione informatizzato.



## 2.4 Equalizzazione e omogeneizzazione

Poiché in ingresso all'impianto di depurazione può verificarsi una portata e/o un carico inquinante variabile, è stato previsto un trattamento di equalizzazione per livellare le punte di portata ed omogeneizzazione e livellare le punte di inquinamento.

Al fine, dunque, di garantire ai successivi trattamenti di depurazione un liquame a portata e carico organico sufficientemente costanti, il liquame, a valle della grigliatura e dissabbiatura, sarà fatto confluire in una vasca, in calcestruzzo armato, di capacità tale da garantire lo smorzamento dei picchi idraulici e di carico, anche con funzione di accumulo.

La vasca è stata dimensionata per garantire al liquame un idoneo tempo di residenza. Durante lo stazionamento nella vasca il refluo subirà un trattamento di agitazione che garantisce l'omogeneizzazione del liquame ed una minima aerazione per impedire l'instaurarsi di condizioni settiche. La vasca di equalizzazione e omogeneizzazione andrà collocata lungo la linea di flusso dei reflui e quindi alimentata con l'intera portata da trattare.

La vasca di accumulo ed equalizzazione, in assenza di pioggia, ha come principale obiettivo quello di compensare le variazioni giornaliere della portata di liquame in ingresso all'impianto, garantendo così l'erogazione di una portata costante alle fasi successive. In questo modo si evitano pericolosi sovraccarichi nelle varie sezioni dell'impianto, si consente il funzionamento in continuo ed una più uniforme concentrazione degli inquinanti.

La vasca di equalizzazione sarà divisa in due comparti, tra loro comunicanti attraverso una luce a battente con paratoia (n. 2 paratoie, una per ogni luce di ripartizione), in modo da poter far funzionare, in casi di manutenzione, pulizia o esercizio parzializzato, almeno una sezione della vasca senza necessità di fermo impianto.

La portata in ingresso sarà suddivisa tra le due vasche attraverso un pozzetto ripartitore che dividerà uniformemente la portata in arrivo ai due comparti della vasche di equalizzazione. La ripartizione sarà, come specificato, gestita attraverso due stramazzi a base pozzetto regolati da due paratoie mobili.

Nel dimensionamento della vasca di equalizzazione si è considerato:

- il volume di compenso  $V_c$ ;
- il minimo volume  $V_m$  richiesto per il funzionamento in continuo delle installazioni di aerazione miscelazione (le vasche devono essere miscelate per evitare la sedimentazione delle sostanze sospese ed areate per evitare condizioni settiche);
- il volume  $V_f$  dovuto ad un franco  $h=1,00$  m da lasciare oltre all'altezza utile d'invaso.

- $V_{utile} = V_c + V_m$

- $V_{eq} = V_{utile} + V_f$

Nella pratica tecnica, per reflui di natura urbana, il dimensionamento viene effettuato empiricamente considerando la dipendenza del volume di compenso dalla portata.

Può essere considerato un volume utile di compensazione del 20 % del volume giornaliero medio trattato.

$Q_m = 45,833 \text{ mc/h}$ ;  $Q_{\text{giornaliero}} = 1.100 \text{ mc}$ ;  $V_c = 220 \text{ mc}$

Il volume minimo per la miscelazione può essere considerato pari a  $V_m = 30 \text{ mc}$

Di conseguenza, si calcola un volume utile  **$V_{\text{utile}} = 250 \text{ mc}$**

La pianta della vasca viene assunta a sezione rettangolare con lati di metri 15,0 x 7,0, per una superficie di 105 mq, con un'altezza d'invaso di 2,5 m. Il volume d'acqua utile lordo risulta pari a 262,5mc .

Fissando l'altezza del franco di sicurezza pari a  $h_f = 1,50 \text{ m}$ , l'altezza della vasca risulta pari a 4,00m ed il volume totale di 420 mc, con un  $V_f = S_{\text{eq}} \times h_f = 105 \times 1,50 = 157,5 \text{ mc}$ . Tale altezza, al fine di garantire un parapetto in cls di almeno 1,10 m fuori terra va ulteriormente incrementata. Infatti, considerando che la quota del fondo del canale di adduzione, allo sfocio nel pozzetto di ripartizione, è posta a circa - 60 cm dal piano di calpestio, l'altezza complessiva della vasca, al fine di garantire il parapetto minimo stabilito, viene fissata pari a 4,50 m.

**In conclusione, il volume complessivo dell'equalizzatore risulta:**

$V_{\text{eq}} = 472,5 \text{ mc}$ , dei quali 262,5 mc utili dedicati all'invaso dell'acqua

L'altezza liquida di riferimento per la regolazione delle pompe sarà di 2,50 m da fondo vasca.

Ad una quota di +2,75 m dal fondo del pozzetto di pompaggio andrà realizzato anche uno sfioro di sicurezza con recapito nella linea pioggia di afflusso allo scarico, con innesto a monte della vasca di disinfezione a contatto.

Il piano di posa della fondazione della vasca andrà realizzato ad una quota di circa -3,90 m dal piano di calpestio, come da profilo grafico plano-altimetrico di progetto. Lo spessore della base fondale è previsto pari a 40 cm.

Il calcestruzzo dovrà essere della classe C32/40 ( $R_{ck} 400 \text{ Kg}_{\text{peso}}/\text{cm}^2$ ). Il copriferro viene fissato pari ad uno spessore di 4 cm, classe di esposizione XA2 (Rapporto max acqua/cemento 0,55 -UNI 11104; Dosaggio minimo cemento [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ] 340 -UNI 11104).

La vasca è stata dimensionata anche in modo da garantire un parapetto minimo dal piano di calpestio di 1,10 m. Nel primo tratto, ove in funzione delle quote altimetriche di progetto previste, l'altezza dal piano di campagna risulta inferiore a 1,10 m, il parapetto andrà incrementato con l'inserimento di un corrimano in acciaio. La parte terminale dei muri di coronamento della vasca

andrà raccordata a sezione curva semi-circolare, in modo da favorire lo scivolamento dell'acqua meteorica.

Per maggiori dettagli geometrici si rinvia agli elaborati grafici.

Il fondo della vasca andrà realizzato con una pendenza del 2,5% per facilitarne la pulizia, quindi l'altezza di 4,00 m va considerata come altezza massima.

I due comparti della vasca andranno equipaggiati con miscelatori di circa 3 kW di potenza elettrica cadauno, i quali garantiranno una miscelazione completa impedendo anche la sedimentazione dei solidi sospesi contenuti nei liquami grezzi.

L'acqua accumulata nel volume di equalizzazione verrà pompata alla successiva fase di trattamento biologico in un apposito pozzetto ripartitore in cls che andrà realizzato in testa alla vasca di denitrificazione.

Un sistema di pompe sommerse solleverà il refluo dalla vasca di equalizzazione ed accumulo verso la successiva fase di trattamento biologico.

Per il sollevamento sarà realizzato un pozzetto in cls a margine della vasca di equalizzazione, ove confluiranno per stramazzo le acque provenienti da entrambi i comparti interni. Nel pozzetto di sollevamento saranno alloggiate le pompe sommerse costituenti la stazione di pompaggio. Il pozzetto di sollevamento, in sommità, dovrà avere una luce a stramazzo convogliante le acque in un apposito canale di bypass da realizzare collegato allo scarico, in modo che in assenza di alimentazione elettrica e/o fermo delle pompe, le acque non sollevate non causino l'allagamento del sito, ma siano ordinatamente convogliate allo scarico.

## **N.1 VASCA DI EQUALIZZAZIONE IN CLS ARMATO A SEZIONE RETTANGOLARE**

**LARGHEZZA NETTA: 7,00 m – LUNGHEZZA NETTA 15,00 m – ALTEZZA: 4,50 m**

### **SUDDIVISA IN N. 2 COMPARTI INTERNI**

di dimensioni nette 3,35 m x 15,00 m, separati da un setto murario di spessore 30 cm

**Volume utile liquido: 251,25 mc – Volume complessivo vasca ( $V_{\text{liquido}} + V_{\text{franco}}$ ): 472,5 mc**

## 2.5 LINEA LIQUAME

L'azoto nelle acque di scarico può essere presente in diverse forme:

- azoto organico;
- azoto ammoniacale;
- azoto nitroso;
- azoto nitrico.

Le determinazioni del tenore di azoto (in termini di azoto ammoniacale e di azoto organico) si basano sul Metodo Kjeldahl (TKN).

L'eliminazione dei composti azotati dai reflui avviene mediante due fasi:

- **la nitrificazione;**
- **la denitrificazione.**

Nei reflui in arrivo nell'impianto, una buona parte della sostanze organiche a base d'azoto, se completamente biodegradata, si trova sotto forma di ammonio  $\text{NH}_4^+$ , mentre ai fini della denitrificazione servono soprattutto i nitrati  $\text{NO}_3^-$ .

Pertanto, per attuare la rimozione completa delle sostanze azotate è necessario preventivamente effettuare una nitrificazione (che avviene principalmente nella vasca di aerazione, ove agiscono anche i fanghi attivi) mediante la quale, in condizioni aerobiche in presenza di  $\text{O}_2$  avviene l'ossidazione biologica di  $\text{NH}_4^+$  a  $\text{NO}_2^-$  (**nitrito**) e di  $\text{NO}_2^-$  a  $\text{NO}_3^-$  (**nitrate**). Successivamente, nella vasca non ossigenata o anossica di denitrificazione, i nitrati  $\text{NO}_3^-$  vengono convertiti in azoto molecolare gassoso  $\text{N}_2$  dai batteri anaerobi.

La nitrificazione può essere attuata nella vasca di ossidazione o aerazione (o vasca dei fanghi attivi). Viene attuata da batteri autotrofi litotrofi aerobici (sono circa il 4% dei batteri totali presenti nel fango) capaci di utilizzare, per la sintesi cellulare, carbonio inorganico ( $\text{CO}_2$ ) e di trarre l'energia necessaria alla crescita e al metabolismo dall'ossidazione di  $\text{NH}_4^+$  a  $\text{NO}_2^-$  (nitrito) e di  $\text{NO}_2^-$  a  $\text{NO}_3^-$  (nitrate), secondo il seguente processo:

- si ha nitrosazione a opera di *Nitrosomonas sp.* che può ossidare l'ammonio a nitrito:  $\text{NH}_4^+ + 3/2\text{O}_2 \rightarrow \text{NO}_2^- + 2\text{H}^+ + \text{H}_2\text{O}$ , ma non può completare l'ossidazione a nitrate;
- segue la nitrificazione a opera di *Nitrobacter sp.* che ossida il nitrito a nitrate:  $\text{NO}_2^- + 1/2\text{O}_2 \rightarrow \text{NO}_3^-$ .

I *Nitrosomonas* e i *Nitrobacter* sono caratterizzati da una velocità di crescita notevolmente inferiore ai batteri chemioeterotrofi che operano la principale ossidazione delle sostanze organiche, pertanto sono poco presenti in un fango che presenta un'età non sufficientemente alta, infatti se non si permette a questi batteri di permanere per un certo periodo di tempo relativamente lungo nel fango,

essi verranno continuamente dilavati con i fanghi di supero e non avranno modo di operare le loro reazioni.

La velocità di nitrificazione dipende dall'O<sub>2</sub> disciolto, mentre la velocità di crescita dei batteri dipende dal pH dell'acqua il quale, per consentire le condizioni ottimali di crescita a entrambi i microrganismi, deve rimanere possibilmente tra 7 e 8.

La temperatura ottimale della nitrificazione varia tra 25-32 °C.

In queste reazioni si hanno delle condizioni rigorose e molto restrittive, al di fuori delle quali le reazioni procedono scarsamente, quindi non è semplice ottenere una discreta o buona nitrificazione.

L'acqua in uscita dal reattore aerobico, dove è avvenuta l'ossidazione delle sostanze organiche e la nitrificazione, viene messa in ricircolo e viene pompata a monte nella vasca anossica di denitrificazione. L'azoto residuo in uscita dall'impianto resta, dunque, solo la frazione di NO<sub>3</sub><sup>-</sup> non inviato con ricircoli alla denitrificazione, la frazione di N non nitrificata, la frazione N disciolto o legato a solidi sospesi.

Va aggiunto che la denitrificazione, come detto, avviene in condizioni "anossiche", cioè in assenza di ossigeno disciolto in acqua. Durante tale processo, il nitrato NO<sub>3</sub><sup>-</sup> funge da accettore di elettroni, ossidando sostanze organiche (CHO)<sub>n</sub>, producendo così azoto molecolare N<sub>2</sub>, anidride carbonica CO<sub>2</sub> e acqua H<sub>2</sub>O. I batteri responsabili della denitrificazione sono batteri eterotrofi anaerobi facoltativi (fra cui *Pseudomonas aeruginosa*, *Pseudomonas denitrificans*, *Paracoccus denitrificans*, *Thiobacillus denitrificans*). Essendo eterotrofi, tali batteri richiedono anche sostanze organiche per lo svolgimento del loro metabolismo (il carbonio organico deve fornire 5 moli di elettroni per mole di NO<sub>3</sub><sup>-</sup>). Di conseguenza, il fango dove avviene la denitrificazione non deve essere un fango molto vecchio poiché in questo il carbonio organico sarebbe assente o presente in percentuali troppo esigue per poter far procedere la reazione di denitrificazione a partire dai nitrati.

Per tale motivo si è optato di posizionare la vasca di denitrificazione in testa ciclo, a monte della vasca di ossidazione (nitrificazione combinata all'ossidazione organica), il cui contenuto ricircola verso la vasca di denitrificazione. In questo modo la vasca di denitrificazione contiene sia il refluo che non ha ancora subito l'ossidazione biologica (quindi contenente abbondanti quantità di carbonio organico), sia il refluo ricircolato che ha subito l'ossidazione biologica (contenente quindi i nitrati da convertire in azoto) il quale viene, appunto, fatto opportunamente ricircolare nella vasca denitrificante. Nel caso in esame si è posizionata la vasca di denitrificazione a monte della vasca di aerazione (*processo Ludzak-Ettinger*) in modo da garantire liquami con la necessaria quantità di sostanza organica, operando un ricircolo dalla vasca di ossidazione (nitrificazione combinata), il quale durante il "tragitto" perde velocemente l'ossigeno disciolto e quindi non "ossigena" significativamente la vasca anossica.

### 2.5.1 Denitrificazione – Nitrificazione combinata

La fase biologica rappresenta il cuore dell'impianto e in essa si ha la degradazione delle sostanze biodegradabili presenti nel liquame ad opera della biomassa, costituita per lo più dai batteri. La biomassa che si sviluppa naturalmente nelle vasche, forma degli agglomerati di natura fioccosa che verranno separati dal liquame a valle nella fase di sedimentazione secondaria o di filtrazione a membrane MBR. Nel presente progetto si è optato per quest'ultima soluzione, molto più efficace.

Al fine di ottenere un processo depurativo estremamente efficiente, considerato anche che il corpo idrico ricettore in estate è caratterizzato da periodi di magra per cui può risultare "area sensibile" si è definito un processo depurativo comprendente la fase di denitrificazione per rimuovere adeguatamente sia la sostanza organica e sia i composti azotati presenti nella corrente in ingresso.

La **denitrificazione**, insieme alla **nitrificazione**, consente di ottenere buone rese complessive di rimozione dei composti azotati (l'azoto e il fosforo sono nutrienti che, in quantità eccessive, possono provocare carenze di ossigeno nei corpi idrici superficiali, portando alla cosiddetta eutrofizzazione).

L'agricoltura e la selvicoltura sono le principali attività responsabili dei rilasci di ammoniaca ( $\text{NH}_3$ ), da esse deriva infatti circa il 70% delle emissioni totali di tali inquinanti. Le emissioni di ammoniaca provenienti dall'agricoltura contribuiscono in maniera decisiva, mediante fenomeni quali l'acidificazione, l'eutrofizzazione ed il dilavamento dell'azoto, all'inquinamento eccessivo e su larga scala di ambienti sensibili.

La **denitrificazione** delle acque reflue consente la rimozione dei composti dell'azoto presenti in soluzione sotto forma di  $\text{NO}_3^-$  (e in parte di  $\text{NO}_2^-$ ) ad opera di batteri eterotrofi facoltativi che, se posti in condizioni di anossia, sono in grado di ossidare il substrato carbonioso organico, utilizzando l'ossigeno legato ai nitrati  $\text{NO}_3^-$  invece dell'ossigeno libero  $\text{O}_2$ , e liberando azoto gassoso come catabolita.

La sezione impiantistica nella quale avviene il processo è in genere una vasca a forma quadrata e divisa in due parti uguali, comunicanti tra loro solo superficialmente, che consentono di dare continuità al trattamento anche qualora vi sia la necessità di svuotare un comparto per interventi di manutenzione. La vasca è anossica, quindi priva di ossigeno disciolto e di aerazione.

La **nitrificazione**, invece come detto, è un processo di ossidazione biologica dei composti inorganici dell'azoto allo stato ridotto, svolta da batteri autotrofi, in grado cioè di utilizzare carbonio inorganico (sotto forma di  $\text{CO}_2$ ) per la sintesi cellulare e di trarre l'energia necessaria alla crescita e al metabolismo dall'ossidazione dell'ammoniaca e poi dei nitriti.

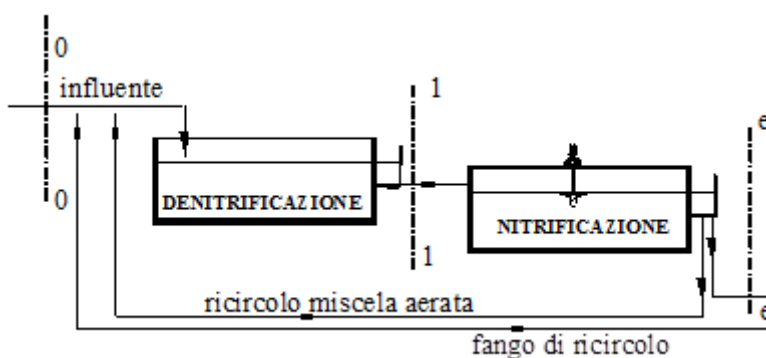
Il tipo di impianto nel quale avviene il processo di nitrificazione è in genere una vasca a forma quadrata divisa in due parti uguali, comunicanti tra loro solo superficialmente, che consentono di

dare continuità al trattamento anche qualora vi sia la necessità di svuotarne una parte per interventi di manutenzione.

La vasca è aerata e opera a elevate età del fango ( $> 10-15$  giorni, a seconda della temperatura) per consentire la crescita dei batteri autotrofi nitrificanti.

Il processo di nitrificazione avviene nella stessa vasca in cui avviene il processo di ossidazione dei composti organici con i fanghi attivi, quindi in essa viene anche contestualmente rimosso il BOD da parte dei batteri eterotrofi.

Lo schema adottato nel presente progetto per la fase biologica è il ciclo di pre-denitrificazione e consiste in una fase di nitrificazione combinata (nella medesima vasca avviene anche l'ossidazione di composti organici) preceduta da una fase di denitrificazione, come illustrato nello schema seguente:



***Schema tipo di nitrificazione-denitrificazione***

La corrente idrica influente all'impianto assicura la disponibilità del substrato organico necessario al processo di denitrificazione dei nitrati; questi, a loro volta, si formano nella successiva fase di nitrificazione e vengono ricircolati a monte sia con il fango ispessito che con la miscela aerata. Nella fase di nitrificazione si verifica, inoltre, nella medesima vasca, l'ossidazione biologica del substrato organico residuo.

Considerando i bacini completamente miscelati e i substrati biodegradabili completamente disciolti, è possibile modellare la crescita dei microrganismi con la cinetica di Monod e il consumo di substrato con la cinetica di Michaelis-Menten.

Le espressioni per il dimensionamento delle fasi biologiche che costituiscono il ciclo di pre-denitrificazione possono ricavarsi a partire da equazioni di bilancio di massa dei substrati (sostanza organica biodegradabile; azoto ammoniacale  $N-NH_4$ ; nitrati  $NO_3^-$ ) e delle biomasse (quella eterotrofa e quella autotrofa) fra le correnti idriche influenti ed effluenti dalle fasi di nitrificazione e denitrificazione.

- BILANCI DI MASSA PER I SUBSTRATI NELLA FASE DI DENITRIFICAZIONE:

$$\begin{aligned}
Q \cdot S_0 + (R_1 + R_2) \cdot Q \cdot S_e - \omega \cdot \nu_D \cdot V_D \cdot (X_H)_D &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot S_1 \\
(R_1 + R_2) \cdot Q \cdot (N - NO_3)_e - \nu_D \cdot V_D \cdot (X_H)_D &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (N - NO_3)_1 \\
Q \cdot (N - NH_4)_0 + (R_1 + R_2) \cdot Q \cdot (N - NH_4)_e - \varepsilon \cdot \omega \cdot \nu_D \cdot V_D \cdot (X_H)_D &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (N - NH_4)_1
\end{aligned}$$

- BILANCI DI MASSA PER LE BIOMASSE NELLA FASE DI DENITRIFICAZIONE:

$$\begin{aligned}
R_1 \cdot Q \cdot (X_H)_r + R_2 \cdot Q \cdot (X_H)_N + \nu_D \cdot Y_D \cdot V_D \cdot (X_H)_D &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (X_H)_D \\
R_1 \cdot Q \cdot (X_{AUT})_r + R_2 \cdot Q \cdot (X_{AUT})_N &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (X_{AUT})_D
\end{aligned}$$

- BILANCI DI MASSA PER I SUBSTRATI NELLA FASE DI NITRIFICAZIONE:

$$\begin{aligned}
(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot S_1 - \nu_S \cdot V_N \cdot (X_H)_N &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot S_e \\
(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (N - NH_4)_1 - \nu_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N - \varepsilon \cdot \nu_S \cdot V_N \cdot (X_H)_N &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (N - NH_4)_e \\
(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (N - NO_3)_1 + \nu_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (N - NO_3)_e
\end{aligned}$$

- BILANCI DI MASSA PER LE BIOMASSE NELLA FASE DI NITRIFICAZIONE:

$$\begin{aligned}
(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (X_H)_D + \nu_S \cdot Y_H \cdot V_N \cdot (X_H)_N &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (X_H)_N \\
(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (X_{AUT})_D + Y_{AUT} \cdot \nu_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N &= (R_1 + R_2 + 1) \cdot Q \cdot (X_{AUT})_N
\end{aligned}$$

Si ottiene un sistema di 10 equazioni, la cui risoluzione permette la definizione dei parametri di dimensionamento.

