



**SAL - SOCIETA' ACQUA LODIGIANA S.R.L.**  
26900 - Lodi - Via dell'Artigianato 1/3 - Loc. San Grato

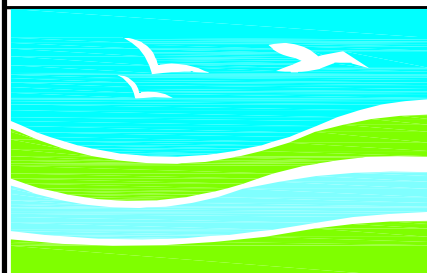
**LAVORI DI AMPLIAMENTO E  
ADEGUAMENTO DELL'IMPIANTO  
DI DEPURAZIONE IN COMUNE  
DI CASTIGLIONE D'ADDA (LO)**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**R03 – RELAZIONE IDRAULICA**

PROGETTISTA:  
DOTT. ING. **FULVIO BERNABEI**

GRUPPO DI LAVORO:  
DOTT. ING. **LAURA GRILLI**  
DOTT. ING. **GIANLUIGI SEVINI**



**DIZETA INgegNERIA S.r.l.**

Via Bassini, 19 – 20133 MILANO Tel. 02-70600125  
server@dizetaingegneria.it Fax 02-70600014

DIRETTORE TECNICO:  
dott. ing. **FULVIO BERNABEI**

DATA **OTTOBRE 2017**

COMMESSA N° <b>2017/007</b>	REDATTO
CODICE COMMESSA <b>ESSALCASTIGLIONE</b>	CONTROLLATO
NOME FILE	APPROVATO

Mod. 7.3 G – Rev. 01	REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	CONTR.	APPR.

# INDICE

<b>1</b>	<b>Premesse</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Descrizione dell'impianto esistente</b>	<b>6</b>
2.1	Linea acque	6
2.2	Linea fanghi	7
<b>3</b>	<b>Descrizione degli interventi di progetto</b>	<b>8</b>
3.1	Linea acque	8
3.1.1	Grigliatura fine	8
3.1.2	Stazione di sollevamento	8
3.1.3	Sezione di dissabbiatura	9
3.1.4	Reattore biologico	9
3.1.5	Manufatto di ricircolo nitrati	11
3.1.6	Manufatto di ricircolo fanghi	11
3.1.7	Edificio soffianti e locale quadri	12
3.1.8	Sedimentatori secondari	12
3.1.9	Vasca di disinfezione	13
3.1.10	Filtrazione	13
3.1.11	Disinfezione UV	13
3.2	Linea fanghi	14
3.2.1	Ispessimento dinamico	14
3.2.2	Digestione aerobica	15
3.2.3	Disidratazione meccanica	15
3.2.4	Deodorizzazione	15
<b>4</b>	<b>Portate di progetto</b>	<b>17</b>
<b>5</b>	<b>Relazioni per il calcolo del profilo idraulico</b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>Profilo idraulico</b>	<b>27</b>
6.1	Scarico nel ricettore	27
6.2	Condotta di collegamento fra lo scarico nel ricettore e il pozzetto di uscita dall'impianto	27
6.3	Condotta di collegamento fra il pozzetto di uscita dall'impianto e la sezione di valle del canale di disinfezione a UV	27
6.4	Sezione di disinfezione a UV	28
6.5	Condotta di collegamento fra la sezione di disinfezione a UV e la sezione di filtrazione	28
6.6	Sezione di filtrazione	29