I simboli presenti nelle equazioni hanno il seguente significato:

**R<sub>1</sub>** rapporto di ricircolo del fango [Adim];

**R<sub>2</sub>** rapporto di ricircolo della miscela aerata [Adim];

**V<sub>D</sub>** volume della vasca di denitrificazione [m<sup>3</sup>];

**V<sub>N</sub>** volume della vasca di nitrificazione [m<sup>3</sup>];



$\omega$  consumo di substrato organico biodegradabile per unità di massa di azoto nitrico ridotto nella fase di denitrificazione (stimato pari a 4 g BOD<sub>5</sub>/g N-NO<sub>3</sub>);

$\varepsilon$  aliquota di substrato azotato consumato, nella fase di aerazione, nell'ambito del processo ossidazione del substrato organico biodegradabile ad opera dei microrganismi eterotrofi (stimato pari al 5% del substrato organico biodegradabile globalmente rimosso, espresso in termini di BOD<sub>5</sub>);

$v_S$  velocità di degradazione del substrato organico biodegradabile;

$v_D$  velocità di degradazione dei nitrati nella fase di denitrificazione;

$v_N$  velocità di rimozione dell'azoto ammoniacale nella fase di nitrificazione combinata;

$Y_H$  coefficiente di crescita cellulare per i microrganismi eterotrofi nel processo di ossidazione del substrato organico biodegradabile pari a 0.64;

$Y_{AUT}$  coefficiente crescita cellulare per i microrganismi autotrofi nel processo di ossidazione del substrato ammoniacale pari a 0.24;

$Y_D$  coefficiente di rendimento per i microrganismi eterotrofi nel processo di denitrificazione assunto pari all'80% di  $Y_H$ .

Le velocità di degradazione dei substrati si ricavano tramite le seguenti espressioni:

- $$v_S = \hat{v}_S \cdot \frac{S_e}{K_S + S_e}$$
- $$v_D = \hat{v}_D \cdot \frac{(N - NO_3)_1}{K_D + (N - NO_3)_1} \cdot \frac{S_1}{K_{SD} + S_1}$$
- $$v_N = \hat{v}_N \cdot \frac{(N - NH_4)_e}{K_N + (N - NH_4)_e} \cdot \frac{O_2}{K_{O_2} + O_2}$$

nelle quali compaiono le costanti cinetiche che per i reflui urbani hanno valori noti.

### Costanti di semisaturazione

- $K_S = 80 \text{ g/m}^3$ ;
- $K_N = K_{O_2} = 1 \text{ g/m}^3$ ;
- $K_D = K_{SD} = 0.1 \text{ g/m}^3$

### Costanti di velocità

$$\begin{aligned}
\bullet \quad \hat{v}_S &= \hat{v}_{S_{20}} \cdot \theta^{(T-20)} ; & \text{con} \quad \hat{v}_{S_{20}} &= 2,5 d^{-1} \\
& & \theta &= 1,02 \\
\bullet \quad \hat{v}_N &= \hat{v}_{N_{20}} \cdot (1 - 0,833 \cdot (7,2 - pH)) \cdot \theta^{(T-20)} & \text{con} \quad \hat{v}_{N_{20}} &= 1,7 d^{-1} \\
& & \theta &= 1,12 \\
\bullet \quad \hat{v}_D &= \hat{v}_{D_{20}} \cdot \theta^{(T-20)} & \text{con} \quad \hat{v}_{D_{20}} &= 0,07 d^{-1} \\
& & \theta &= 1,12
\end{aligned}$$

Per le condizioni di temperatura e pH del liquame delle due condizioni stagionali, le velocità di rimozione dei substrati assumono i valori riassunti nella *tabella seguente*

| PARAMETRO   | UNITA' DI MISURA | INVERNO | ESTATE |
|-------------|------------------|---------|--------|
| <b>T</b>    | °C               | 15      | 23     |
| <b>pH</b>   | -                | 7.2     | 7.2    |
| $\hat{v}_S$ | d <sup>-1</sup>  | 0.155   | 0.182  |
| $\hat{v}_D$ | d <sup>-1</sup>  | 0.034   | 0.086  |
| $\hat{v}_N$ | d <sup>-1</sup>  | 0.54    | 1.33   |

Per le acque reflue urbane, il limite normativo di Azoto è riferito alle concentrazioni di Azoto totale.

I limiti normativi variano in base al numero di abitanti:

- 10000 – 100000 abitanti la concentrazione soglia è [Ntot] = 15 mg/l;
- > 100000 abitanti la concentrazione soglia è [Ntot] = 10 mg/l.

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

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

*Tab. 2 – Allegato 5 alla parte III D.Lgs 152/06*

Nel caso di progetto, l'impianto serve un numero di abitanti equivalenti di  $5.500 < 10.000$ , motivo per cui non è soggetto ai limiti di cui alla precedente tabella. Al fine di ottimizzare e rendere il processo depurativo altamente efficiente si è comunque proceduto ad un dimensionamento analitico anche nei riguardi dell'abbattimento di azoto totale, per i limiti di concentrazione imposti agli impianti oltre i 10.000 a.e. e fino ali 100.000 a.e. Il limite assunto è dunque pari a: [Ntot] = 15 mg/l;

Sia in estate che in inverno, i valori di riferimento assunti di azoto ammoniacale  $(N-NH_4)_e$  e di azoto nitrico, ovvero nitrati  $(N-NO_3)_e$ , sono pari rispettivamente ad 1/3 del totale (5 mg/l) e 2/3 del totale (10 mg/l) della concentrazione di azoto limite assunta. E' possibile ottenere un'espressione di secondo grado in funzione di  $(N-NO_3)_e$  ed  $(N-NH_4)_e$  la cui risoluzione fornisce il valore di  $S_e$  di concentrazione totale.

$$A \cdot S_e^2 + B \cdot S_e + C = 0$$

nella quale:

- $A = \left( \hat{\nu}_S \cdot Y_H - \nu_N \cdot Y_{AUT} \right) \cdot (1 + \varepsilon \cdot \omega) - \varepsilon \cdot \hat{\nu}_S \cdot Y_D;$
- $B = \nu_N \cdot Y_{AUT} \cdot (S_0 - K_S - \varepsilon \cdot \omega \cdot K_S) - \hat{\nu}_S \cdot Y_H \cdot S_0 +$   
 $+ \left( \omega \cdot Y_{AUT} \cdot \nu_N - \hat{\nu}_S \cdot \omega \cdot Y_H + \hat{\nu}_S \cdot Y_D \right) \cdot \left\{ (N-NO_3)_e - \left[ (N-NH_4)_0 - (N-NH_4)_e \right] + \varepsilon \cdot S_0 \right\};$
- $C = \nu_N \cdot Y_{AUT} \cdot K_S \cdot \left\{ \omega \cdot (N-NO_3)_e - \left[ (N-NH_4)_0 - (N-NH_4)_e \right] + (1 + \varepsilon \cdot \omega) \cdot S_0 \right\};$

e che nel caso di acque reflue urbane ha sempre un'unica radice positiva:

$$S_e = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

Tenendo conto dell'efficacia dell'ossigenazione e della funzionalità della fase di sedimentazione, ivi compreso il processo di ispessimento, si fissano i seguenti valori:

- $(X_H)_N + (X_{AUT})_N = 3500 \text{ g/m}^3$  (concentrazione totale della biomassa nella fase biologica);
- $(X_H)_R + (X_{AUT})_R = 9000 \text{ g/m}^3$  (concentrazione totale della biomassa nel fango ispessito di ricircolo);
- $R_1 + R_2 > \frac{(N-NH_4)_0 - (N-NH_4)_e - \varepsilon \cdot (S_0 - S_e)}{(N-NO_3)_e} - 1;$

A questo punto è possibile determinare il valore di tutte le altre incognite del problema.

Le espressioni di progetto del sistema di pre-denitrificazione sono le seguenti:

- $$V_N (X_{AUT})_N = \frac{Q \cdot [(N - NH_4)_0 - (N - NH_4)_e] \cdot \varepsilon \cdot Q \cdot (S_0 - S_e)}{v_N}$$
- $$V_N (X_H)_N = \frac{Q \cdot (S_0 - S_e) - \omega \cdot [v_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N - Q \cdot (N - NO_3)_e]}{v_S}$$
- $$(N - NO_3)_1 = (N - NO_3)_e - \frac{v_N \cdot V_N (X_{AUT})_N}{(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q}$$
- $$S_1 = S_e - \frac{v_S \cdot V_N (X_H)_N}{(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q}$$
- $$V_D \cdot (X_H)_D = \frac{v_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N - Q \cdot (N - NO_3)_e}{v_D}$$
- $$(N - NH_4)_1 = (N - NH_4)_e + \frac{v_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N - \varepsilon \cdot v_S \cdot V_N \cdot (X_H)_N}{(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q}$$
- $$(X_H)_D = (X_H)_N \cdot \left[ 1 - \frac{v_S \cdot V_N \cdot Y_H}{(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q} \right]$$
- $$R_1 = \frac{Q \cdot [(X_H)_N + (X_{AUT})_N] - Y_H \cdot v_S \cdot V_N \cdot (X_H)_N - Y_{AUT} \cdot v_N \cdot V_N \cdot (X_{AUT})_N - Y_D \cdot v_D \cdot V_D \cdot (X_H)_D}{Q \cdot [(X_H)_r + (X_{AUT})_r - (X_H)_N - (X_{AUT})_N]}$$
- $$(X_{AUT})_D = (X_{AUT})_N \cdot \left[ 1 - \frac{v_N \cdot V_N \cdot Y_H}{(R_1 + R_2 + 1) \cdot Q} \right]$$

Nella *tabella* che segue si riportano i valori ottenuti dalla risoluzione del sistema sia in condizioni invernali che in condizioni estive:

|                                   | INVERNO(15°C) |                                   | ESTATE(23°C) |
|-----------------------------------|---------------|-----------------------------------|--------------|
| <b>vn</b>                         | 0.54          | d <sup>-1</sup>                   | 1.33         |
| <b>A</b>                          | 1.53          | d <sup>-1</sup>                   | 1.59         |
| <b>B</b>                          | -222.98       | g/m <sup>3</sup> *d               | -257.23      |
| <b>C</b>                          | 1234.72       | g <sup>2</sup> /m <sup>6</sup> *d | 3057.12      |
|                                   |               |                                   |              |
| <b>Se</b>                         | <b>5.76</b>   | <b>g/m<sup>3</sup></b>            | <b>12.91</b> |
|                                   |               |                                   |              |
| <b>Valore minimo di ricircolo</b> | 4.53          |                                   | 4.56         |
| <b>(R1+R2)</b>                    | 4.98          |                                   | 5.02         |
| <b>Q</b>                          | 1000.00       | m <sup>3</sup> /d                 | 1100.00      |

|  |                      |               |               |
|--|----------------------|---------------|---------------|
|  |                      |               |               |
| <b>Vn*xaut</b>                                     | 103168.35            | g             | 46131.09      |
| <b>Vn*xh</b>                                       | 742984.13            | g             | 644625.54     |
| <b>Vd (volume della vasca di denitrificazione)</b> | <b><u>241.76</u></b> | <b>m3</b>     | <b>197.36</b> |
| <b>(NO3)I</b>                                      | 0.76                 | g/m3          | 0.76          |
| <b>S1</b>  | 8.39                 |               | 14.16         |
| <b>Vd*xh</b>                                       | 1306173.18           | g             | 581980.69     |
| <b>(NH4)I</b>                                      | 15.19                | g/m3          | 15.11         |
| <b>(xh)n</b>                                       | 3073.26              | g/m3          | 3266.26       |
| <b>(xh)d</b>                                       | 3061.16              | g/m3          | 3255.15       |
| <b>(xaut)n</b>                                     | 426.74               | g/m3          | 233.74        |
| <b>Vn (volume della vasca di nitrificazione)</b>   | <b><u>426.69</u></b> | <b>m3</b>     | <b>178.79</b> |
| <b>R1 (rapporto di ricircolo del fango)</b>        | <b>0.62</b>          | <b>(ADIM)</b> | <b>0.62</b>   |
| <b>R2 (rapporto di ricircolo miscela aerata)</b>   | 4.37                 |               | 4.40          |
| <b>(xaut)d</b>                                     | 420.83               | g/m3          | 227.83        |
| <b>Qr</b>  | 616.58               | m3/d          | 679.28        |

**R<sub>1</sub>** rapporto di ricircolo del fango [Adim];

**R<sub>2</sub>** rapporto di ricircolo della miscela aerata [Adim];

**V<sub>D</sub>** volume della vasca di denitrificazione [m<sup>3</sup>];

**V<sub>N</sub>** volume della vasca di nitrificazione [m<sup>3</sup>];

**v<sub>s</sub>** velocità di degradazione del substrato organico biodegradabile;

**v<sub>D</sub>** velocità di degradazione dei nitrati nella fase di denitrificazione;

**v<sub>N</sub>** velocità di rimozione dell'azoto ammoniacale nella fase di nitrificazione combinata;

**Q<sub>r</sub>** portata di ricircolo

Si evidenzia che la sostanza organica risulta ridotta ad una concentrazione  $Se = 5,76$  mg/l in inverno e  $Se=12,91$  mg/l d'estate, al di sotto del limite normativo preso a riferimento.

VOLUME MINIMO VASCA DI DENITRIFICAZIONE: 241,76 mc (arrotondato a 250 mc)

### 2.5.1.1 Pozzetto ripartitore vasca di denitrificazione

Prima delle vasche di denitrificazione è prevista la realizzazione di un pozzetto ripartitore con la funzione di dividere uniformemente la portata in arrivo dalla vasca di equalizzazione alle due linee a fanghi attivi. All'interno del pozzetto vanno fatte confluire anche le tubazioni di ricircolo della miscela aerata, oltre che le acque di drenaggio della linea fanghi (circuiti surnatante).

Andrà, inoltre realizzata una linea di ricircolo del fango ed installata apposita valvola di intercettazione e regolazione, in modo da poter spillare, all'occorrenza, una portata di fango dalla linea fanghi ed inviarla in testa alla fase biologica di denitrificazione nel pozzetto di ripartizione.

### 2.5.2 Dimensionamento delle vasche biologiche

Come si evince dai risultati riportati nella precedente *Tabella* che riassume i risultati del sistema delle equazioni di bilancio e della cinetica dei processi chimici, nel caso della denitrificazione, il volume maggiore è quello invernale (241.76 mc); per la nitrificazione, il volume più elevato risulta sempre quello invernale (426.69 mc).

La disponibilità di substrato rappresenta un fattore determinante per la crescita dei microrganismi durante la fase ossidativa.

I processi di accrescimento batterico, caratterizzati dalla presenza di ceppi selezionati di microrganismi e da un substrato strettamente affine di microrganismi presenti nelle vasche di aerazione rappresentano un sistema ecologico estremamente complesso.

Nella vasca di nitrificazione, oltre a tale processo deve avvenire anche l'ossidazione delle sostanze organiche e dunque l'abbattimento del BOD. Può dunque essere necessario un volume maggiore rispetto a quello strettamente necessario alla sola funzione nitrificante e quindi occorre calcolare entrambi i volumi (quello per la nitrificazione dell'azoto e quello per l'ossidazione della sostanza organica) e scegliere il maggiore.

Per il dimensionamento della fase ossidativa della sostanza organica, ritenuta il cuore del processo, si è fatto riferimento a metodologie di calcolo empiriche adottate nella pratica tecnica.

In particolare, la disponibilità di substrato è rappresentata dal **“carico del fango”**, definito come la quantità di substrato alimentata nell'unità di tempo rapportata alla massa di microrganismi.

Negli impianti a fanghi attivi il substrato può essere rappresentato dal carico organico ( $C_o$ ), ovvero il  $BOD_5$  alimentato in un giorno.

La massa di microrganismi può essere rappresentata in maniera più o meno diretta da diverse grandezze. Infatti, poiché non sarebbe semplice ed immediato determinare la frazione di batteri attivi che compongono la biomassa, si preferisce normalmente riferirsi alla misura dei solidi sospesi totali nel mixed liquor (SSA), grandezza che, seppur non rappresenti esattamente la quantità di batteri attivi, può essere facilmente messa in relazione con questa. Il carico del fango risulta perciò:

$$C_f = \frac{C_o}{SSA}$$

Il denominatore si può mettere in relazione alla concentrazione di solidi sospesi in aerazione ed al volume della vasca nel seguente modo:

$$SSA = [SSA] \cdot V$$

Il carico del fango si può perciò esprimere nella forma:

$$C_f = \frac{C_o}{[SSA] \cdot V}$$

La determinazione del volume dell'aeratore, nei confronti della digestione biologica organica, viene effettuata fissando i valori del carico del fango e della concentrazione di solidi e calcolando il volume in base al carico organico dato.

Gli impianti si possono classificare in base al valore del carico del fango impostato al momento della progettazione, secondo i valori riportati di seguito e reperibili da letteratura:

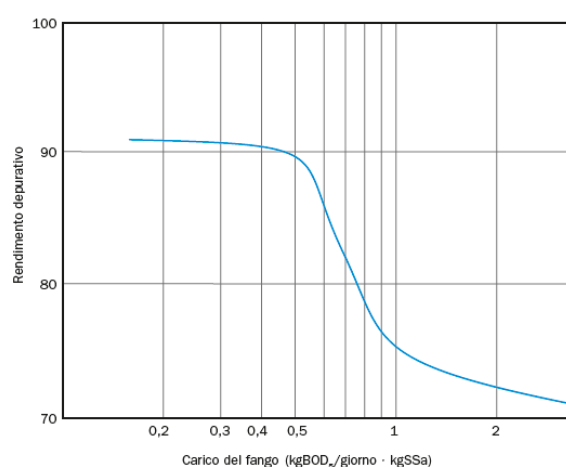
| TIPO DI IMPIANTO     | CARICO DEL FANGO                            |
|----------------------|---|
| Areazione prolungata | 0,02 ÷ 0,15 kgBOD <sub>5</sub> /(g · kgSSA) |
| A basso carico       | 0,2 ÷ 0,3 kgBOD <sub>5</sub> /(g · kgSSA)   |
| A medio carico       | 0,3 ÷ 0,5 kgBOD <sub>5</sub> /(g · kgSSA)   |
| Ad alto carico       | 0,5 ÷ 0,8 kgBOD <sub>5</sub> /(g · kgSSA)   |

La scelta del valore più opportuno va fatta in base a diverse considerazioni. La prima riguarda il valore del rendimento depurativo, definito come il BOD<sub>5</sub> rimosso sul BOD<sub>5</sub> entrante:

$$\eta = \frac{BOD_{5i} - BOD_{5u}}{BOD_{5i}}$$

dove BOD<sub>5i</sub> e BOD<sub>5u</sub> sono rispettivamente il carico organico in ingresso ed in uscita dalla vasca.

Dalle indagini statistiche presenti in letteratura su impianti che trattano acque civili, è possibile concludere che per valori di C<sub>f</sub> inferiori a 0,5 il rendimento depurativo è elevato, intorno al 92%, mentre cade bruscamente per valori di C superiori.



L'altro parametro da fissare è la concentrazione dei solidi. La scelta di questo parametro influenza direttamente il volume dell'aeratore, in quanto a concentrazioni maggiori corrisponderanno volumi minori. D'altra parte elevate concentrazioni comportano una minore sedimentabilità dei fanghi nel

sedimentatore secondario (ove presente) o maggiori difficoltà di filtrazione per impianti a membrane, oltre che una maggiore energia impiegata per mantenere la vasca di ossidazione in condizioni di turbolenza tale da evitare la sedimentazione.

L'esperienza mostra che, per impianti tradizionali, migliori risultati si hanno quando la concentrazione è compresa tra  $2,5 \div 6 \text{ kgSSA/m}^3$ , con un valore ottimale nell'intorno  $[\text{SSA}] = 4 \text{ kgSSA/m}^3$ .

Il dimensionamento può essere effettuato anche sfruttando un parametro diverso, il carico organico volumetrico (Cov) definito come il carico organico per unità di volume:

$$Cov = \frac{Co}{V}$$

Il Cov ed il Cf sono legati dalla relazione:

$$Cov = [\text{SSA}] \cdot C_f$$

Valori di riferimento per il Cov sono riassunti nella tabella seguente:

| TIPO DI IMPIANTO     | CARICO ORGANICO VOLUMETRICO<br>$\text{kgBOD}_5/(\text{g} \cdot \text{m}^3)$ |                             |
|----------------------|---|-----------------------------|
|                      | SENZA SEDIMENTAZIONE PRIMARIA   | CON SEDIMENTAZIONE PRIMARIA |
| Areazione prolungata | $0,10 \div 0,75$  | –                           |
| A basso carico       | $1 \div 1,5$  | $0,70 \div 1,05$            |
| A medio carico       | $1,50 \div 2,50$  | $1,05 \div 1,75$            |
| Ad alto carico       | –   | $1,75 \div 2,30$            |

Nel caso in esame i parametri di progetto risultano i seguenti:

| Dati di progetto  | INVERNO                    | ESTATE                     |
|---|----------------------------|----------------------------|
| Numero di abitanti equivalenti, N   | 5.000                      | 5.500                      |
| Dotazione idrica, d [ $\text{m}^3/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]   | 0.250                      | 0.280                      |
| Coefficiente di afflusso in fognatura, $C_a$  | 0.8                        | 0.8                        |
| Coefficiente di punta nera, $C_p$   | 2.5                        | 2.5                        |
| Portata max in tempo di pioggia, $Q_{\text{max}}$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]                                     | $5 \cdot Q_{\text{m,n}}$   | $5 \cdot Q_{\text{m,n}}$   |
| Portata max in tempo di pioggia in ingresso alla fase biologica, $Q_{\text{max,bio}}$ [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] | $2.5 \cdot Q_{\text{m,n}}$ | $2.5 \cdot Q_{\text{m,n}}$ |
| Temperatura del liquame [ $^{\circ}\text{C}$ ]  | 15                         | 23                         |
| pH del liquame  | 7.2                        | 7.2                        |
| Apporto di $\text{BOD}_5$ [ $\text{g}/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]   | 60                         | 60                         |
| Apporto di SST [ $\text{g}/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]  | 90                         | 90                         |
| Apporto di N- $\text{NH}_4$ [ $\text{g}/(\text{ab} \cdot \text{d})$ ]   | 15                         | 15                         |



|                                   | INVERNO | ESTATE       |
|-----------------------------------|---------|--------------|
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m³/d]</b>     | 1.000   | <b>1.100</b> |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m³/d]</b>     | 2.500   | 2.750        |
| <b>Q<sub>max</sub> [m³/d]</b>     | 5.000   | 5.500        |
| <b>Q<sub>max,bio</sub> [m³/d]</b> | 2.500   | 2.750        |
| <b>Co (kgBOD<sub>5</sub>/g)</b>   | 300     | <b>330</b>   |
| <b>C<sub>SST</sub> [g/m³]</b>     | 450     | 495          |
| <b>C<sub>N-NH4</sub> [g/m³]</b>   | 75      | 82           |

L'impianto a fanghi attivi di progetto, sulla base della taglia (5.500 a.e.) viene proporzionato per un funzionamento convenzionale ad aerazione prolungata, compatibile anche col modello a completa miscelazione. Il modello ad aerazione prolungata consente di operare con buoni risultati anche in assenza della sedimentazione primaria e della digestione dei fanghi.

Il carico di fango che ne consegue viene assunto

$$C_f = 0,10 \text{ kgBOD}_5 / (\text{giorno} \cdot \text{kgSSA}).$$

Il valore di carico del fango imposto garantisce un elevato rendimento di depurazione della fase ossidativa, superiore al 90% nella rimozione del BOD solubile.

In quanto alla concentrazione di solidi in areazione vanno fatte una serie di considerazioni legate alla tecnologia depurativa impiegata. Se, infatti, per sistemi tradizionali la letteratura tecnica è concorde nel considerare quali valori ottimali quelli nell'intorno di **4,0 kgSSA/m³**, per la tecnologia MBR i risultati disponibili indicano la possibilità di progettare sistemi che lavorano su concentrazioni circa doppie, anche fino a valori di 10 kgSSA/m³, per i quali si otterrebbero volumi delle vasche estremamente ridotti rispetto ai classici impianti. L'incremento della concentrazione di fango attivo nei reattori biologici dei sistemi MBR consente di ottenere un maggiore abbattimento della sostanza organica anche nel fango successivamente estratto.

Per il dimensionamento della vasca di ossidazione, nel presente progetto si è fissato un valore di concentrazione pari a

$$[SSA] = 7,0 \text{ kgSSA/m}^3$$

leggermente inferiore, prudenzialmente, al valore di 10 kgSSA/m³ fino a cui potrebbero essere spinti i processi con impiego di membrane MBR.

Il carico organico da trattare con l'impianto in progetto, come da tabella sopra riportata è

$$C_o = 330 \text{ kgBOD}_5/\text{giorno}$$

Dalla formula che mette in relazione i parametri definiti, ossia

$$C_f = \frac{C_o}{[SSA] \cdot V}$$

si calcola il seguente volume per la fase ossidativa:

$$V = C_o / ([SSA] C_f) = 330 / (7,0 \cdot 0,10) = 471 \text{ mc},$$

Il volume calcolato per l'ossidazione della sostanza organica è risultato superiore rispetto a quella sopra determinate per la nitrificazione dei composti azotati.

**In conclusione, fissando un'altezza liquida delle vasche di denitrificazione e di nitrificazione pari a 3,70 m sono adottate le seguenti scelte progettuali:**

- DENITRIFICAZIONE - superficie S= 75 mq

**Vasca di forma rettangolare di lati con dimensioni nette interne 10,00 m x 7,50 m**

**(volume utile liquido risultante 277,5 mc)**

- NITRIFICAZIONE COMBINATA - superficie S= 140 mq

**Vasca di forma rettangolare di lati con dimensioni nette interne 10,00 m x 14,00 m**

**(volume d'invaso risultante 518 mc)**

Nel dimensionare la fase biologica, si è scelto di utilizzare un numero pari di vasche per facilitare la ripartizione delle portate ed in numero uguale nelle due fasi per favorire i collegamenti.

Il fluido giungerà al comparto biologico tramite un pozzetto di ripartizione in testa vasca. Le luci di ripartizioni andranno dotate di paratoie (n. 2 paratoie, una per ogni luce di ripartizione) in modo da poter eventualmente chiudere un comparto in caso di manutenzione o di esercizio parzializzato.

Assegnando un franco di sicurezza di 1,00 m rispetto al coronamento, si assumono le seguenti dimensioni per le vasche da realizzare:

#### **VASCA DI DENITRIFICAZIONE (anossica)**

misure nette **10,30 m x 7,50 m x 4,70 m**

**La vasca andrà divisa tramite un setto murario di spessore 30 cm in n. 2 comparti di uguali dimensioni nette in pianta pari a: 5,00 m x 7,50 m**

**(Volume utile liquido: 277,5 mc – Volume totale: 352,5 mc)**

I due bacini di denitrificazione, anossici, andranno attrezzati con l'installazione di **2 miscelatori ad asse orizzontale** per garantire il mantenimento in sospensione dei fanghi.

**VASCA DI NITRIFICAZIONE COMBINATA** (ossigenata)

misure nette **10,30 m x 14,00 m x 4,70 m**

**La vasca andrà divisa tramite un setto murario di spessore 30 cm in n. 2 comparti di uguali dimensioni nette in pianta pari a: 5,00 m x 14,00 m**

**(Volume utile liquido: 518 mc – Volume totale: 658 mc)**

All'interno di ognuno dei due comparti andranno alloggiati i diffusori d'aria proveniente dalle soffianti.

Tale dimensionamento è riferito a sistemi depurativi MBR. Sistemi tradizionali avrebbero richiesto un volume della vasca ossidativa ben più elevato.

Le due vasche saranno realizzate in continuità una adiacente l'altra, come meglio rappresentato negli elaborati grafici.

La struttura delle vasche sarà in calcestruzzo armato con pareti di spessore 30 cm e base fondale di 40 cm. Il calcestruzzo dovrà essere della classe C32/40 (Rck 400 Kgpeso/cm<sup>2</sup>). Il copriferro viene fissato ad uno spessore di 4 cm, classe di esposizione XA2 (Rapporto max acqua/cemento 0,55 - UNI 11104; Dosaggio minimo cemento [kg/m<sup>3</sup>] 340 -UNI 11104)

Il cemento andrà additivato in modo da renderlo impermeabile. In superficie andranno eseguiti trattamenti impermeabilizzanti protettivi nei riguardi degli attacchi acidi. Gli stessi tipi di trattamenti andranno eseguiti per tutte le opere in calcestruzzo costituenti l'intero impianto di depurazione destinati a contenere reflui.

### 2.5.3 Sistema di Aerazione

Il processo di nitrificazione combinato si svolge in una vasca aerata, a differenza di quello di denitrificazione che avviene in una vasca anossica.

La vasca di nitrificazione deve, dunque, essere dotata di un sistema di aerazione adeguatamente dimensionato in modo da garantire la degradazione dei nitriti e dell'azoto ammoniacale, oltre che in modo combinato della sostanza organica.

Il fabbisogno di ossigeno da fornire ai microrganismi per degradare i substrati si ricava dalla seguente relazione:

$$OD_{complessivo} = a' Q_{m,n}(S_1 - S_e) + c'[(NH_4)_1 - (NH_4)_e] + b'x_H V_N + d'x_{AUT,N} V_N$$

Dove:

$a'$  = coefficiente di respirazione attiva = 0.5

$b'$  = coefficiente di respirazione endogena microrganismi eterotrofi valutato alla T di 20°C =  $0.10 d^{-1}$ ;

$c'$  = coefficiente di respirazione attiva = 4.5

$d'$  = coefficiente di respirazione endogena microrganismi autotrofi =  $0.02 d^{-1}$

per la determinazione del coefficiente  $b'$  in condizioni di esercizio è stata impiegata la seguente relazione di tipo Arrhenius:

$$b'_T = b'_{T=20} 1.084^{(T-20)}$$

$$\text{inverno : } b'_T = 0.067 d^{-1}$$

$$\text{estate : } b'_T = 0.0127 d^{-1}$$

Nel caso di progetto, sviluppando i calcoli si ottengono, in inverno ed estate, i seguenti valori:

$$OD_{INVERNO} = 447,6181996 KgO_2/d$$

$$OD_{ESTATE} = 516.3760928 KgO_2/d$$

Si assume come valore per il dimensionamento quello riferito alle condizioni estive, in quanto il più gravoso. Eguagliando l'OD calcolato alla capacità di ossigenazione in condizioni di esercizio OC, si procede al calcolo di OCst:

$$(OC)_{st} = \frac{OC}{\left[ \alpha \cdot 1.024^{(T-20)} \cdot \left( \frac{\beta O_{2,S}^{T,P} - O_2}{9,17} \right) \right]}$$

La pressione atmosferica varia con la quota. Fino a circa 500 m (slm) decresce di circa 0.125 hPascal per metro di altezza; oltre i 500 m (slm) il gradiente tende a diminuire: intorno a 5500 m (slm) è circa la metà (0.062 hPa/m). A questa quota la pressione è dimezzata rispetto a quella a livello del mare. La pressione atmosferica è condizionata anche dalle condizioni meteorologiche e dall'ora (a causa delle maree atmosferiche e del riscaldamento solare).

All'altitudine a cui si trova il sito d'stallazione dell'impianto (370 m slm), la pressione atmosferica risulta inferiore di quella standard a livello del mare (760 mm Hg).

$$p_z = 0,9877^z \text{ (atm)}$$

Applicando la formula che precede si è calcolata la pressione in atmosfere al sito di ubicazione dell'impianto, la quale risulta pari a 0,955 atm, che corrispondono a 726 mm di mercurio.

Alla pressione atmosferica calcolata di 726 mmHg ed alla temperatura di riferimento  $T = 23^\circ$ , risulta un valore di  $O_{2S}^{23^\circ} = 8,25 \text{ mg/l}$ .

|      | 770 mm | 760 mm | 750 mm | 740 mm | 730 mm | 720 mm | 710 mm | 700 mm | 690 mm | 680 mm | 670 mm | 660 mm |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0°C  | 14.76  | 14.57  | 14.38  | 14.19  | 13.99  | 13.80  | 13.61  | 13.42  | 13.23  | 13.04  | 12.84  | 12.65  |
| 1°C  | 14.38  | 14.19  | 14.00  | 13.82  | 13.63  | 13.44  | 13.26  | 13.07  | 12.88  | 12.70  | 12.51  | 12.32  |
| 2°C  | 14.01  | 13.82  | 13.64  | 13.46  | 13.28  | 13.10  | 12.92  | 12.73  | 12.55  | 12.37  | 12.19  | 12.01  |
| 3°C  | 13.65  | 13.47  | 13.29  | 13.12  | 12.94  | 12.76  | 12.59  | 12.41  | 12.23  | 12.05  | 11.88  | 11.70  |
| 4°C  | 13.31  | 13.13  | 12.96  | 12.79  | 12.61  | 12.44  | 12.27  | 12.10  | 11.92  | 11.75  | 11.58  | 11.40  |
| 5°C  | 12.97  | 12.81  | 12.64  | 12.47  | 12.30  | 12.13  | 11.96  | 11.80  | 11.63  | 11.46  | 11.29  | 11.12  |
| 6°C  | 12.66  | 12.49  | 12.33  | 12.16  | 12.00  | 11.83  | 11.67  | 11.51  | 11.34  | 11.18  | 11.01  | 10.85  |
| 7°C  | 12.35  | 12.19  | 12.03  | 11.87  | 11.71  | 11.55  | 11.39  | 11.23  | 11.07  | 10.91  | 10.75  | 10.59  |
| 8°C  | 12.05  | 11.90  | 11.74  | 11.58  | 11.43  | 11.27  | 11.11  | 10.96  | 10.80  | 10.65  | 10.49  | 10.33  |
| 9°C  | 11.77  | 11.62  | 11.46  | 11.31  | 11.16  | 11.01  | 10.85  | 10.70  | 10.55  | 10.39  | 10.24  | 10.09  |
| 10°C | 11.50  | 11.35  | 11.20  | 11.05  | 10.90  | 10.75  | 10.60  | 10.45  | 10.30  | 10.15  | 10.00  | 9.86   |
| 11°C | 11.24  | 11.09  | 10.94  | 10.80  | 10.65  | 10.51  | 10.36  | 10.21  | 10.07  | 9.92   | 9.78   | 9.63   |
| 12°C | 10.98  | 10.84  | 10.70  | 10.56  | 10.41  | 10.27  | 10.13  | 9.99   | 9.84   | 9.70   | 9.56   | 9.41   |
| 13°C | 10.74  | 10.60  | 10.46  | 10.32  | 10.18  | 10.04  | 9.90   | 9.77   | 9.63   | 9.49   | 9.35   | 9.21   |
| 14°C | 10.51  | 10.37  | 10.24  | 10.10  | 9.96   | 9.83   | 9.69   | 9.55   | 9.42   | 9.28   | 9.14   | 9.01   |
| 15°C | 10.29  | 10.15  | 10.02  | 9.88   | 9.75   | 9.62   | 9.48   | 9.35   | 9.22   | 9.08   | 8.95   | 8.82   |
| 16°C | 10.07  | 9.94   | 9.81   | 9.68   | 9.55   | 9.42   | 9.29   | 9.15   | 9.02   | 8.89   | 8.76   | 8.63   |
| 17°C | 9.86   | 9.74   | 9.61   | 9.48   | 9.35   | 9.22   | 9.10   | 8.97   | 8.84   | 8.71   | 8.58   | 8.45   |
| 18°C | 9.67   | 9.54   | 9.41   | 9.29   | 9.16   | 9.04   | 8.91   | 8.79   | 8.66   | 8.54   | 8.41   | 8.28   |
| 19°C | 9.47   | 9.35   | 9.23   | 9.11   | 8.98   | 8.86   | 8.74   | 8.61   | 8.49   | 8.37   | 8.24   | 8.12   |
| 20°C | 9.29   | 9.17   | 9.05   | 8.93   | 8.81   | 8.69   | 8.57   | 8.45   | 8.33   | 8.20   | 8.08   | 7.96   |
| 21°C | 9.11   | 9.00   | 8.88   | 8.76   | 8.64   | 8.52   | 8.40   | 8.28   | 8.17   | 8.05   | 7.93   | 7.81   |
| 22°C | 8.94   | 8.83   | 8.71   | 8.59   | 8.48   | 8.36   | 8.25   | 8.13   | 8.01   | 7.90   | 7.78   | 7.67   |
| 23°C | 8.78   | 8.66   | 8.55   | 8.44   | 8.32   | 8.21   | 8.09   | 7.98   | 7.87   | 7.75   | 7.64   | 7.52   |
| 24°C | 8.62   | 8.51   | 8.40   | 8.28   | 8.17   | 8.06   | 7.95   | 7.84   | 7.72   | 7.61   | 7.50   | 7.39   |
| 25°C | 8.47   | 8.36   | 8.25   | 8.14   | 8.03   | 7.92   | 7.81   | 7.70   | 7.59   | 7.48   | 7.37   | 7.26   |
| 26°C | 8.32   | 8.21   | 8.10   | 7.99   | 7.89   | 7.78   | 7.67   | 7.56   | 7.45   | 7.35   | 7.24   | 7.13   |
| 27°C | 8.17   | 8.07   | 7.96   | 7.86   | 7.75   | 7.64   | 7.54   | 7.43   | 7.33   | 7.22   | 7.11   | 7.01   |
| 28°C | 8.04   | 7.93   | 7.83   | 7.72   | 7.62   | 7.51   | 7.41   | 7.30   | 7.20   | 7.10   | 6.99   | 6.89   |
| 29°C | 7.90   | 7.80   | 7.69   | 7.59   | 7.49   | 7.39   | 7.28   | 7.18   | 7.08   | 6.98   | 6.87   | 6.77   |
| 30°C | 7.77   | 7.67   | 7.57   | 7.47   | 7.36   | 7.26   | 7.16   | 7.06   | 6.96   | 6.86   | 6.76   | 6.66   |

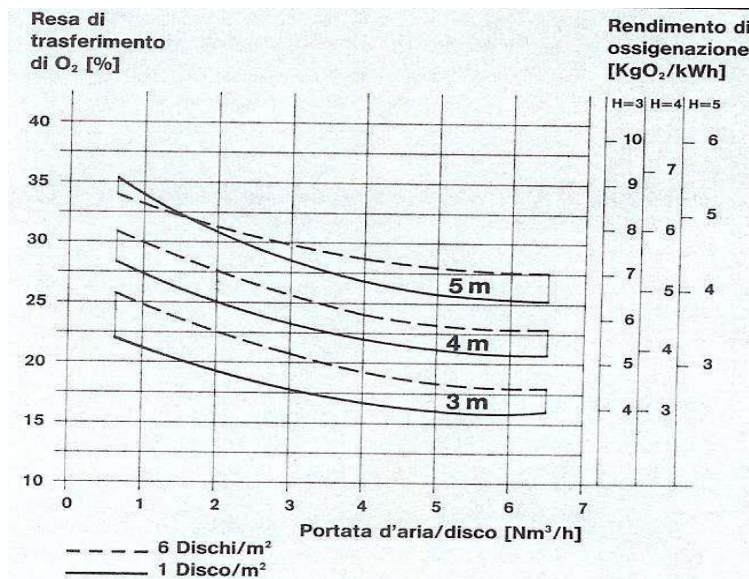
*Solubilità  $O_2$  in mg/l a diversi valori di temperatura e pressioni*

Il valore di  $\alpha$  si ricava in funzione della concentrazione dei solidi sospesi espressi in  $\text{kg/m}^3$ ; un valore tipico impiegato nella pratica tecnica è  $\alpha = 1$ ; analogamente il valore di  $\beta$  si ricava in base

alla salinità del liquame e viene posto pari a  $\beta = 0.9$ . Utilizzando la relazione precedente si è infine calcolato l' OC<sub>st</sub>:

- $(OC)_{st} = 33,87 \text{ kg/h}$
- $(OC)_{st} \text{ per vasca} = 16,94 \text{ kg/h}$

Sono stati presi a riferimento diffusori di portata di  $3 \text{ Nm}^3/\text{h}$ , quindi, tenendo conto che la vasca è alta 3,5 metri, dal seguente diagramma si è ricavata la resa in % di trasferimento dell'ossigeno, risultante pari al 20 %:



**Diagramma rendimento-resa**

Pertanto la capacità di ossigenazione standard relativa ad ogni diffusore è di:

$$(OC_{st})_{diff} = \%O_2 \cdot h \cdot q_{diff} = 0.21 \cdot 0.20 \cdot 3.0 = 0.126 \text{ Nm}^3/\text{h}$$

In base all' OC<sub>st</sub> calcolato si evince che per soddisfare il fabbisogno del processo di nitrificazione combinata occorrono:

$$n_{diff} = OC_{st} / (OC_{st})_{diff} = 16,94 / 0,126 = 134,4 \text{ diffusori per vasca}$$

Considerato che il processo chimico è affetto da una serie di incertezze dovute alle particolari condizioni ambientali che vengono ad instaurarsi, non sempre perfettamente corrispondenti con quelle standard assunte nei calcoli, viene impiegato un coefficiente di sicurezza pari a 1,3, per cui, arrotondando per eccesso, si fissa un numero di diffusori da installare per ogni comparto della vasca di nitrificazione combinata, pari a 180. Si incrementa, inoltre la portata per diffusore a  $5 \text{ Nm}^3/\text{h}$ .