<b>6.7</b>	<b>Condotta di collegamento fra la sezione di filtrazione e la vasca di disinfezione</b>	<b>29</b>
<b>6.8</b>	<b>Condotta di collegamento fra la vasca di disinfezione e il sedimentatore B</b>	<b>29</b>
<b>6.9</b>	<b>Sedimentatore secondario B</b>	<b>30</b>
<b>6.10</b>	<b>Condotta di collegamento fra il sedimentatore A e il pozzetto di uscita dal reattore biologico</b>	<b>31</b>
<b>6.11</b>	<b>Condotta di collegamento fra il sedimentatore B e il pozzetto in uscita dal reattore biologico</b>	<b>32</b>
<b>6.12</b>	<b>Reattore biologico</b>	<b>33</b>
<b>6.13</b>	<b>Canale di collegamento fra il reattore biologico e la sezione di dissabbiatura</b>	<b>35</b>
<b>6.14</b>	<b>Sezione di dissabbiatura</b>	<b>36</b>
<b>6.15</b>	<b>Canale di alimentazione della sezione di dissabbiatura</b>	<b>36</b>
<b>6.16</b>	<b>Sezione di grigliatura fine</b>	<b>36</b>
<b>6.17</b>	<b>Condotta di collegamento fra la sezione di grigliatura fine ed il sollevamento iniziale esistente</b>	<b>37</b>
<b>6.18</b>	<b>Condotta di collegamento fra il sollevamento iniziale esistente ed il manufatto di ingresso all'impianto</b>	<b>37</b>
<b>7</b>	<b>DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO</b>	<b>38</b>
<b>7.1</b>	<b>Dimensionamento pompe di ricircolo nitrati</b>	<b>38</b>
<b>7.2</b>	<b>Dimensionamento pompe di ricircolo fanghi</b>	<b>39</b>
<b>7.3</b>	<b>Dimensionamento pompe di sollevamento al trattamento biologico</b>	<b>41</b>

## 1 Premesse

La presente relazione riassume le attività di verifica e dimensionamento idraulico svolte nell'ambito del progetto definitivo dei "lavori di ampliamento e adeguamento dell'impianto di depurazione di Castiglione d'Adda (LO)".

Il progetto di cui trattasi, che trae origine dal progetto di fattibilità tecnico economica redatto nell'ottobre del 2016, ha come oggetto l'adeguamento ed il potenziamento dell'esistente impianto di depurazione che, da una potenzialità attuale pari a 5.000 AE, passerà, con la realizzazione delle opere in progetto, alla potenzialità complessiva di 9.200 AE, collettando anche i reflui del comune di Bertonico, oggi trattati dall'impianto comunale.

La necessità di tale potenziamento prende spunto dalle previsioni del Piano degli Interventi dell'Autorità d'Ambito della Provincia di Lodi, che a seguito della ricognizione delle infrastrutture e della comparazione tra i carichi generati dagli agglomerati e la potenzialità degli impianti esistenti, ha previsto un adeguamento della Capacità Organica di Progetto (COP) degli impianti dei comuni di Castiglione d'Adda e di Bertonico, già a partire dall'anno 2010.

Nel dettaglio, l'incremento previsto dal Piano è ben riassunto nella tabella che segue.

Abitato	Abitanti civili	Abitanti industriali	Abitanti totali
<b><u>Bertonico</u></b>			
Attuali	1.180 A.E.	70 A.E.	
Futuri	370 A.E.	580 A.E.	
Totale abitato	1.550 A.E.	650 A.E.	2.200 A.E.
<b><u>Castiglione d'Adda</u></b>			
Attuali	4.800 A.E.	310 A.E.	
Futuri	1.780 A.E.	110 A.E.	
Totale abitato	6.580 A.E.	420 A.E.	7.000 A.E.
Complessivo	8.130 A.E.	1.070 A.E.	9.200 A.E.

Assunta dunque tale potenzialità come obiettivo primario nel dimensionamento dell'impianto, l'opera è stata, inoltre, configurata avendo riguardo per altri due aspetti peculiari: l'incidenza delle acque parassite nella valutazione delle portate in arrivo al trattamento, l'opportunità di una ulteriore riduzione delle concentrazioni di inquinanti allo scarico, rispetto ai limiti previsti dalla vigente normativa.