**DIFFUSORI DA INSTALLARE PER OGNI COMPARTO DELLA VASCA DI OSSIDAZIONE: 180**

**TIPO DI RETE: diffusori a bolle fini - TOTALE DIFFUSORI DA INSTALLARE: 360**

**PORTATA DIFFUSORI: 5 Nm³/h**

**In base al sistema di diffusori previsto, andranno installate le seguenti soffianti:**

**PORTATA SISTEMA SOFFIANTE PER OGNI COMPARTO DI VASCA: 750 Nm³/h.**

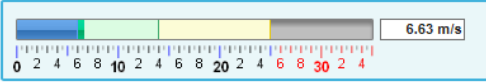




**Si prevede l'installazione di n. 2 soffianti, di portata pari a 750 Nmc/h cadauno + 1 riserva – Pressione differenziale: 550 mbar**

Imponendo che la velocità dell'aria "vair" nel collettore aeraulico sia inferiore o uguale a 12 m/s (massima velocità nel canale d'aria prestabilita), ed assumendo che la portata d'aria "Q<sub>AIR</sub>" sia pari a 750 mc/h per vasca, si ipotizza un **diametro nominale dei collettori principali (canale d'aria in acciaio Inox AISI 304):**

**DN 200 mm.**

**Si è optato per un sistema con n. 2 canali di adduzione distinti per singola vasca di ossidazione, ognuno collegato alla rispettiva soffiante.**

Si riportano di seguito le risultanze delle verifiche aerauliche, con un campo di funzionamento entro la massima velocità di 12 m/s:

| Input dati  |                                    |                |
|---|------------------------------------|----------------|
| <b>Caratteristiche della tubazione.</b>   |                                    |                |
| Selezione materiale tubo  | Tubo in acciaio per imp. idraulici |                |
| Note sul materiale  | Interno non arrugginito            |                |
| Rugosità assoluta della parete interna  | 0.3 mm                             |                |
| Diametro interno del tubo   | 200 Ø i (mm)                       |                |
| <b>Velocità del gas nel canale.</b>   |                                    |                |
| Digitare la portata richiesta   | 750 m³/h                           |                |
|                             |                                    | 6.63 m/s       |
| <b>Caratteristiche del gas.</b>   |                                    |                |
| Selezione gas da trasportare  | Aria (livello del mare) 20 °C      |                |
| Peso specifico del gas  | 1.2 kg/m³                          |                |
| <b>Componenti dell'impianto.</b>  |                                    |                |
|  Lunghezza canale rettilineo | 15 m                               |                |
|  Deviazioni ad angolo retto  | 4 n.                               |                |
|  Curve a 90° (in 3 sezioni)  | 4 n.                               |                |
|   | Rapporto R/D                       | 1.5 300 R (mm) |
|  Curve a 90°                 | 0 n.                               |                |
|   | Rapporto R/D                       | 1.5 300 R (mm) |
| Calcola   |                                    |                |
| Risultati di calcolo  |                                    |                |
| Velocità del gas nel tubo   | 6.631                              | m/s            |
| Rugosità relativa della parete interna  | 0.0015                             | r/d            |
| Numero di Reynolds  | 86030                              |                |
| Coefficiente d'attrito (Colebrook)  | 0.0241                             |                |
| Caduta di pressione dinamica totale   | 13.334                             | mm H2O         |

Nel caso di impiego di diffusori di tipologia differente da quella presa a riferimento nei calcoli precedenti, dovrà comunque essere garantito un apporto di aria per ognuna delle vasche pari a **750Nmc/h (totale 1500 Nmc/h).**

I diffusori, così come progettati garantiscono adeguata resa di trasferimento dell'ossigeno, perdite di pressione molto contenute, e distribuzione uniforme.

Le portate sono state espresse in Nmc, ossia in condizioni "normali", alla pressione atmosferica e alla temperatura di 0°C ( $1\text{Nmc} = 1.055\text{ Smc}$ , ove il metro cubo standard è definito come la quantità di gas contenuta in 1 mc alla temperatura di 15 °C e di pressione atmosferica= 1,01325 bar).

#### **2.5.4 Ricircolo miscela aerata**

In generale, nei processi biologici a fanghi attivi con sezione di pre-denitrificazione è da prevedere il ricircolo di una elevata portata di miscela aerata dall'ossidazione in pre-denitrificazione, con lo scopo di ridurre fino alle concentrazioni necessarie l'ammontare di nitrati e nitriti che sfuggono nell'effluente. Inoltre, affinché i processi biologici possano avvenire, è necessario garantire una determinata massa di sostanza organica, generalmente contenuta nei fanghi. Nei sistemi MBR, data la maggiore presenza di fanghi che si instaura nella vasca ossidativa, è possibile evitare il ricircolo fanghi, ottenendo così anche un risparmio energetico.

Dai calcoli eseguiti, i cui risultati sono riportati nella tabella di cui ai precedenti paragrafi, il rapporto di ricircolo della miscela aerata di 4,40.

In caso di pioggia, diminuendo la concentrazione di azoto ammoniacale, nonché di nitriti e nitrati, il rapporto di ricircolo della miscela aerata può essere ridotto in fase gestionale.

Riguardo al ricircolo della miscela aerata in uscita dalla fase di nitrificazione combinata all'ossidazione, necessaria ad operare un adeguato abbattimento dei composti dell'azoto nella vasca di denitrificazione, dai calcoli eseguiti è necessario riciclare una portata minima pari 4,40 volte quella nera media di progetto, che viene arrotondato per eccesso a 5,0.

Di conseguenza il gruppo di pompaggio dovrà possedere le seguenti caratteristiche tecniche:

##### **Pompaggio della miscela aerata in uscita dalla nitrificazione (ricircolo)**

$$Q_{\text{tot}}=230\text{ mc/h} - \text{prevalenza } 10\text{ m}$$

**Andranno installate n. 2 pompe + 1 di riserva (in modo da poter modulare la portata di ricircolo in base all'esigenza), con una curva caratteristica in grado di garantire un punto di funzionamento per singola pompa**

$$Q_{\text{min}} = 115\text{ mc/h} - \text{prevalenza } 10\text{ m}$$

Le pompe di ricircolo andranno installate entro appositi pozzetti di pompaggio i quali andranno dotati di una soglia sfiorante di sicurezza con sfioro entro la linea pioggia a monte della vasca di disinfezione a contatto.



## **2.6 Filtrazione MBR ed estrazione del permeato da avviare allo scarico**

La configurazione impiantistica prescelta, prevede l'impiego dei più moderni ed avanzati sistemi di filtrazione a membrane, i quali consentono di ottenere un'acqua depurata reimpiegabile anche in agricoltura.

I sistemi depurativi MBR presentano il vantaggio di raggiungere elevate concentrazioni di fango attivo nei reattori biologici (10-15 kgSS/mc), insostenibili per i sistemi tradizionali. L'utilizzo delle membrane al posto del sedimentatore secondario evita, inoltre, eventuali fuoriuscite di fango, frequenti negli impianti soggetti problematiche di variabilità delle portate istantanee con conseguente incremento del carico idraulico superficiale, o presenza di fanghi leggeri, bulking da batteri filamentosi, ecc.

Il refluo, a seguito dei pre trattamenti previsti di grigliatura, dissabbiatura-disoleatura e dell'equalizzazione, viene convogliato alla fase biologica dove nella vasca fanghi attivi, come negli impianti di depurazione tradizionali, avviene la degradazione della sostanza organica. Nella configurazione side-stream il refluo viene poi inviato al sistema esterno di filtrazione.

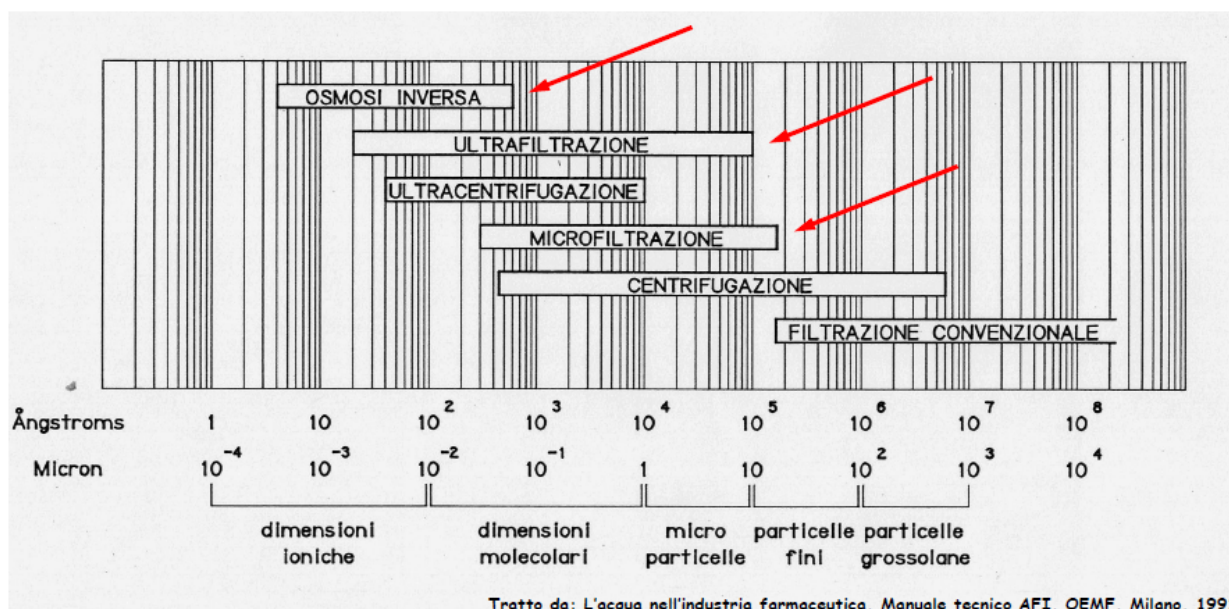
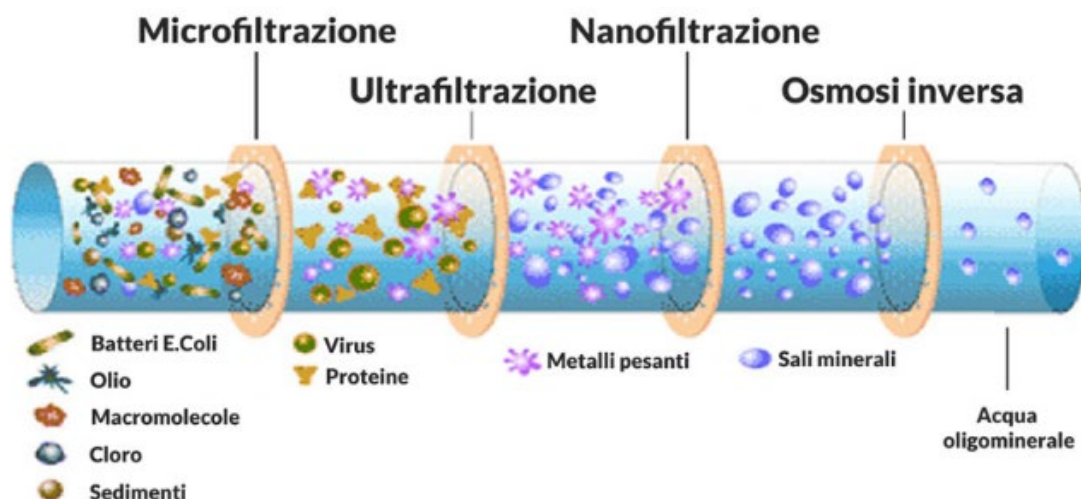
Il permeato (il liquido filtrato che passa attraverso le membrane) viene successivamente convogliato ad un sistema esterno di estrazione e disinfezione e poi allo scarico.

Durante il processo di depurazione un flusso intermittente d'aria viene introdotto dalla parte inferiore del modulo contenente le membrane prevenendo il deposito di fango sulle stesse e contrastando in questo modo fenomeni di intasamento. Affinchè le membrane si mantengano efficienti nel tempo viene periodicamente previsto il loro contro lavaggio (lavaggio in controcorrente) che permette il distacco completo del materiale depositatosi sulla loro superficie.

Il fango prodotto durante il processo di depurazione a membrana risulta, grazie alle età del fango elevate ed alle basse concentrazioni di carico organico dovute alle elevate concentrazioni di biomassa attiva, negli impianti di modeste dimensioni può considerarsi già ben stabilizzato.

Le membrane MBR saranno del tipo ad ultrafiltrazione, capaci di restituire un refluo privo di sostanze inquinanti. Si riporta di seguito uno schema di efficacia di filtrazione dal quale è possibile apprezzare le capacità dell'ultrafiltrazione di rimuovere dal refluo sostanze ed organismi indesiderati.

Si riporta, inoltre, lo schema di azione dei vari sistemi filtranti impiegati nella pratica tecnica, dal quale è possibile rilevare la collocazione dei sistemi ultrafiltranti, quali quelli impiegati nel presente progetto.



**Il sistema MBR in progetto andrà realizzato secondo una configurazione impiantistica “side-stream”, ossia con unità di filtrazione esterna e non con unità di filtrazione sommersa.**

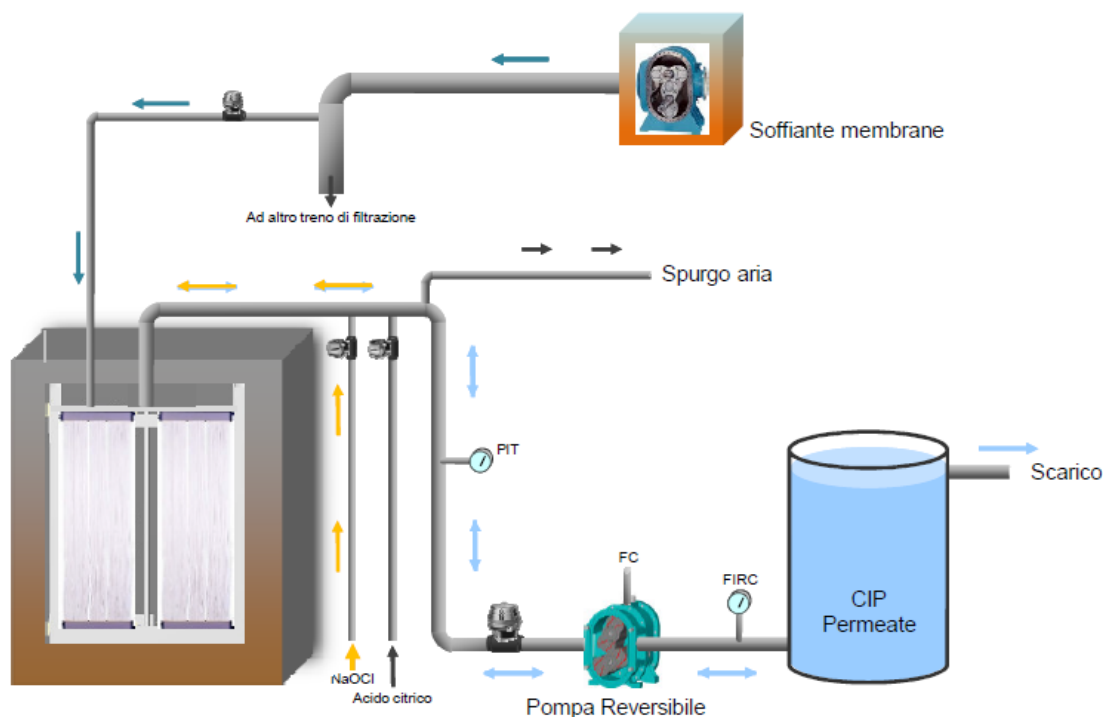
Tale configurazione prescelta, con membrane poste a flusso laterale, faciliterà le operazioni di manutenzione.

Per l'estrazione dell'acqua depurata dalla vasca in cui sono presenti le membrane MBR, andranno adoperate apposite pompe volumetriche reversibili, le quali consentiranno anche il lavaggio delle membrane stesse.

Andranno installate apposite soffianti a servizio dei box membrane MBR, in numero di 2 +1 riserva, portata cadauno di 450 Nmc/h a 0,6 bar.

Di seguito si riporta lo schema di funzionamento del sistema:

## ESTRAZIONE DEL PERMEATO CON POMPA A LOBI



Pompaggio del permeato depurato da avviare allo scarico, previo stoccaggio in serbatoio con funzioni di accumulo idrico per acqua di lavaggio membrane:

$$Q_{\text{tot}}=120 \text{ mc/h} - \text{prevalenza } 10 \text{ m}$$

Andranno installate **n. 2 pompe + n.1 riserva** di estrazione del permeato, con tecnologia inverter, portata per singola pompa di:

$$Q_{\text{tot}}=60 \text{ mc/h} - \text{prevalenza } 10 \text{ m}$$

Le pompe dovranno essere del tipo reversibile, in modo da consentire sia l'estrazione che il lavaggio delle membrane. Il volume del serbatoio di accumulo viene fissato in 15 mc (15.000 l).

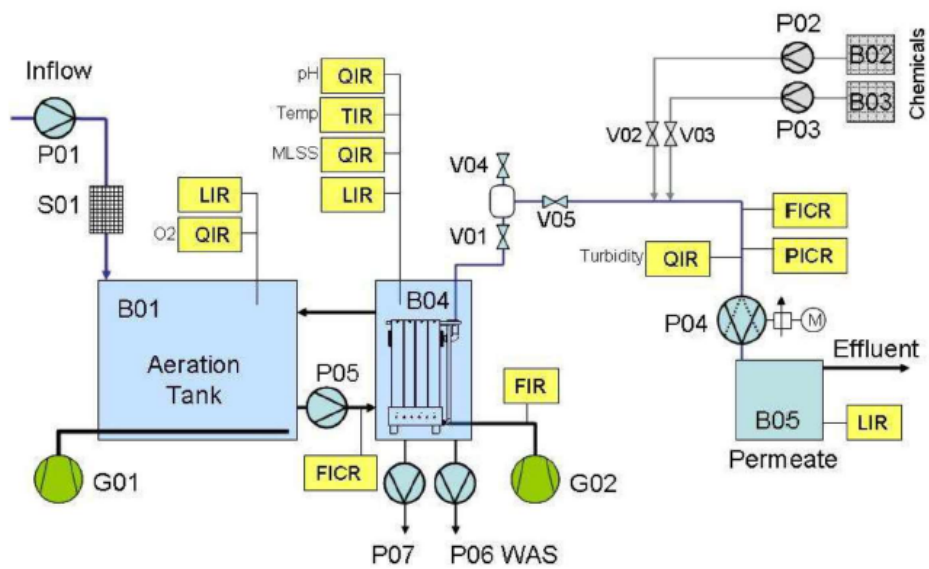
Andrà inoltre installato un sistema per il lavaggio delle membrane così costituito:

- Gruppo di dosaggio acido citrico completo di serbatoio da 1.000 lt, pompa dosatrice, interruttori di livello e piping di distribuzione, centralina dosaggio prodotti pulizia membrane;
- Gruppo di dosaggio Ipoclorito di sodio, completo di serbatoio da 1.000 lt, pompa dosatrice, interruttori di livello e piping di distribuzione, centralina dosaggio prodotti pulizia membrane;

**L'ipoclorito di sodio garantirà la disinfezione di eventuali sostanze patogene ancora presenti.**

Si riporta, di seguito, lo schema di funzionamento del comparto a membrane MBR che dovrà essere realizzato.

SCHEMA DI FLUSSO APPARECCHIATURE E CONTROLLI SISTEMA A MEMBRANE



SCHEDA TECNICA MEMBRANE

|  |                      |
|--|----------------------|
| Ultrafiltrazione a membrana  |                      |
| ITEM   | Ultrafiltrazione     |
| POSIZIONE  | Vasca Mbr            |
| SERVIZIO   | Filtrazione effluete |
| Sistema di membrane di ultrafiltrazione per separazione acqua-fanghi   |                      |
| QUANTITÀ 2   |                      |
| DESCRIZIONE TECNICA  |                      |
| Sistema di ultrafiltrazione a fibre cave composto da cassette estraibili con 44 file ,metratura 1800 m2 telaio in acciaio inox , completo di traverse di sostegno ,boccheli di aspirazione permeato e insufflagio aria |                      |
| CARATTERISTICHE TECNICHE   |                      |
| - superficie: 1800 m2 cad  |                      |
| Materiale membrane: PVDF   |                      |
| - dimensioni pori: 0,03 um   |                      |
| - dimensioni cassette: lunghezza x larghezza x h ( 2240 x 1176 x 2530 mm)  |                      |

## 2.7 Disinfezione a contatto linea pioggia

Per quanto riguarda il reflu in uscita dalla linea acque la disinfezione avviene già all'estrazione dal comparto vasche MBR, tramite stazione di dosaggio e pompa per ipoclorito di sodio.

La fase di disinfezione di seguito dimensionata si riferisce al trattamento dei reflui provenienti dalla linea pioggia (quelli eccedenti la portata  $2,5Q_{mn}$  e fino a  $5Q_{mn}$ ), i quali subiscono solo i trattamenti primari per essi previsti ( $Q_m=45,833 \text{ mc/h}=0,01274 \text{ mc/s}$ )

La disinfezione viene effettuata utilizzando come agente disinfettante l'ipoclorito di sodio ( $\text{NaClO}$ ). La vasca di contatto è preceduta da pozzetto di miscelazione in cui, mediante una opportuna agitazione, l'ipoclorito di sodio, in pochi secondi, viene perfettamente miscelato col liquame. Il dimensionamento è stato effettuato fissando il tempo di detenzione e facendo riferimento alla portata media nera  $Q_{m,n}$ .

### 2.7.1 Vasca di Miscelazione

Fissando il tempo di detenzione, quale parametro di progetto:

$$t_d = 30 \text{ sec}$$

si ottiene il volume della vasca:

$$V = Q_m \cdot t_d = 0,382 \text{ m}^3$$

Imponendo un'altezza  $H = 1,0 \text{ m}$ , si ottiene la superficie della vasca:

$$S = \frac{V}{H} = 0,382 \text{ m}^2.$$

Considerando anche un franco di  $1,00 \text{ m}$  e portando il coronamento alla stessa quota dell'adiacente vasca di miscelazione, si ottengono le seguenti dimensioni

**Vasca quadrata il cls  $1,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 3,10 \text{ m}$**

Considerando le quote altimetriche della tubazione di arrivo e di uscita l'altezza d'acqua risulta pari a  $1,50 \text{ m}$ .

### 2.7.2 Vasca di contatto

Anche in questo caso si fissa un tempo di detenzione che può essere ragionevolmente pari a 40 minuti.

Ipotesi di progetto:

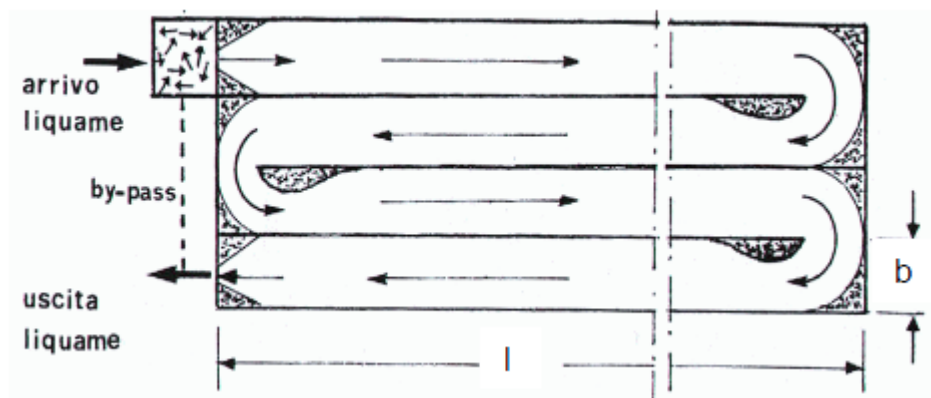
- impiego di ipoclorito di sodio ( $\text{NaClO}$ ) con concentrazione ( $c$ ) di  $5 \text{ g/m}^3$ , utilizzando una soluzione commerciale a 10%;
- Tempo di contatto ( $t_c$ ) di 40 minuti, superiore all'intervallo classico  $< 30$  minuti;

In considerazione della portata di pioggia si ottiene il volume di progetto per la fase di disinfezione:

$$V = Q_{m,n} \cdot t_d = 30,7 \text{ m}^3$$

Si ipotizza n.1 vasca a pianta rettangolare di lunghezza netta  $L=7,5 \text{ m}$ , larghezza  $3,90 \text{ m}$  e altezza  $H=1,50 \text{ m}$ .

Per garantire un sufficiente tempo di contatto nella vasca, si prevedono all'interno una serie di setti disposti a una distanza  $w$  tra di loro ottenuta seguendo il criterio secondo cui  $L/w=18$  per cui si ricava  $w=0,40 \text{ m}$  (distanza setti).



Il numero di setti è stato calcolato come segue:

$$n_{setti} = \frac{S_{utile}}{L \cdot w} - 1 = 5,8 \approx 6$$

Dove

$$S_{utile} = \frac{V}{H} = 21 \text{ m}^2$$

Considerando uno spessore dei setti pari a  $s = 0,15$  m, è possibile calcolare la base della vasca:

$$B = w \cdot (n_{\text{setti}} + 1) + s \cdot n_{\text{setti}} = 3,85 \text{ m}$$

In definitiva, considerando anche un franco di 1,5 m, al fine di garantire anche un adeguato cordolo emergente, la vasca di contatto di forma rettangolare, divisa in n. 6 setti, avrà le seguenti dimensioni (altezza d'acqua di 1,50):

$$\mathbf{B = 3,90 \text{ m} - L = 7,50 \text{ m} - H = 3,10 \text{ m}}$$

Il tempo di detenzione risulta pari a 0,69 h, compatibile con i dati di progetto.

In uscita dalla vasca di contatto il refluo verrà avviato a scarico nel corpo idrico superficiale tramite condotta interrata.

Al fine di garantire un parapetto adeguato dal piano di calpestio, lungo il perimetro della vasca andrà installata una ringhiera in acciaio zincato ancorata alla muratura emergente, in modo da ottenere un'altezza totale minima di 1,10 m. Per maggiori dettagli geometrici si rinvia agli elaborati grafici.

Andranno forniti ed installati un serbatoio di stoccaggio con un volume minimo di 1.000 litri e una pompa dosatrice con portata massima di 8 l/h.

Al fine di consentire i prelievi di campioni da sottoporre ad analisi, all'uscita dalla disinfezione sarà predisposto apposito pozzetto di prelievo ispezionabile.

## 2.8 LINEA PIOGGIA

Poiché il sistema fognario è di tipo misto, risulta necessario gestire anche le acque meteoriche raccolte dalla rete cittadina, tenendo conto anche dell'eventualità di eventi particolarmente intensi.

Poiché in tempo di pioggia l'impianto di depurazione può accettare in ingresso portate poco superiori a quelle nere medie di tempo secco, vista l'impossibilità di depurare l'intera portata mista, sono stati predisposti degli scolmatori lungo la rete, ove è possibile lo scarico in un idoneo recettore, comunque a monte dell'impianto.

Gli scolmatori previsti consentiranno solo ad un multiplo del refluo (considerato sulla base dell'inquinamento ammissibile da sversare nel bacino collettore) di entrare nel depuratore dove, a sua volta, parte di esso sarà depositato temporaneamente in vasche di accumulo.

In linea con la normale prassi progettuale, il dimensionamento dello scolmatore sarà tale che esso scolmi portate miste superiori a 5 volte la portata nera media.

Portate comprese tra 2,5 e 5 volte la media, saranno trattate nella linea pioggia del depuratore, in linea con quanto previsto dal D.P.C.M. 04/03/1996 al punto 8.3.1, ove si richiede una diluizione maggiore di almeno 3 volte la portata nera media (nel caso di progetto solo portate maggiori di 5Qm saranno bypassate allo scarico). Portate fino a 2,5 volte quella media saranno invece trattate in modo ordinario seguendo tutte le fasi del processo depurativo.

Il sistema in progetto prevede il trattamento di portate superiori a 3Qmn, incrementandole fino a 5Qmn. Nello specifico, la portata d'acqua in ingresso al depuratore inferiore ai 2,5Qmn sarà inviata alla fase biologica, mentre quella eccedente le 2,5 volte quella media nera, subirà i trattamenti primari e la disinfezione prevista sulla linea pioggia. La portata superiore a 5Qn,m sarà invece scolmata dai pozzetti scaricatori di piena e convogliata direttamente al canale emissario.

Il canale di adduzione in cls previsto ad ingresso impianto, dopo aver convogliato i reflui ai trattamenti primari di grigliatura, dissabbiatura-disoleatura, terminerà in un pozzetto ripartitore a monte della vasca di equalizzazione ed omogeneizzazione che alimenterà i due comparti della vasca.

Nel tratto terminale, prima di giungere a tale pozzetto, andrà realizzata nel canale in cls una soglia sfiorante laterale, la quale devierà le portate eccedenti il valore di 2,5Qmn nella linea pioggia, le quali saranno avviate allo scarico, previa disinfezione in vasche a contatto.

Di seguito si riporta il dimensionamento della soglia sfiorante.



|  | INVERNO | ESTATE       |
|--|---------|--------------|
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m<sup>3</sup>/d]</b> | 1.000   | <b>1.100</b> |
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m<sup>3</sup>/h]</b> | 41,66   | <b>48,83</b> |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m<sup>3</sup>/d]</b> | 2.500   | 2.750        |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m<sup>3</sup>/h]</b> | 104,16  | 114,58       |
| <b>Q<sub>max</sub> [m<sup>3</sup>/d]</b> | 5.000   | 5.500        |
| <b>Q<sub>max</sub> [m<sup>3</sup>/h]</b> | 208,33  | 229,17       |

Q sfioro:  $2,5Q_{mn} = 114,58 \text{ mc/h} = \text{min: } 0.031827 \text{ mc/s}$

Q max sfiorare:  $229,17 \text{ mc/h} = 0.06365 \text{ mc/s}$

LARGHEZZA CANALE IN Cls: **0,30 m** - PENDENZA CANALE IN C.A.: **0,5%**

Per posizionare la soglia sfiorante, e quindi calcolarne l'altezza, bisogna considerare il moto uniforme relativo alla portata  $Q_{is}$  di inizio scolmo.

Per la verifica della portata è stata impiegata la formula di Chezy con coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler, la quale consente di calcolare la portata di un canale a pelo libero supponendo il moto uniforme.

$$Q_{is} = k_s A_{is} R_{is}^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- $K_s$  è il coefficiente di scabrezza (per sezioni in calcestruzzo armato è pari a 100)
- $R$  è il raggio idraulico
- $i$  è la cadente piezometrica (nel caso in progetto, si assume pari a 0,005, pari alla pendenza del canale).

$A_{is}$  e  $R_{is}$  sono area bagnata e raggio idraulico associati all'altezza  $h_{is}$  di moto uniforme.

Si fa riferimento al canale in cls a sezione rettangolare, per cui per tale tipologia di sezione risulta:

$$A_{is} = B \cdot h_{is}$$

$$R_{is} = \frac{B \cdot h_{is}}{B + 2 \cdot h_{is}}$$

Si calcola "his" (altezza di moto uniforme di inizio scolmo) con un calcolo iterativo.

Calcolata l'altezza di inizio scolmo si pone

$$c = h_{is}$$

Nelle condizioni in cui a monte risulta  $Q_m = Q_{max}$ , a valle dovrebbe ottenersi  $Q_v = q_{max}$  in moto uniforme con altezza  $h_v$  (calcolato anche in questo caso in modo iterativo).

A questo punto è necessario calcolare il contenuto energetico della corrente di valle:

$$E_v = h_v + \frac{q_{max}^2}{2 \cdot g \cdot B^2 h_v^2}$$

La portata massima di monte associabile a  $E_v$  risulta quella critica, ovvero:

$$Q_{cr} = \frac{2}{3\sqrt{3}} B \cdot E_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot E_v}$$

Risultando  $Q_{cr} > Q_{max}$ , si può dimensionare la lunghezza dello sfioratore con garanzia di funzionalità (in caso contrario si sarebbero dovuti inserire elementi quali paratoia e/o restringimento della sezione di valle).

Nel presente progetto è stato comunque scelto, a vantaggio di sicurezza e per consentire eventuali regolazioni di portata, un sistema con l'impiego di paratoia regolabile da posizionare nella sezione del canale rettangolare prima dell'immissione nel pozzetto ripartitore a monte della vasca di equalizzazione e omogeneizzazione.

La paratoia può essere posta ad una quota "d" pari alla quota "c" della soglia sfiorante. In questo caso l'altezza " $h_v$ " e l'energia " $E_v$ " sono ottenute per mezzo di considerazioni energetiche sull'efflusso, ottenendo la seguente equazione:

$$E_v = h_v + \frac{q_{max}^2}{2 \cdot g \cdot B^2 h_v^2} = C_c d + \frac{q_{max}^2}{2 \cdot g \cdot B^2 (C_c d)^2}$$

Dal valore dell'energia " $E_v$ ", è possibile calcolare " $Q_{cr}$ ". La verifica della seguente disequaglianza assicura l'efficacia del sistema.

$$Q_{cr} = \frac{2}{3\sqrt{3}} B \cdot E_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot E_v} \geq Q_{max}$$

Nel caso in esame, risulta:

$$- Q_{mn} = 12,73 \text{ l/s}$$

La portata massima, oltre la quale lo scolmatore deve attivarsi è pari a:

$$Q_{max} \text{ alla fase biologia dell'impianto} = 2,5 \times Q_{mn} = 31,825 \text{ l/s}$$

$$Q_{is} = 31,825 \text{ l/s (portata di inizio scolmo)}$$

La portata massima in ingresso all'impianto di depurazione è pari a:

$$q_{max} = 63,66 \text{ l/s}$$

La portata massima da scolmare risulta:

$$Q_s = 5Q_{mn} - 2,5Q_{mn} = 31,825 \text{ l/s}$$

Considerata la larghezza del canale rettangolare in cls pari a:

$$L = 0,30 \text{ m},$$

ed una pendenza del fondo del canale pari a

$$i = 0,005 \text{ (0,50 \%)}$$

dalla formula

$$Q_{is} = k_s A_{is} R_{is}^{2/3} i^{1/2}$$

sostituendo i valori numerici indicati, si è calcolato il raggio idraulico e l'area bagnata, dai quali si è desunta l'altezza di moto uniforme “**h<sub>is</sub>**” di inizio sfioro e quindi l'altezza della **soglia sfiorante “c”**.

## RISULTATI

|                           |  |      |
|---------------------------|--|------|
| ALTEZZA DI MOTO UNIFORME: | <input type="text" value="0.11"/>            | m    |
| PENDENZA:                 | <input type="text" value="0.005000"/>        | m/m  |
| PORTATA:                  | <input type="text" value="0.03"/>            | mc/s |
| VELOCITA':                | <input type="text" value="1.01"/>            | m/s  |
| ALTEZZA CINETICA:         | <input type="text" value="0.05"/>            | m    |
| ENERGIA SPECIFICA:        | <input type="text" value="0.16"/>            | m    |
| ALTEZZA CRITICA:          | <input type="text" value="0.10"/>            | m    |
| PENDENZA CRITICA:         | <input type="text" value="0.005066"/>        | m/m  |
| AREA BAGNATA:             | <input type="text" value="0.03"/>            | mq   |
| CONTORNO BAGNATO:         | <input type="text" value="0.51"/>            | m    |
| RAGGIO IDRAULICO:         | <input type="text" value="0.062"/>           | m    |
| LARGHEZZA IN SUPERFICIE:  | <input type="text" value="0.30"/>            | m    |
| NUMERO DI FROUDE:         | <input type="text" value="0.99"/>            |      |
| TIPO ALVEO:               | <input type="text" value="debole pendenza"/> |      |

Risulta **h<sub>is</sub> = 0,11 m**, dunque la soglia sfiorante viene definita ad un'altezza dal fondo

$$c = 0,11 \text{ m}$$

Nelle condizioni di massima portata, invece l'altezza della corrente raggiunge la quota h<sub>v</sub>, che utilizzando il medesimo procedimento di calcolo (con input la portata massima da scolmare alla linea pioggia pari a 2Q<sub>is</sub> = 63,66 l/s) assume il seguente valore:

## RISULTATI

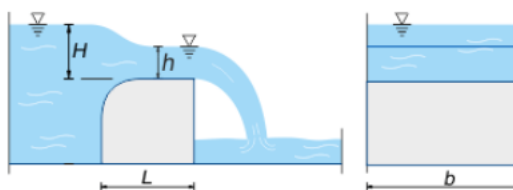
|                           |                                       |      |
|---------------------------|---------------------------------------|------|
| ALTEZZA DI MOTO UNIFORME: | <input type="text" value="0.18"/>     | m    |
| PENDENZA:                 | <input type="text" value="0.005000"/> | m/m  |
| PORTATA:                  | <input type="text" value="0.06"/>     | mc/s |
| VELOCITA':                | <input type="text" value="1.20"/>     | m/s  |
| ALTEZZA CINETICA:         | <input type="text" value="0.07"/>     | m    |
| ENERGIA SPECIFICA:        | <input type="text" value="0.25"/>     | m    |
| ALTEZZA CRITICA:          | <input type="text" value="0.17"/>     | m    |
| PENDENZA CRITICA:         | <input type="text" value="0.005729"/> | m/m  |
| AREA BAGNATA:             | <input type="text" value="0.05"/>     | mq   |
| CONTORNO BAGNATO:         | <input type="text" value="0.65"/>     | m    |
| RAGGIO IDRAULICO:         | <input type="text" value="0.081"/>    | m    |
| LARGHEZZA IN SUPERFICIE:  | <input type="text" value="0.30"/>     | m    |
| NUMERO DI FROUDE:         | <input type="text" value="0.92"/>     |      |

Risulta  $h_v = 0,18$  m, con una differenza di quota dal fluido indisturbato a monte dello sfioro pari a 7 cm.

La lunghezza dello stramazzo sfiorante, come dal report di calcolo di seguito riportato, si assume pari a 1,00 m

### Calcolo di una Bocca a stramazzo a parete grossa

$$Q = 0,385 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^{3/2}} = 1,705 \cdot b \cdot H^{3/2}$$



$Q$    $m^3/s$

$b$

$H$   m

$Q = [m^3/s]$ : portata del getto

$b = [m]$ : larghezza della soglia

$L = [m]$ : lunghezza della soglia

$H = [m]$ : altezza del fluido indisturbato a monte della soglia (carico)

$h = 2 \cdot H/3$  [m]: altezza della vena fluida sopra la soglia

Il calcolo è stato eseguito assumendo un comportamento a soglia larga, a vantaggio di sicurezza.

In conclusione, assumendo un coefficiente di sicurezza si 1,5 rispetto alla larghezza della soglia sfiorante, andrà realizzata nel canale in cls la seguente luce di sfioro:

**Lunghezza della soglia sfiorante: 1,50 m - Altezza soglia sfiorante: 0,11 cm**

**Tipologia:** sfioro laterale con paratoia aggiuntiva posta nel canale principale a monte della vasca di equalizzazione.

**Tipologia del canale di derivazione all'impianto di depurazione:** canale in cls armato a sezione rettangolare, larghezza 30 cm con **soglia sfiorante alta 11 cm** per una **lunghezza del tratto di stramazzo 1,50 m**.

**Pendenza del canale di adduzione all'impianto di depurazione:** 0,50 %

**Regolazione della paratoia sul canale di derivazione all'impianto:** posta nel canale in cls rettangolare a quota tale da lasciare un'altezza libera per il passaggio del fluido pari a 18 cm (posta a valle della soglia sfiorante ed a monte del pozzetto ripartitore della vasca di equalizzazione ed omogeneizzazione).

Il bordo d'attacco della soglia sfiorante andrà arrotondato, così da limitare le dissipazioni di energia dovute a turbolenze in ingresso.

In conclusione, tale configurazione impiantistica determinerà l'attivazione della linea pioggia solo nel caso in cui i picchi di portata per eventi meteo siano tali da determinare portate superiori a 2,5Q<sub>mn</sub>, garantendo comunque i trattamenti preliminari (grigliatura, dissabbiatura-disoleatura) e la disinfezione finale prima dello scarico fino a portate di 5 volte superiori a quella media nera.

## 2.9 LINEA FANGHI

In generale, alla linea fanghi vengono convogliati i fanghi della sedimentazione primaria e secondaria, ove i citati comparti siano presenti.

Nel caso del presente progetto, date le modeste dimensioni impiantistiche e la tecnologia MBR impiegata, è stata prevista una fase di accumulo ed equalizzazione in testa alla fase biologica, mentre a valle di essa non è stata prevista una sedimentazione secondaria poiché questa viene sostituita dalla filtrazione a membrane nel comparto appositamente a ciò dedicato.

Di conseguenza, alla linea fango giungerà il fango prodotto durante il processo di depurazione a membrana estratto dal comparto filtrante. Grazie alle età del fango elevate ed alle basse concentrazioni di carico organico dovute alle elevate concentrazioni di biomassa attiva che si instaurano nella fase biologica, così come dimensionata, il fango può ritenersi abbastanza stabilizzato e può essere inviato allo smaltimento senza essere sottoposto ad ulteriori trattamenti di stabilizzazione biologica, quali la digestione aerobica o anaerobica (quest'ultima da escludersi per il presente impianto, date la ridotta taglia e le complicazioni che deriverebbero dalla gestione dei biogas generati).

La linea fanghi in progetto prevede, quindi, una prima fase di ispessimento ed una seconda fase di disidratazione meccanica mediante centrifuga. Il liquido surnatante separato sarà ricircolato in testa impianto e recapitato nel pozzetto ripartitore a monte della vasca di denitrificazione.

Generalmente, alla linea fanghi arrivano fanghi i quali presentano una elevata umidità, pari al 96-99%. Questa umidità deve essere rimossa dal fango per consentire il suo smaltimento finale riducendo al massimo la concentrazione di inquinanti ed i costi.

Per poter dimensionare i trattamenti da realizzare è necessario valutare i valori della *Portata massica di secco*  $\dot{q}_s$ , della *Portata massica di fango*  $\dot{Q}_s$  e della *Portata volumetrica di fango*  $Q_s$ .

Il fango per essere smaltito deve essere “**stabile**” e “**palabile**”: un fango stabile è povero di sostanza organica e quindi non ha più fenomeni di degradazione che causano cattivi odori; per renderlo palabile è necessario ridurre il suo contenuto di umidità.