Per quanto riguarda il primo aspetto citato, sulla base dei valori osservati per le portate afferenti agli attuali punti di consegna, è risultato evidente, per entrambi gli impianti sopra citati, che le portate che giungeranno al trattamento saranno caratterizzate da un consistente apporto di acque parassite, in grado di determinare un carico idraulico in tempo secco all'incirca doppio rispetto a quello normalmente prevedibile.

Per quanto riguarda poi il secondo aspetto, dal punto di vista normativo, l'impianto in progetto ricade nella fascia degli impianti con potenzialità compresa tra 2000 e 10000 AE; 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 e dalla tabella 5 dell'allegato B al Regolamento Regionale 24 marzo 2006 n. 3 (limiti per BOD, COD, SS). 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, l'impianto risulterebbe a norma, anche in assenza di trattamenti specifici per l'abbattimento di tali inquinanti.

Pur potendo dunque trascurare tali aspetti nella previsione progettuale, alcune ragionevoli considerazioni, sia tecniche che economiche, hanno fatto, viceversa, ritenere opportuno ipotizzare la realizzazione di un impianto con una maggiore capacità di trattamento ed, in particolare, in grado di rispettare i limiti normativi allo scarico previsti dalla tabella 2 dell'allegato 5 parte III del D. Lgs. 152/2006 e dalla tabella 5 dell'allegato B al Regolamento Regionale 24 marzo 2006 n. 3 (limiti per BOD, COD, SS Fosforo totale e Azoto totale, imposti alle strutture che trattano carichi superiori a 10000 AE; e recapitanti all'interno del territorio drenante alle aree "sensibili" del delta del Po e dell'Adriatico).

La tabella seguente riassume le concentrazioni previste nelle sopra citate normative.

<b>Parametro</b>	<b>U.M.</b>	<b>Valore</b>
COD	[mgCOD/l]	125
BOD5	[mgBOD5/l]	25
SST	[mgSST/l]	35
Azoto totale	[mgN/l]	15
Fosforo totale	[mgP/l]	2

Le considerazioni cui si è fatto cenno possono così compendiarsi:

- L'adeguamento dell'impianto di Castiglione d'Adda alla potenzialità di 9200 A.E. implica la necessità di procedere ad un massiccio intervento di ampliamento e ristrutturazione della configurazione esistente, che interesserà sostanzialmente tutti i comparti dell'impianto stesso; inoltre, la potenzialità di 9200 A.E. è molto vicina al limite (10000 A.E.) stabilito dalla normativa per imporre il rispetto di limiti più restrittivi per gli scarichi, con riferimento particolare al tenore dell'azoto; conseguentemente, qualora nei prossimi anni si manifestasse l'esigenza di incrementare i carichi afferenti all'impianto, le nuove modifiche da apportare riguarderebbero

necessariamente l'introduzione di tale trattamento e risulterebbero di entità certamente non trascurabile.

- 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 dalla presenza della sopra citata area di salvaguardia del Parco Regionale Adda Sud;
- La predisposizione di una specifica fase di trattamento per l'abbattimento del tenore di azoto 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.

La progettazione dell'intervento di cui trattasi si è dunque sviluppata in linea con i criteri e le considerazioni sopra esposte; in particolare, nel seguito della presente relazione specialistica vengono riportati nel dettaglio i criteri e le formulazioni adottate per il dimensionamento e le verifiche idrauliche delle varie sezioni di trattamento, nonché dei rispettivi circuiti di collegamento e/o allacciamento.

## 2 Descrizione dell'impianto esistente

Si riporta nel seguito la descrizione delle principali sezioni di trattamento dell'impianto di depurazione di Castiglione d'Adda esistente, ciò anche al fine di rendere più agevole ed immediata la comprensione dei nuovi interventi previsti nell'ambito del presente progetto.

Nel dettaglio, l'impianto nella sua configurazione attuale è composto come descritto nel seguito.