L'acqua presente nel fango è di tre tipi: interparticellare, particellare e legata.

L'acqua interparticellare è soggetta alla gravità ed è eliminabile con l'ispessimento; l'aliquota di acqua legata è adesa al solido tramite forze di Van der Waals ed è eliminabile con la disidratazione; per l'eliminazione dell'acqua particellare, ovvero quella presente all'interno dei microrganismi, sono necessari trattamenti termici.

Nel caso in esame si è progettata una linea fanghi composta dai seguenti trattamenti:

- **ispessimento;**
- **disidratazione per centrifugazione.**

La portata massica di fango secco è stata calcolata con la seguente relazione, ampiamente usata in letteratura:

$$\dot{q}_s = Y_H Q(S_0 - S_e) + Y_{AUT} Q(NH_{4,0} - NH_{4,e}) - \varepsilon(S_0 - S_e) - K_d V_N X_H - K_{dN} V_N X_{AUT} + Q_S^I$$

dove

$Y_H$  = rendimento di crescita microbica della biomassa eterotrofa;

$Y_{AUT}$  = rendimento di crescita microbica della biomassa autotrofa;

$\varepsilon = 0.05$ ;

$K_d$  = indice di mortalità dei microrganismi eterotrofi;

$K_{dN}$  = indice di mortalità dei microrganismi autotrofi;

$Q_S^I = n_{abitanti} \cdot \frac{2}{3} \cdot SST \cdot \alpha$  fango secco derivante dalla sedimentazione primaria (ove esistente)

con  $\alpha = 0,95$  efficienza .

Sostituendo i parametri desumibili dai dati di progetto e di calcolo sviluppati nei precedenti paragrafi si ottiene:

$$\dot{q}_s = Y_H Q(S_0 - S_e) + Y_{AUT} Q(NH_{4,0} - NH_{4,e}) - \varepsilon(S_0 - S_e) - K_d V_N X_H - K_{dN} V_N X_{AUT} + Q_S^I = 483,73 \text{ kg/giorno, che equivalgono a } 26 \text{ mc/giorno}$$

Il fango verrà movimentato verso la centrifuga meccanica mediante un'apposita pompa monovite in grado di sollevare le portate indicate. Data l'esiguità delle portate, la pompa monovite, la quale sarà capace di elaborare portate maggiori, sarà gestita con un funzionamento intermittente.

Andranno installate n. 2 pompe per l'estrazione dei fanghi, di cui una di riserva.

**La portata della pompa monovite viene fissata in 5-25 mc/h.**

### 2.9.1 Ispessimento

L'ispessimento è una fase grazie alla quale si riduce l'umidità di uno o due punti percentuali, ciò si traduce in una riduzione della portata da trattare nelle fasi successive con conseguente riduzione dei volumi. Per tale motivazione viene effettuato come primo trattamento della linea fanghi. Non si ha trasformazione del fango, solo una riduzione di portata volumetrica.

Con l'ispessimento si ha una riduzione dell'umidità modesta, infatti dopo il trattamento il fango possiede ancora un contenuto di acqua di circa il 95%. In tali condizioni il fango si comporta come un liquido ed è ancora pompabile con apparecchiature convenzionali.

La riduzione di umidità, anche se piccola, comporta una sensibile riduzione del volume di materiale da trattare e pertanto un consistente risparmio nel dimensionamento nelle fasi successive. Questo trattamento sfrutta le differenze di peso specifico dei materiali costituenti i fanghi.

La differenza di peso specifico può essere naturale o indotta, nel primo caso si parla di ispessimento per gravità, mentre nel secondo caso si parla di ispessimento per flottazione.

Si tratta, dunque, della prima fase del trattamento dei fanghi della depurazione e consiste in un processo di tipo fisico che mira ad ottenere un "fango ispessito" o "addensato", ovvero un fango il cui tenore di umidità sia più basso rispetto allo stadio di produzione.

In questa prima fase non si ha variazione di portata massica di secco in quanto è rimossa solo acqua.

**L'acqua rimossa, viene ricondotta in testa all'impianto, mediante il circuito surnatante, per essere trattata nuovamente.**

Riguardo al carico superficiale, impiegato per il calcolo dell'area della superficie liquida, esso va fissato in relazione alla provenienza del fango. Generalmente per fanghi provenienti dai trattamenti primari si assume un valore massimo di 150 kg SS/mq, per i secondari 40 kgSS/mq, per i misti 80-90 kgSS/mq. Nel caso in oggetto, data la tipologia di ciclo depurativo adottato, i fanghi sono solo quelli freschi di provenienza secondaria, per cui si assume un valore di carico superficiale pari a 40kgSS/mq

E' stato adottato come parametro di progetto il carico solidi sospesi  $C_{ss}$  :

$$C_{ss} = 40 \frac{kg_{ss}}{m^2 \cdot d}$$

La portata in ingresso all'ispessitore rispetto alla quale avviene il dimensionamento è la portata massica secca estiva (massima), ovvero:

$$Q_{secco} = 483,73 \frac{kg_{ss}}{d}$$



Rispetto all'apporto giornaliero di BOD, pari a 330 kg/g, il rapporto tra portata massica di fango e BOD giornaliero risulta pari a 1,4, superiore al minimo valore di circa 1,10 KgSST/KgBOD5 indicato in letteratura.

La superficie totale minima richiesta per l'esercizio di tale fase risulta pertanto:

$$A = Q_{secco}/C_{SS} = 12 \text{ m}^2$$

Si ipotizza la realizzazione di n. 1 ispessitore a pianta circolare di diametro  $D = 4,50 \text{ m}$  e altezza  $H = 3,00 \text{ m}$ , per cui risulta che la superficie è pari a  $A_u = 15,90 \text{ m}^2$  superiore alla minima richiesta.

Il dimensionamento dell'ispessitore avviene scegliendo un tempo di residenza idraulico del fango normalmente compreso fra 1,5 e 2 giorni [Masotti] e calcolando conseguentemente il volume dell'unità.

Occorre verificare che, per il volume di dimensionato, sia rispettato il tempo di detenzione inferiore ai due giorni. Tempi di permanenza compresi fra 1 ed 1,5 giorni sono comunque accettabili.

Essendo il volume  $V = A_u \cdot h = 47,70 \text{ m}^3$  e la portata volumetrica di fango in ingresso  $Q_f = 26,25/24 = 1,09 \text{ mc/h}$

$$t_d = \frac{V}{Q_f} = 43,7h \approx 1,8 \text{ giorni}$$

La verifica può ritenersi dunque soddisfatta.

Volumi maggiori sono sconsigliati poiché il tempo di permanenza del fango in vasca sarebbe eccessivo e potrebbero di conseguenza instaurarsi processi anaerobici.

Nella definizione dell'altezza, si aggiunge un franco di 0,50 m rispetto all'altezza liquida.

Nella fase di ispessimento si rimuove circa il 50% dell'acqua presente nel fango, da destinare al ricircolo in testa alla fase biologica, mentre la portata secca resta inalterata. Quindi, in uscita da tale fase si determina le seguenti portate della frazione liquida e solida:

$$Q_{\text{acqua da ricircolare a monte della fase biologica}} [m^3/h] = 0,548 \text{ m}^3/h \quad (= 13,15 \text{ m}^3/d)$$

$$Q_s [Kg/h] = 20,15 \text{ Kg/h}$$

#### **DIMENSIONI VASCA DI ISPESSIMENTO FANGHI**

**n.1 vasca a sezione circolare in cls armato – diametro interno 4,50 m – altezza netta 3,50 m**

Volume utile liquido  $V = 47,70 \text{ mc}$  - Volume totale  $V_t = 55,6 \text{ mc}$

**Al fango andrà garantita aria per mantenere la quantità di ossigeno disciolto a valori sufficientemente alti da evitare che si possano instaurare reazioni di tipo anaerobico.**

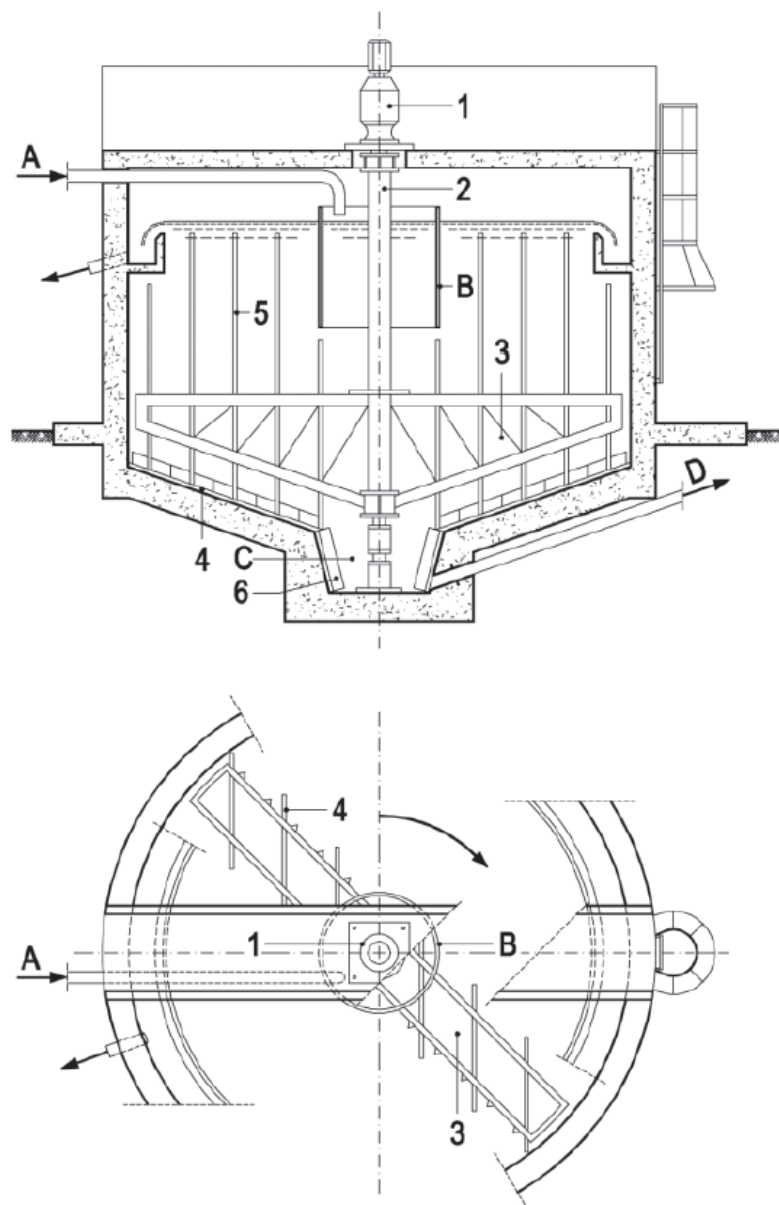
L'ispessitore andrà dotato di carrello girevole per la miscelazione lenta dei fanghi e profilo Thomson di stramazzo periferico delle acque surnatanti, da inviare in testa alla fase biologica.

L'estrazione del fango ispessito, da inviare alla successiva fase, sarà effettuata tramite n. 1 pompa (+1 di riserva).

La produzione di secco in uscita dall'ispessitore risulterà immutata rispetto alla quantità in ingresso. Per l'apporto del fango all'ispessitore andrà installata una pompa sulla tubazione di alimentazione che giungerà al centro della vasca.

L'ispessitore da installare dovrà essere del tipo meccanizzato. Il fondo della vasca dovrà avere una pendenza minima del 30 % (angolo maggiore di  $17^\circ$ ).

Di seguito viene riportato uno schema grafico dell'ispessitore e dell'equipaggiamento di cui dovrà essere dotato.



L'ispessitore, del tipo a gravità meccanizzato, avrà forma in pianta circolare, con diametro ed altezze come sopra indicate.

L'alimentazione e lo scarico del fango avvengono generalmente in continuo, essendo l'ispessitore inserito a monte dell'intero ciclo del fango. L'alimentazione avviene al centro mediante la tubazione "A" e l'immissione è protetta dal cilindro deflettore "B".

L'equipaggio raschiatore è a motorizzazione centrale perché il momento della coppia necessaria dell'ispessitore è sempre notevole, essendo notevole la densità del fango che l'equipaggio deve agitare e convogliare nel pozzetto di accumulo "C", da cui poi verrà prelevato ed estratto al punto D fuori terra.

Le parti costituenti l'equipaggio raschiatore sono: un gruppo motoriduttore (1), preferibilmente di tipo epicicloidale, che imprime all'equipaggio una velocità di rotazione modesta dato che la velocità periferica è bene non superi i  $0,6 \div 0,7$  m/min, un albero centrale (2) che trasmette la coppia impressa dal motoriduttore all'equipaggio raschiatore (il collegamento fra motoriduttore e albero conviene sia controllato da un limitatore di coppia perché, nell'eventualità di un possibile sovraccarico, è opportuno che il collegamento col motoriduttore venga immediatamente sciolto); l'armamento a doppio braccio (3) che funge da supporto delle lame raschianti (4) e dei picchetti (5) (le lame raschianti sono del tipo discontinuo, come appare dalla figura in pianta, mentre i picchetti sono costituiti da barre verticali a sezione triangolare: a essi spetta il compito di creare le canalizzazioni che facilitano la risalita in superficie sia dell'acqua che si è liberata per compressione dai fiocchi di fango sia dei gas prodotti da eventuali processi fermentativi); una serie di pale mescolatrici (6) che rimescolano il fango all'interno del pozzetto di raccolta per evitare che si creino dei tappi all'imbocco della tubazione di scarico (1).

La struttura delle vasche sarà in calcestruzzo armato con pareti di spessore 30 cm e base fondale di 40 cm. Il calcestruzzo dovrà essere della classe C32/40 (Rck 400 Kgpeso/cm<sup>2</sup>). Il copriferro viene fissato ad uno spessore di 4 cm, classe di esposizione XA2 (Rapporto max acqua/cemento 0,55 - UNI 11104; Dosaggio minimo cemento [kg/m<sup>3</sup>] 340 - UNI 11104)

Il cemento andrà additivato in modo da renderlo impermeabile. In superficie andranno eseguiti trattamenti impermeabilizzanti protettivi nei riguardi degli attacchi acidi. Gli stessi tipi di trattamenti andranno eseguiti per tutte le opere in calcestruzzo costituenti l'intero impianto di depurazione destinate a contenere i reflui.

### 2.9.1.1 Sollevamento e ricircolo fango

Per il sollevamento dei fanghi verso l'ispessitore andrà installata una pompa temporizzata che alimenterà anche la linea di ricircolo dei fanghi.

In generale, nei processi biologici a fanghi attivi con sezione di pre-denitrificazione è da prevedere il ricircolo di una elevata portata di miscela aerata dall'ossidazione in pre-denitrificazione, con lo scopo di ridurre fino alle concentrazioni necessarie l'ammontare di nitrati e nitriti che sfuggono nell'effluente. Inoltre, affinché i processi biologici possano avvenire, è necessario garantire anche una determinata massa di sostanza organica, generalmente contenuta nei fanghi.

Dai calcoli eseguiti, i cui risultati sono riportati nella tabella di cui ai precedenti paragrafi, il rapporto di ricircolo dei fanghi necessari, rispetto alla portata media nera di progetto, è risultato essere pari a 0,62.

In caso di pioggia, diminuendo la concentrazione di azoto ammoniacale, nonché di nitriti e nitrati, il rapporto di ricircolo della miscela aerata può essere ridotto, fino anche ad annullarlo per elevate diluizioni, essendo già sufficienti il ricircolo dei solo fanghi.

In generale, per dimensionare l'impianto di ricircolo del fango, a vantaggio di sicurezza del processo, si pone  $R_f = 1$  e quindi  $Q_r = Q_{n,m}$ , così che al gruppo di pompaggio a servizio della linea di ricircolo del fango sia assegnata una potenza in grado di garantire il sollevamento di una portata pari alla portata media nera ( $Q_{mn} = 45,83 \text{ mc/h} = 12,73 \text{ l/s}$ ). Andrà quindi installata n. 1 pompa (+n.1 riserva) di ricircolo fanghi in uscita dalla sedimentazione secondaria delle seguenti caratteristiche:

**$Q = 50 \text{ mc/h}$  - prevalenza manometrica 10 m.**

### 2.9.2 Disidratazione

La disidratazione è necessaria per ridurre ulteriormente i volumi da inviare allo smaltimento. Si prevede una fase di disidratazione meccanica **realizzata con una centrifuga**.

Andrà installata una pompa monovite + 1 di riserva ( $Q = 5-25 \text{ m}^3/\text{h} - 1 \text{ bar}$ ), di alimentazione della centrifuga per la disidratazione dei fanghi.

Il peso di sostanza secca inviata all'impianto di disidratazione è di circa 302 kg/d.

Il comparto di disidratazione viene dunque dimensionato per un volume di fango di 350 kgSS/giorno.

Considerano un giorno di lavoro settimanali per  $6 \div 7$  ore al giorno ( $u = 96,5\%$ ), si ha:

$$\text{Carico orario di sostanza secca: } C_{ss} = \frac{350 \cdot 7}{1 \cdot 6,5} = 377 \text{ kg}_{\text{SS}}/\text{h}$$

$$\text{Portata oraria fango: } Q_{\text{fango}} = \frac{C_{ss}}{\gamma_f \cdot (1-u)} = 11 \text{ m}^3/\text{h}$$

Il processo consiste nel far separare l'acqua dal fango mediante l'applicazione di una forza centrifuga.

Nello schema di centrifugazione il fango viene immesso nella centrifuga attraverso un tubo fisso che corre al centro di un tamburo cilindrico in rotazione a un elevato numero di giri (ad una velocità di circa 5.000 giri/min si ottiene una forza centrifuga pari 3.500 volte quella di gravità).

In brevissimo tempo, per effetto della forza centrifuga, i solidi si addensano contro la parete interna del tamburo. All'interno del cilindro c'è una coclea, che ruota nello stesso senso del tamburo ma a una velocità inferiore. Questa trascina continuamente i solidi verso l'estremità del tamburo stesso dove è situato lo scarico. Lungo questo percorso, il fango perde parte della sua acqua che viene scaricata all'esterno attraverso un disco sfioratore.

Particolarmente importante nella centrifugazione risulta il condizionamento dei fanghi. Bastano piccole quantità di un idoneo polielettrolita organico per far aumentare notevolmente il recupero di solidi.

Il fango in uscita dalla disidratazione meccanica può essere portato ad un tenore di umidità di circa il 30% per cui è possibile stimare la portata volumetrica in uscita attraverso la seguente relazione:

$$Q_{f \text{ out}} = \frac{Q_{s \text{ in}}}{(1-u_{\text{out}})} = 1,01 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Ricordando che  $Q_{s,\text{in}}=Q_{s,\text{out}}$  (la portata di secco non varia durante la disidratazione).

I valori dei parametri in uscita sono riassunti nella tabella seguente:

| <b>Parametri in uscita</b>                                     |       |
|--|-------|
| $U_{in} \%$  | 96,00 |
| $U_{out}\%$  | 70,00 |
| $Q$ surnante (ricircolare in testa alla fase biologica) [m3/d] | 6,55  |
| $Q_{fout}$ [m3/d]  | 1,01  |

|   |             |   |
|---|-------------|---|
| <b><math>Q_{fin}</math></b>               | <b>7.56</b> | <b>m3/d</b>   |
| <b><math>U_{in}</math></b>                | <b>0.96</b> |   |
| <b><math>U_{out} (70\%)- 30 \%</math></b> | <b>0.70</b> |   |
| <b><math>Q_{f secco out}</math></b>       | <b>0.30</b> | <b>m3/d</b>   |
| <b><math>Q_{f umido out}</math></b>       | <b>1.01</b> | <b>m3/d</b>   |
| <b><math>Q_{surnatante}</math></b>        | <b>6.55</b> | <b>m3/d da ricircolare in testa alla fase biologica</b> |

***Tabella riassuntiva parametri fase di Disidratazione***

Tenendo conto di un accumulo settimanale del fango da smaltire, bisogna assegnare alla fase di stoccaggio un volume di stoccaggio settimanale:

$$V = Q_{F_{out}} \cdot 7 = 1,01 \times 7,0 = 7 m^3.$$

Ipotizzando una permanenza massima dei fanghi di 10 settimane, si calcola il volume della vasca fanghi come segue:

$$V_{vasca} = 10 \cdot 7 = 70 \text{ mc}$$

#### **VASCA FANGHI**

**Fissando un'altezza  $H=1,50$**

**si ipotizzano n. 2 vasche a sezione rettangolare di lati 3,00 m x 8,00 m.**

Il lavaggio dell'impianto di disidratazione dovrà avvenire tramite l'acqua depurata in uscita dalle vasche MBR prelevata dal serbatoio da installare; andrà installata un'autoclave per il pompaggio dell'acqua di lavaggio del tipo multistadio.

L'acqua scaricata dall'impianto di disidratazione verrà poi inviata in testa all'impianto per essere depurata.

### 2.9.3 Circuito surnatante

Il circuito surnatante condurrà in testa alla fase biologica l'acqua estratta dai fanghi.

Di seguito si riportano le risultanze dei calcoli delle portate sui vari rami al fine di operare la scelta delle pompe che dovranno essere installate.

#### ISPESSIMENTO

|                                       |       |   |
|---------------------------------------|-------|---|
| $Q_{sur} = Q_{f\ umido} - Q_{f\ out}$ | 13.15 | m <sup>3</sup> /d da ricircolare in testa alla fase biologica |
|---------------------------------------|-------|---|

Si fissa una portata di progetto di 1 mc/h – prevalenza 7m

#### DISIDRATAZIONE

|              |      |   |
|--------------|------|---|
| Q surnatante | 6.55 | m <sup>3</sup> /d da ricircolare in testa alla fase biologica |
|--------------|------|---|

Si fissa una portata di progetto di 1 mc/h – prevalenza 7m

Tutte le pompe andranno munite della relativa riserva.

## **2.10 Locali tecnologici**

All'interno del sito d'impianto è prevista la costruzione di un locale tecnico ospitante gli impianti tecnologici, quali quadri elettrici, telecontrollo, compressori soffianti.

Il locale sarà diviso in due vani: uno ospitante i quadri elettrici ed uno le apparecchiature elettromeccaniche. I locali andranno intonacati e tinteggiati sia all'interno che all'esterno.

Nel vano apparecchiature elettromeccaniche, dotato di adeguata aerazione mediante griglie a maglia metallica su tutte le pareti, troveranno collocazione n.3 soffianti per la fase biologica (2 ordinarie + 1 di riserva), n. 3 soffianti per le vasche MBR (2 ordinarie +1 di riserva), per un totale di n. 6 soffianti.

All'interno del vano quadri elettrici troveranno collocazione le apparecchiature elettriche per il cui dettaglio si rimanda allo specifico elaborato di progetto. Nel sottopavimento andranno realizzati appositi cunicoli per la posa dei cavi e delle tubazioni. Inoltre, in corrispondenza dei punti d'installazione delle soffianti, perimetralmente ad esse, andranno realizzati dei cordoletti a costituire una bacinella di raccolta per eventuali sversamenti di olio, in cui andrà innestata e sigillata una tubazione PEAD di raccolta e convogliamento in un pozzetto a tenuta esterna di dimensioni (1,00 x 1,00 x 1,00 m). L'aerazione del locale soffianti sarà garantita tramite la realizzazione di aperture di ventilazione e tramite l'installazione di un ventilatore elettrico.

In aggiunta è stato previsto un secondo locale tecnico, di dimensioni identiche al primo, in cui sono stati ricavati locali destinati ad archivio/ufficio, servizi igienici, spogliatoio e deposito.

In caso di necessità, all'interno di tale manufatto potrà essere allestito anche un laboratorio interno d'analisi delle acque. Gli edifici saranno realizzati con struttura in cemento armato e tamponature in blocchi di laterizio. I locali tecnici saranno pavimentati con pavimento industriale in calcestruzzo armato con rete metallica (la quale andrà connessa alla rete di terra). I locali destinati a servizi igienici, spogliatoio ed archivio/ufficio, saranno pavimentati con piastrelle in monocottura ad alta resistenza e dotati di serramenti in alluminio e finestre con doppio vetro camera. Il tetto dei manufatti è del tipo piano ed andrà adeguatamente impermeabilizzato con apposita guaina trattata superficialmente per applicazioni esterne. Andranno installate scossaline e pluviali per il convogliamento in fogna delle acque meteoriche. I servizi igienici saranno allacciati all'acquedotto pubblico, mentre gli scarichi dei reflui saranno collegati alla rete fognaria interna che li recapiterà in testa impianto. Per raggiungere la quota di immissione a monte della grigliatura, andrà realizzato un pozzetto di sollevamento in calcestruzzo ed installata una pompa di sollevamento di prevalenza non inferiore a 10 m.



Al fine di ridurre l'impatto acustico, andranno installate cabine di insonorizzazione delle apparecchiature di produzione aria a servizio dell'impianto.

Per l'energizzazione dell'intero impianto di depurazione andrà realizzato l'allaccio alla vicina rete elettrica Enel e realizzato un apposito box per l'alloggio del contatore e degli interruttori di protezione.

Le parti metalliche dei manufatti, compresi i serramenti esterni, andranno collegati alla rete di terra che sarà realizzata tramite corda rame nuda ( $S=35\text{mm}^2$ ) interrata e picchetti dispersori ( $L=1,5\text{ m}$ ) a tutti i vertici dei due fabbricati. Alla rete di terra andranno connesse anche le armature della fondazione e dello spiccato dei pilastri. Le reti di terra perimetrali ad i due manufatti ed interrate entro lo scavo di fondazione, andranno reciprocamente collegate mediante un conduttore in corda di rame nudo ( $S=35\text{mm}^2$ ) entro apposito scavo in trincea ( $h=1,00$ ) e connesse entro appositi pozzetti d'ispezione all'interno dei quali saranno posti i rispettivi picchetti di terra ( $L=1,5\text{m}$ ).

## **2.11 Telecontrollo e monitoraggio**

L'impianto sarà dotato di un sistema di supervisione da remoto delle macchine operatrici, dispositivi attuatori e misuratori di parametri chimici e fisici caratteristici dell'impianto, in modo da ottenere il completo controllo del processo depurativo, con facoltà di programmare ed attuare le necessarie regolazioni in modo da garantire l'efficienza dell'intero processo.

Sulla condotta in ingresso verrà installato un misuratore di portata elettromagnetico (in serie alla tubazione  $\Phi 315$  prevista), per determinare l'entità degli afflussi in ingresso all'impianto.

Un misuratore di ossigeno disciolto sarà collocato nella vasca di nitrificazione combinata.

Nella fase biologica, l'ossigeno necessario alla biomassa sarà trasferito per mezzo di diffusori a bolle fini posti sul fondo della vasca, mentre la produzione di aria, garantita da appositi soffianti, sarà comandata in automatico da un misuratore di ossigeno disciolto collocato nella vasca stessa.

Misuratori di portata saranno installati anche in uscita dall'impianto.

Sensori di temperatura saranno installati nelle vasche di processo, al fine di monitorare e controllare il sistema. Tutte le apparecchiature elettromeccaniche andranno dotate di relè per l'accensione e spegnimento tele-gestito.

L'impianto andrà dotato di un controllore a logica programmabile (PLC) per la gestione automatica del sistema, completo delle necessarie schede di ingresso, output analogici e digitali e collegamento ai dispositivi di programmazione, compresi software di gestione impianto, anche da remoto.

Il sistema di tele-gestione e telecontrollo dovrà consentire la segnalazione di allarmi per malfunzionamenti ed invio di alert. Il sistema di remotizzazione dei principali allarmi, dei trend e del monitoraggio dell'impianto dovrà comprendere le licenze software necessarie.

## **2.12 Sistemazione dell'area esterna**

La pavimentazione dell'area esterna di pertinenza dell'impianto sarà realizzata mediante uno strato di sottofondo in misto riciclato e strato in misto stabilizzato naturale. La recinzione in gran parte presente andrà ripristinata nei tratti ammalorati e/o dove risulta divelta, mediante paletti in acciaio e rete metallica romboidale con altezza pari a 2,00 m, completa di fili tenditori.

Le aree esterne saranno dotate di impianto di illuminazione con sostegni dell'altezza di 8 m (7,20 m fuori terra) e corpo illuminante cut-off a led.

Andrà realizzata una quinta arborea lungo il perimetro dell'impianto mediante la messa a dimora di alberature e cespugli di medio fusto con funzioni di schermatura.

Le aree scoperte entro il perimetro del lotto, al netto della pista carrabile prevista, previa stesa di uno strato di misto stabilizzato, saranno sistemate a verde, così da ottenere una migliore integrazione dell'opera nel contesto rurale circostante.

Al fine di mitigare l'impatto visivo, le vasche saranno realizzate interrato. La parte fuori terra sarà solo quella necessaria a costituire un parapetto di sicurezza.

Perimetralmente al lotto, lungo la pista carrabile, è prevista una rete idrica interna per il lavaggio dei vari comparti impiantistici ed alimentata dal serbatoio di accumulo del permeato. In uscita dal locale ospitante i servizi è prevista una rete per la raccolta dei reflui provenienti dai wc con recapito in testa impianto.

E' prevista la realizzazione di una rete idrica potabile allacciata all'acquedotto pubblico per l'alimentazione del locale servizi.

La pista carrabile interna sarà delimitata dalla restante parte di superficie mediante un cordolo in c.a.

L'ingresso all'impianto avverrà tramite cancello scorrevole con chiusura a lucchetto.

### **2.13 Trattamenti impermeabilizzanti e protettivi delle vasche**

Al fine di garantire efficacia e durabilità alle vasche in calcestruzzo di contenimento dei liquidi nell'ambito dell'impianto di depurazione, è necessario conferire tenuta idraulica e protezione superficiale da sostanze più o meno aggressive che possono essere contenute nei reflui.

Le opere dovranno essere realizzate in modo da conferire ai manufatti dell'impianto di depurazione sia la tenuta idraulica alla struttura che la protezione superficiale.

Tradizionalmente, i trattamenti anticorrosivi per la protezione dei manufatti sono di tipo polimerico e realizzano pellicole protettive continue in adesione diretta.

La funzione dei rivestimenti resinosi, tuttavia, è esclusivamente di isolare la struttura in calcestruzzo dal contatto con le sostanze aggressive e non possono prescindere dalla perfetta adesione e continuità superficiale, che è subordinata alla presenza o meno di retrospinta capillare di umidità e alla regolarità del supporto. In condizione di spinta negativa, come quelle che si possono instaurare nel caso delle vasche interrato (come quelle di cui al presente progetto), possono essere necessarie barriere al vapore sul supporto sottostante ed applicazione di rasanti e primer capaci di aderire, indurire su superfici umide e resistere alle contropressioni capillari. Tali complicazioni realizzative potrebbero condurre nel tempo alla perdita di efficacia dei trattamenti superficiali.

Al fine di ottenere una maggiore garanzia di efficacia e di durabilità nel tempo delle opere, nel presente progetto si è optato per una impermeabilizzazione massiva del calcestruzzo e trattamento superficiale protettivo aggiuntivo.

Mentre per interventi su vasche di depurazioni esistenti non è possibile ricorrere ad impermeabilizzazioni massive, nel caso di nuove realizzazioni, invece, si ritiene opportuno prevederle. La tecnica dell'impermeabilizzazione massiva consente di confezionare calcestruzzi già impermeabili e reattivi, grazie all'utilizzo di speciali additivi che permettono di sigillare tutti i giunti e gli elementi passanti. Tali sistemi, grazie a componenti reattivi additivati in sede d'impasto della malta cementizia, utilizzando l'acqua presente nell'impasto, danno vita ad una rete di cristalli insolubili che riempiono progressivamente le porosità residue del calcestruzzo, preservando efficacemente anche i ferri d'armatura dalla corrosione.

Andrà, dunque, realizzata un'impermeabilizzazione massiva di tutte le vasche mediante l'impiego di composti cristallizzanti a base cementizia da aggiungere alla miscela al momento della sua preparazione, capaci di reagire con l'umidità e i sottoprodotti di idratazione del cemento formando, all'interno di pori e capillari, un complesso cristallino insolubile. Questo diviene parte integrante della massa cementizia e agisce come barriera impermeabile contro la penetrazione di acqua e agenti chimici da qualsiasi direzione.

### 3 IMPIANTO DI DEPURAZIONE MONOBLOCCO INTERRATO LOC. FILETTE

L'impianto di depurazione previsto alla loc. Filette sarà del tipo a monoblocco completamente interrato, con recapito dello scarico nel vallone Taverna, affluente del vallone Ceraso. Il monoblocco verrà interrato su un vecchio tratto stradale comunale cieco attualmente in disuso, ma catastalmente definito (foglio catastale n.20). A monte dell'impianto di depurazione, in loc. Taverna, al fine della salvaguardia dello stesso da eventuali eccessi di portata, è stato previsto un pozzetto scaricatore di piena con emissario recapitante nel vallone Taverna. L'impianto di depurazione sarà a servizio dell'area PIP (Piano Insediamenti Produttivi) della loc. Forluso, riguardo alle sole acque assimilabili alle urbane, e delle frazioni rurali di Filette, Forluso, Taverna, Lavanghe e Stritto. Nell'area PIP sono insediare prevalentemente attività artigianali.

L'impianto previsto è di tipo **biologico a fanghi attivi**.

**Parametri di dimensionamento:** abitanti equivalenti stimati: **500**

Data l'esiguità del carico stimato, è stato previsto un impianto completamente interrato. Il tratto stradale comunale cieco in disuso sarà sistemato adeguatamente in modo da consentire il transito di autocarri fino all'impianto per la manutenzione dello stesso e, nel contempo, garantire lo scolo delle acque meteoriche proveniente dalle strade e terreni a monte. A tal fine sarà realizzato un canale di scolo a pelo libero per le acque piovane a margine della sede viaria di accesso al monoblocco e proseguente fino all'intersezione di questa col vallone Taverna poco più a valle.

Urbanisticamente la macro-area d'insediamento del monoblocco è classificate agricola "E" dal vigente strumento urbanistico.

L'impianto, essendo del tipo monoblocco interrato su slargo stradale comunale cieco, non determina modifiche di destinazioni d'uso di aree agricole.

I reflui saranno convogliati all'impianto da un collettore fognario interrato su strada pubblica (Strada provinciale 268b), con origine alla loc. Taverna (ove attualmente scarica la rete fognaria proveniente dalla loc. Forluso e dall'area PIP). Al collettore potranno essere connesse ramificazioni proveniente dalle aree e frazioni adiacenti, anche da realizzare con ampliamenti di rete futuri.

Di seguito, vengono indicate le tipologie e fasi di trattamento previste:

- Grigliatura meccanica dei liquami con filtrococlea compattatrice;
- Equalizzazione – Accumulo e sollevamento liquami
- Trattamento biologico di ossidazione;
- Ultrafiltrazione a membrane MBR e disinfezione
- Scarico del permeato

Il recapito dello scarico è previsto in corpo idrico superficiale nel vallone denominato “Taverna”, affluente del Vallone Ceraso.

Nel caso specifico di progetto, il corpo idrico ricettore è classificabile come “corpo idrico superficiale”. Trattasi, infatti, di un vallone in cui confluiscono i canali di scolo dei terreni agricoli e le acque di pioggia del bacino imbrifero sotteso. La caratteristica del corpo idrico ricettore di essere a carattere torrentizio e la sua conformazione, risulta compatibile con lo scarico del depuratore, a condizione che esso avvenga nel rispetto dei limiti tabellari previsti dal D.Lgs 152/06. Il processo depurativo è stato progettato con l’obiettivo di ottenere un effluente idoneo ad essere scaricato in un corso d’acqua superficiale, rispettando i limiti previsti dal D.Lgs. 152/2006 per tali recapiti. Nello specifico, il dimensionamento dell’impianto è stato eseguito con riferimento ai parametri limiti dello scarico in uscita come previsti dalla Tabella 1 - Allegato 5 - parte terza del D. lgs 152/2006.

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

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

*Tabella 1 - Allegato 5- parte III del D. lgs 152/2006*

La natura dei reflui degli scarichi provenienti dalle attività insediate nell’area PIP Forluso ammessi allo scarico in fogna sarà solo quello di natura biodegradabile, quindi compatibile col sistema depurativo ipotizzato.

Nello scavo che andrà eseguito per la posa delle vasche, perimetralmente, andrà posizionata una corda in rame nudo (S=35 mmq) collegata a picchetti dispersori (L=1,5m) posti ai vertici delle vasche. A Tale rete di terra andranno connesse tutte le parti metalliche delle apparecchiature elettromeccaniche e delle opere in carpenteria metallica, comprese le armature delle opere in c.a.

| DATI DI PROGETTO                                      |      |
|---|------|
| Numero di abitanti equivalenti, N                     | 500  |
| Dotazione idrica, d [m <sup>3</sup> /(ab*d)]          | 0.25 |
| Coefficiente di afflusso in fognatura, C <sub>a</sub> | 0.8  |
| Coefficiente di punta nera, C <sub>p</sub>            | 2.5  |
| Temperatura del liquame [°C]                          | 15   |
| pH del liquame  | 7.2  |
| Apporto di BOD <sub>5</sub> [g/(ab*d)]                | 60   |

|   |    |
|---|----|
| Apporto di SST [g/(ab*d)]               | 90 |
| Apporto di N-NH <sub>4</sub> [g/(ab*d)] | 15 |

|  |      |
|--|------|
|  |      |
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m<sup>3</sup>/d]</b>   | 100  |
| <b>Q<sub>m,n</sub> [m<sup>3</sup>/h]</b>   | 4,16 |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m<sup>3</sup>/d]</b>   | 300  |
| <b>Q<sub>p,n</sub> [m<sup>3</sup>/h]</b>   | 12,5 |
| <b>C<sub>BOD5</sub> [g/m<sup>3</sup>]</b>  | 300  |
| <b>C<sub>SST</sub> [g/m<sup>3</sup>]</b>   | 450  |
| <b>C<sub>N-NH4</sub> [g/m<sup>3</sup>]</b> | 75   |

In cui i valori rappresentano:

$$Q_{m,n} = d \cdot N \cdot C_a \quad \text{Portata media nera [m<sup>3</sup>/d],}$$

$$Q_{p,n} = C_p \cdot Q_{m,n} \quad \text{Portata nera di punta in tempo asciutto [m<sup>3</sup>/d],}$$

Le concentrazioni degli inquinanti in ingresso all'impianto è stata stimata sulla base del rapporto tra portata massica e portata media nera:

- $C_{BOD_5} = \frac{\text{Apporto} BOD_5 \cdot N}{Q_{m,n}}$  Concentrazione BOD<sub>5</sub> [g/m<sup>3</sup>],
- $C_{SST} = \frac{\text{Apporto} SST \cdot N}{Q_{m,n}}$  Concentrazione SST [g/m<sup>3</sup>],
- $C_{N-NH_4} = \frac{\text{Apporto} N - NH_4 \cdot N}{Q_{m,n}}$  Concentrazione N-NH<sub>4</sub> [g/m<sup>3</sup>]

L'impianto sarà costituito da vasche prefabbricate interrate.

La dotazione idrica per tali aree è stata fissata in 0,25 m<sup>3</sup>/(ab\*d).

Nel seguito vengono dimensionate e descritte le varie sezioni d'impianto.

### Pretrattamenti

Ad ingresso impianto andrà realizzato un pozzetto di dimensioni 160 cm x 290cm x (h=250 cm) nel quale sarà effettuata la grigliatura meccanica fine dei liquami mediante una filtrococlea compattatrice completa di relative griglie manuali grossolane di by-pass in acciaio INOX AISI 304.

Il pozzetto andrà coperto mediante una lamiera striata d'acciaio zincato a caldo.

La grigliatura andrà ottenuta mediante una griglia meccanica compattatrice a filtrococlea, installata in apposito canale in cls da realizzare in corrispondenza dell'ingresso dei liquami all'impianto. La filtrococlea andrà fissata al canale in cls mediante appositi supporti a bandelle in gomma. L'inclinazione della coclea sull'orizzontale dovrà essere di 35-40°, la spaziatura della griglia di 3 mm (fori circolari) ed il sistema di pulizia a mezzo di spazzole imbullonate alla coclea.

Il grado di protezione delle componenti elettriche dovrà essere IP 65.

I reflui, depurati dei materiali solidi grigliati giungeranno alla vasca di qualizzazione.

### **Equalizzazione/accumulo**

Poiché in ingresso all'impianto di depurazione può verificarsi una portata e/o un carico inquinante variabile, è stato previsto un trattamento di equalizzazione per livellare le punte di portata ed omogeneizzazione per livellare le punte di inquinamento.

I liquami grigliati vengono convogliati, dunque, alla vasca di accumulo ed equalizzazione la quale ha come principale obiettivo quello di compensare le variazioni giornaliere della portata di liquame in ingresso all'impianto, garantendo così l'erogazione di una portata costante alle fasi successive. In questo modo si evitano pericolosi sovraccarichi nelle varie sezioni dell'impianto, si consente il funzionamento in continuo ed una più uniforme concentrazione degli inquinanti.

Nella pratica tecnica, per reflui di natura urbana, il dimensionamento viene effettuato empiricamente considerando la dipendenza del volume di compenso dalla portata.

Nel dimensionamento della vasca di equalizzazione si è considerato un volume di compenso  $V_c$  pari a circa il 10% del volume giornaliero medio trattato, parametro considerato adeguato per impianti di ridotte dimensioni quali il monoblocco di progetto.

$Q_m = 4,16 \text{ mc/h}$ ;

$Q \text{ giornaliero} = 99.84 \text{ mc}$ ;

$V_c = 10 \text{ mc}$

La pianta della vasca viene assunta a sezione rettangolare con lati di dimensioni esterne pari a metri 2,50 x 2,50 ed un'altezza di 3,50 m, in modo da prevedere un franco di circa 1,00 m.

La vasca andrà coperta con una soletta piena in calcestruzzo armato ( $h=20\text{cm}$ ) certificata per carichi accidentali fino a 1.000 kg/mq e carichi permanenti fino a 600 kg/mq, in cui predisporre ed installare una botola con chiusino in ghisa.

Il calcestruzzo impiegato dovrà essere della classe C32/40 (Rck 400 Kg<sub>peso</sub>/cmq) o superiore. Il copriferro viene fissato pari ad uno spessore minimo di 3,5 cm, la classe di esposizione pari alla XA2 conforme alla UNI EN 206.

Per maggiori dettagli geometrici si rinvia agli elaborati grafici.

L'acqua accumulata nel volume di equalizzazione verrà pompata tramite elettropompe di sollevamento sommergibili alla successiva fase di trattamento biologico.

### **Comparto biologico di Ossidazione e di ultrafiltrazione MBR**

In questa vasca avviene un processo di depurazione di tipo biologico a fanghi attivi. Il trattamento dei liquami si basa sul principio della trasformazione dei composti organici inquinanti in composti finali più semplici non inquinanti, e ciò in presenza di catalizzatori forniti dal sistema enzimatico dei batteri. La complessità di tali reazioni biochimiche, dà come risultato l'abbattimento dei tassi d'inquinamento e la relativa depurazione biologica del refluo.

Le colonie batteriche aerobiche, che provvedono alla demolizione delle sostanze organiche contenute nei liquami, necessitano di grandi quantità di ossigeno per compiere il loro processo ossidativo, per cui viene insufflato nella massa del liquame stesso un grosso volume d'aria fornito dalle soffianti attraverso collettori collegati a ossigenatori.

In questo stesso bacino, per l'alto periodo di permanenza, avviene la digestione aerobica e la stabilizzazione dei fanghi, completando così il processo di degradazione delle sostanze organiche inquinanti.

Il liquame ossidato e digerito verrà filtrato tramite membrane MBR. Il permeato estratto sarà poi avviato allo scarico.

In corrispondenza dell'immissione in alveo del collettore di scarico, andranno realizzate opere di protezione spondale e del fondo, al fine di evitare erosione, mediante l'impiego di un gabbione 2,00 m x 1,00 m x 1,00 m sulle sponde ed un materassino 2,00 x 2,00 x 0,50 m sul fondo.

Date le esigue dimensioni impiantistiche, si è considerata una sufficiente digestione dei fanghi già nel comparto biologico con una produzione estremamente ridotta e quindi gestibile per semplice ricircolo. Nel caso di futuri incrementi di carico organico addotto all'impianto, il sistema potrà essere comunque implementato trami l'aggiunta di un sistema di estrazione e disidratazione fanghi.

L'impianto a fanghi attivi di progetto, sulla base della taglia (500 a.e.) viene proporzionato per un funzionamento convenzionale ad aerazione prolungata, compatibile anche col modello a completa



miscelazione . Il modello ad aerazione prolungata consente di operare con buoni risultati anche in assenza della sedimentazione primaria e della digestione dei fanghi.

Il carico di fango che ne consegue viene assunto pari a

$$C_f = 0,10 \text{ kgBOD}_5 / (\text{giorno} \cdot \text{kgSSA}).$$

Il valore di carico del fango imposto garantisce un elevato rendimento di depurazione della fase ossidativa, superiore al 90% nella rimozione del BOD solubile.

In quanto alla concentrazione di solidi in areazione vanno fatte una serie di considerazioni legate alla tecnologia depurativa impiegata. Se, infatti, per sistemi tradizionali la letteratura tecnica è concorde nel considerare quali valori ottimali quelli nell'intorno di **4,0 kgSSA/m<sup>3</sup>**, per la tecnologia MBR i risultati disponibili indicano la possibilità di progettare sistemi che lavorano su concentrazioni circa doppie, anche fino a valori di 10 kgSSA/m<sup>3</sup>, per i quali si otterrebbero volumi delle vasche estremamente ridotti rispetto ai classici impianti.

Per il dimensionamento della vasca di ossidazione, nel presente caso, in considerazione della taglia e tipologia impiantistica, si è fissato un valore di concentrazione pari a

$$[SSA] = 7,0 \text{ kgSSA/m}^3$$

leggermente inferiore, prudenzialmente, al valore di 10 kgSSA/m<sup>3</sup> (in casi estremi anche 15 kgSSA/m<sup>3</sup>) fino a cui potrebbero essere spinti i processi con impiego di membrane MBR.

Il carico organico da trattare con l'impianto in progetto (500 a.e.) è

$$C_o = 30 \text{ kgBOD}_5/\text{giorno}$$

Dalla formula che mette in relazione i parametri definiti, ossia

$$C_f = \frac{C_o}{[SSA] \cdot V}$$

si calcola il seguente volume per la fase ossidativa:

$$V = C_o / ([SSA] C_f) = 30 / (7,0 \cdot 0,10) = 42,8 \text{ mc},$$

Fissando una vasca di dimensioni interne in pianta pari a: 2,20 m x 9,20 m (sup netta: 20,24), si calcola un'altezza liquida pari a Hl= 2,11 m.

Assumendo un franco di sicurezza tra altezza liquida e coronamento vasca, si fissa un'altezza del comparto biologico pari a 2,50 m.

In conclusione, la fase di ossidazione e di filtrazione andrà realizzata in una vasca interrata in cls prefabbricato di dimensioni lorde pari a 2,50 m x 9,50 m x (h=2,50 m)

Il sistema dovrà essere dotato di:

- n.1 soffiante (+1 di riserva) a canale laterale (potenza di riferimento: 2,2 kW, tensione: 400 V), completa di filtro, silenziatore, giunto antivibrante in gomma, manometro e staffe di supporto;
- n. 1 collettore distribuzione aria DN 50 in acciaio INOX AISI 304;
- diffusori a disco in membrana EPDM;
- n.1 setto interno di separazione in c.a. per realizzazione comparto di filtrazione finale;
- n.3 moduli di ultrafiltrazione a membrane piane avente superficie filtrante utile pari a 100 mq, completo di:

- n. 1 pompa centrifuga bidirezionale per l'estrazione del permeato;

- n. 1 soffiante a canale laterale completa di filtro, silenziatore, giunto antivibrante in gomma, manometro e staffe di supporto per fornitura aria modulo MBR;

- n. 1 trasduttore di pressione sulla linea del permeato;

- n. 1 misuratore di portata sulla linea permeato;

- n. 2 galleggianti di livello in vasca;

- n. 1 sensore di livello piezometrico;

- n. 1 pompa dosatrice + serbatoio da 200 l (ipoclorito di sodio) per la disinfezione finale;

- n. 1 serbatoio accumulo del permeato per controlavaggio delle membrane (capacità 1,50 mc);

- n. 1 pompa sommergibile ricircolo estrazione fanghi;

Il fissaggio ed ancoraggio dovrà avvenire tramite apposite carpenterie per staffe in acciaio e puntoni in acciaio INOX AISI 304.

La vasca andrà coperta con una soletta piena in calcestruzzo armato certificata per carichi accidentali fino a 1.000 kg/mq e carichi permanenti fino a 600 kg/mq, in cui predisporre ed installare le botole d'ispezione con chiusino in ghisa sferoidale.

Le pareti delle vasche del monoblocco andranno rivestite con una pittura elastica protettiva nei confronti di acqua ed agenti corrosivi.

In testa impianto ed allo scarico andranno realizzati pozzetti d'ispezione funzionali al prelievo ed analisi dei reflui.

Trattandosi di un sistema monoblocco da interrare, con dimensioni contenute, al fine di ottenere maggiori garanzie di qualità delle opere civili, si è optato per sistemi di prefabbricazione certificati.

Le vasche di depurazione previste, dovranno dunque essere di tipo prefabbricato e prodotte secondo un sistema di qualità conforme alla normativa UNI EN ISO 9001:2015.

Il produttore dovrà rilasciare le certificazioni di prodotto previste per legge ed attestare il rispetto delle azioni statiche di progetto assunte, rendendo disponibili le relative calcolazioni in conformità al D.M. 17/01/2018 per tutti gli elementi costitutivi aventi valenza statica.

Tutti i materiali da costruzione impiegati dovranno rispondere alle norme sulla marcatura CE.

### **Caratteristiche geometriche del monoblocco**

- Lunghezza : 12,00 m (al netto del pozzetto di grigliatura in testa impianto)
- Larghezza : 2,50 m
- Altezza : 2,50-3,50 m

In aggiunta al monoblocco interrato andrà realizzato un piccolo vano tecnico per l'alloggio dei quadri elettrici, delle soffianti e sistemi elettrici ed elettronici di gestione. Tale vano tecnico dovrà avere dimensioni lorde pari a 2,50 m x 5,10 m x (h=2,50 m).

Il box tecnico dovrà essere equipaggiato con una porta a un'anta in alluminio anodizzato con relativi infissi, maniglie e serratura a chiave, illuminazione interna locale, n.1 presa FEM 230 V, luce di emergenza.

Tale vano potrà essere realizzato con struttura di tipo leggero, costituita da profilati metallici e pannelli coibentati ignifughi, sia per le pareti perimetrali che per la copertura, ancorata alle murature perimetrali del monoblocco interrato (ancoraggio di base mediante piastre, barre d'acciaio filettate ed ancoranti chimici), così da ottenere uno spazio coperto e chiuso sulla stessa soletta del depuratore (lato vasca di equalizzazione), senza impegnare superficie aggiuntiva. Le pareti del vano tecnico così ottenuto andranno dotate di aperture di ventilazione fisse sempre aperte (n. 2 aperture di dimensioni nette 150 cm x 90 cm) sia nella parte bassa che nella parte alta delle stesse (contrapposte per agevolare il lavaggio dell'aria), protette da rete metallica a maglia stretta così da evitare introduzioni esterne.

Tutte le parti metalliche della struttura andranno collegate all'impianto di terra, da realizzare esternamente al monoblocco tramite corda in rame nudo interrato ( $s=35 \text{ mm}^2$ ) e picchetti dispersori ai quattro vertici ( $L=1,5 \text{ m}$ ). Alla rete di terra andrà connesso il nodo di terra da realizzare entro il vano tecnico.

Le pareti e la copertura andranno trattate con prodotti monocomponenti impermeabilizzanti e resistenti agli agenti atmosferici.

Andranno, inoltre, realizzati n.1 box per l'alloggio del contatore di energia elettrica, i cavidotti di collegamento, n. 1 quadro elettrico IP55 per l'alloggio degli interruttori di protezione e comando, n. 2 box insonorizzati per l'alloggio delle soffianti. Andrà eseguita la sistemazione dell'area e la formazione di un basamento in cls armato con doppia rete elettrosaldata  $\Phi 8$  maglia 20/20, ove ancorare tali componenti.

L'area andrà adeguatamente recintata e dotata di n. 2 cancelli contrapposti con chiusura a lucchetto. Andranno installati pali d'illuminazione di altezza 7,20 m fuori terra con corpi illuminanti a led ad ottica cut-off, per l'illuminazione del sito d'impianto.

In testa al monoblocco andrà realizzato un pozzetto di by-pass, il tutto come meglio rappresentato negli elaborati grafici progettuali.

| SCHEDA TECNICA IMPIANTO DI DEPURAZIONE loc. Filette  |   |               |
|--|---|---------------|
| TITOLARE DELLO SCARICO   | Comune di San Gregorio Magno (Sa)   |               |
| UBICAZIONE IMPIANTO  | Comune di San Gregorio Magno (Sa)<br>loc. Filette<br>Foglio catastale n.20 -Slargo stradale Taverna<br><br>COORDINATE GEOGRAFICHE<br>Latitudine $40^{\circ}39'58.75''\text{N}$<br>Longitudine: $15^{\circ}21'50.19''\text{E}$ |               |
| TAGLIA DELL'IMPIANTO<br>Numero di abitanti equivalenti, N.   | 500   |               |
| Portata media nera trattata dall'impianto<br>$Q_{m,n} [\text{m}^3/\text{h}]$<br>$Q_{m,n} [\text{l/s}]$         | 4,16<br>1,16  |               |
| Portata massima trattata dall'impianto<br>$Q_{\text{max,bio}} [\text{m}^3/\text{h}]$<br>$Q_{m,n} [\text{l/s}]$ | $3 \cdot Q_{m,n}$   | 12,48<br>3,46 |
| Tipologia impianto di depurazione  | Impianto a fanghi attivi a biomassa con ultrafiltrazione MBR (monoblocco interrato)   |               |
| SCARICO DELLE ACQUE DEPURATE<br>Tipologia scarico<br>Denominazione   | Corpo idrico superficiale<br>Vallone Taverna (affluente del Vallone Ceraso)   |               |

|   |   |
|---|---|
| Coordinate<br>Bacino idrografico di afferenza | Lat. 40°39'58.19"N- Long.: 15°21'51.08"E<br>Sinistra Sele |
|---|---|

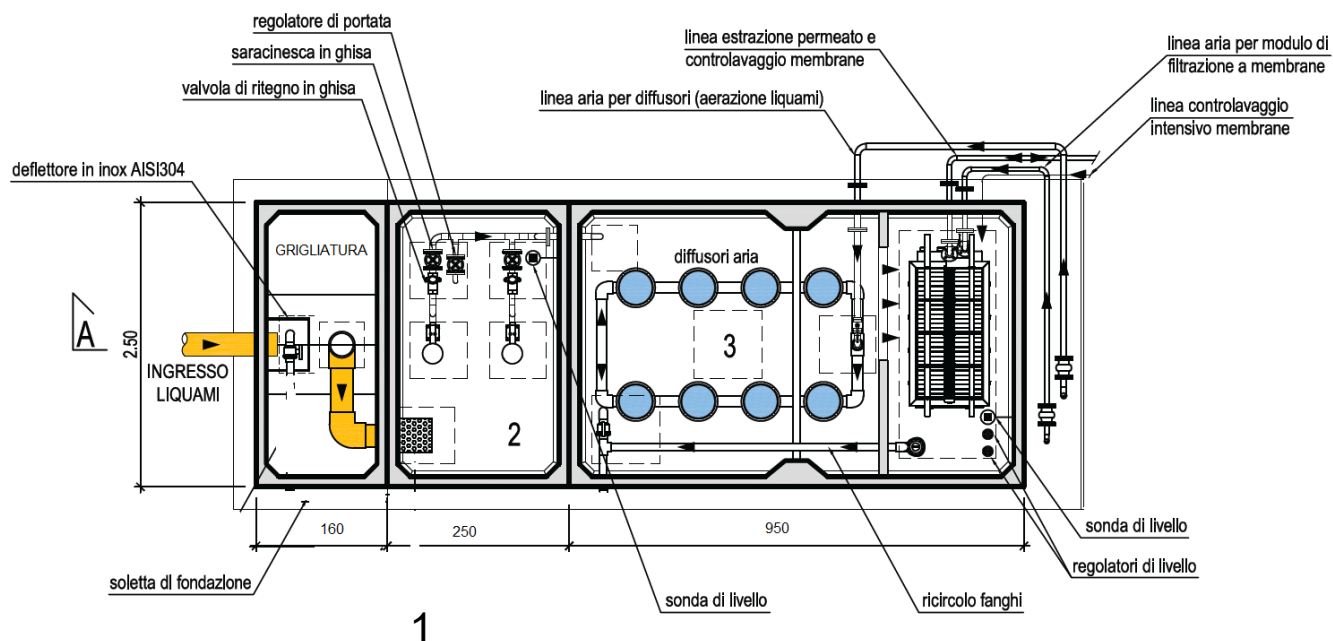
Funzione del bypass: per l'impianto monoblocco la funzione del bypass sarà quella di consentirne la manutenzione in condizioni straordinarie.

## SCHEDA TECNICA DI RIFERIMENTO

### Depuratori MBR (bio reattori a membrana)

#### 1 Scheda tecnica Depuratore MBR (Bio Reattori a Membrana)

| TIPO   |                                | MODULO MBR<br>(Ossidazione + Filtrazione<br>Finale con Membrane)<br>(A) |              |               |                              |            | COPERTURA<br>PEDONALE<br>carico 2 ql/mq<br>(B) |            | (A)<br>+<br>(B) | COPERTURA<br>CARRABILE<br>carico 70 ql/mq<br>(C) |            | (A)<br>+<br>(C) |
|--------|--------------------------------|---|--------------|---------------|------------------------------|------------|--|------------|-----------------|--|------------|-----------------|
| Codice | A.E.<br>Abitanti Equivalenti   | Largh.<br>cm  | Lungh.<br>cm | Altezza<br>cm | Kw.<br>installati            | Peso<br>ql | Spess.<br>cm                                   | Peso<br>ql | Peso<br>ql      | Spess.<br>cm                                     | Peso<br>ql | Peso<br>ql      |
|        | Dotaz. idr. x A.E.<br>lt/g 200 |   |              |               |                              |            |  |            |                 |  |            |                 |
| MBR-01 | 10                             | 160   | 180          | 250           | 0,55 + 1,10                  | 61         | 10   | 7          | 68              | 20   | 14         | 75              |
| MBR-02 | 30                             | 160   | 180          | 250           | 0,55 + 1,10                  | 69         | 10   | 7          | 69              | 20   | 14         | 76              |
| MBR-03 | 50                             | 200   | 250          | 250           | 1,10 + 1,10                  | 83         | 10   | 11         | 94              | 20   | 22         | 105             |
| MBR-04 | 100                            | 250   | 250          | 250           | 1,10 + 1,10                  | 95         | 10   | 14         | 109             | 20   | 28         | 123             |
| MBR-05 | 200                            | 250   | 400          | 250           | 1,10 + 1,10                  | 135        | 10   | 23         | 158             | 20   | 46         | 181             |
| MBR-06 | 300                            | 250   | 650          | 250           | 2,20 + 2,20                  | 200        | 10   | 38         | 238             | 20   | 76         | 276             |
| MBR-07 | 400                            | 250   | 750          | 250           | 2,20 + 3,00                  | 225        | 10   | 44         | 269             | 20   | 88         | 313             |
| MBR-08 | 500                            | 250   | 950          | 250           | 3,00 + 3,00                  | 270        | 10   | 57         | 326             | 20   | 114        | 384             |
| MBR-09 | 600                            | 250   | 650 + 650    | 250           | 2,20 + 2,20<br>+ 2,20 + 2,20 | 200 + 200  | 10   | 38 + 38    | 476             | 20   | 76 + 76    | 552             |
| MBR-10 | 800                            | 250   | 750 + 750    | 250           | 2,20 + 3,00<br>+ 2,20 + 3,00 | 225 + 225  | 10   | 44 + 44    | 538             | 20   | 88 + 88    | 626             |



**PIANTA**

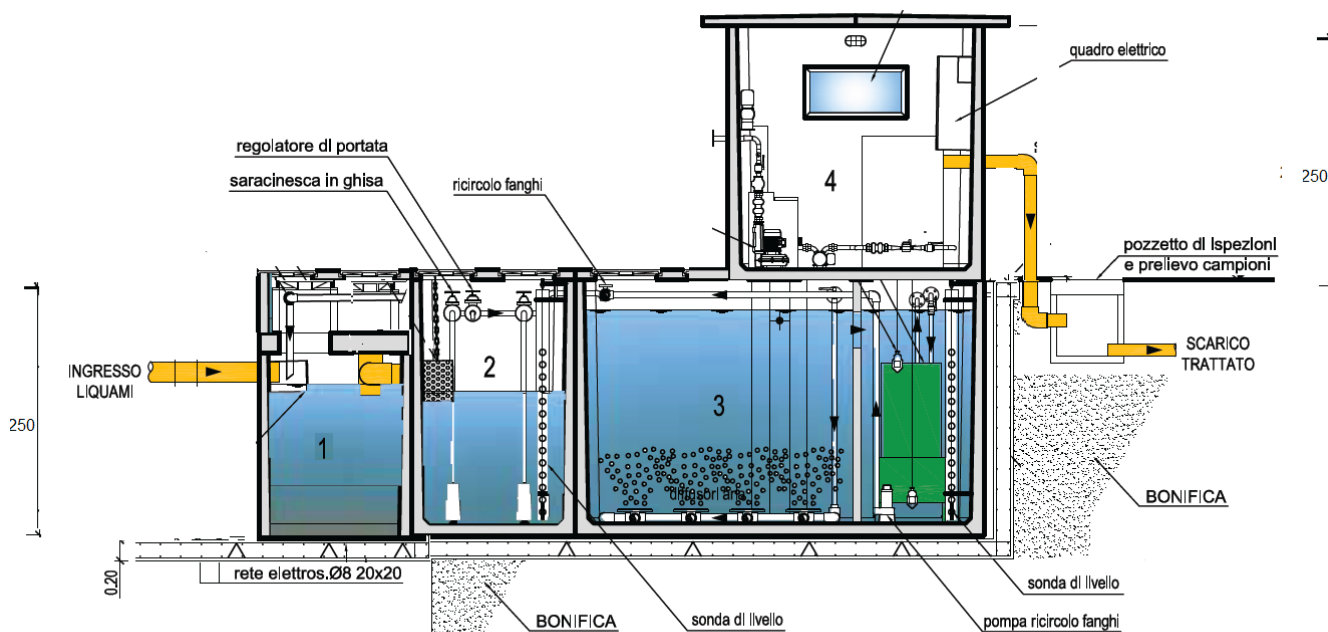
#### DESCRIZIONE

1 - Pozzetto di grigliatura con coclea di estrazione L= 160 cm – h= 250 cm – copertura in grigliato zincato

2 - ACCUMULO/EQUALIZZAZIONE/BILANCIAMENTO L.IQUAMI- dim.est. cm 250x250xh250 + soletta di copertura 20 cm

3 - OSSIDAZIONE BIOLOGICA / ULTRAFILTRAZIONE MBR - dlm. asl. cm 250x950xh250 + soletta di copertura 20 cm

4 - LOCALE TECNICO- dim. cm 250x510xh250



**SEZIONE A - A**