### 2.1 Linea acque

Allo stato attuale esistono due condotte in ingresso all'impianto.

La prima è costituita da una tubazione in CA DN 800, che entra nel manufatto di sfioro delle acque in eccesso rispetto a quelle da inviare al trattamento; da tale manufatto escono due condotte:

- una tubazione in PVC DN 315 di collegamento con i trattamenti primari ed il sollevamento iniziale, con quota fondo posta a 50.18 m slm;
- una tubazione di troppo pieno in acciaio DN 700, con quota fondo posta a quota 50.86 m slm.

La seconda tubazione in ingresso è costituita da una condotta in PVC DN 50, che entra in un impianto di sollevamento: la tubazione di mandata è collegata alla sezione di dissabbiatura ed è in PVC DN 110.

Il sistema è attualmente configurato su una linea di trattamenti primari (grigliatura grossolana, grigliatura fine e dissabbiatura), che confluisce all'interno di un bacino aerato e alla successiva sedimentazione su due vasche circolari.

Procedendo in sequenza dall'arrivo liquami, si ha:

- **Grigliatura fine**, realizzata mediante una griglia ad arco automatica, con luce di passaggio di 20 mm, larghezza del canale 600. La sezione è dotata di by-pass mediante un canale da 400 mm di larghezza.
- **Sollevamento iniziale**: a valle della sezione di grigliatura è presente una stazione di sollevamento costituita da 3 pompe da 60 m<sup>3</sup>/h pilotate da interruttori ad assetto variabile;
- **Grigliatura grossolana**, attraverso una griglia sub-verticale fissa con luce di passaggio di 50 mm;
- **Dissabbiatura-dissolatura**, realizzata mediante un manufatto a pianta rettangolare di superficie pari a 6.4 m<sup>2</sup>, altezza utile 3.5 m e volume utile pari a 22.4 m<sup>3</sup>, aerato con fondo a tronco di cono ed estrazione sabbia con sistema air-lift. L'aria viene fornita dagli stessi compressori a servizio del bacino biologico.

All'uscita del trattamento di dissabbiatura, il flusso idrico entra nella sezione biologica:

- **Reattore biologico a fanghi attivi**. Il trattamento biologico avviene in un'unica vasca di dimensioni pari a 8.3 m di larghezza per 13.2 m di lunghezza, con un'altezza utile pari a 4.0 m e volume di 440 m<sup>3</sup>. Il bacino aerato è attrezzato con una rete di piattelli a membrana, alimentati da 2+1R soffianti a lobi collocate in un apposito edificio con portata unitaria pari a 350 m<sup>3</sup>/h e

prevalenza 4.5 m. In uscita dalla vasca sopra descritta, il liquame prosegue verso la sedimentazione secondaria.

- **Sedimentazione secondaria.** La sedimentazione secondaria è realizzata mediante due bacini a pianta circolare di diametro rispettivamente pari a 7.4 m ed a 9.0 m, con una superficie totale pari a 106 m<sup>2</sup> ed una volumetria totale pari a 344 m<sup>3</sup>. Entrambe le unità sono dotate di carroponte girevole con lama raschiate di fondo per la raccolta del fango sedimentato e di lama schiumatrice superficiale e dispositivo per la raccolta delle schiume. Il ricircolo dei fanghi nei reattori biologici avviene attraverso 2 tubazioni che confluiscono all'interno di un pozzetto realizzato in adiacenza alla vasca biologica. Da qui il fango viene rinviato in testa al bacino mediante 2 pompe.
- **Disinfezione.** Il flusso idrico in uscita dai sedimentatori secondari raggiunge un manufatto di dimensioni pari a 7.20 x 2.30 m circa, un tempo destinato al contatto per il dosaggio di ipoclorito. In uscita dalla vasca di disinfezione è presente uno stramazzo, posto a quota 52.89 m slm: un misuratore di livello ad ultrasuoni consente di misurare la portata in uscita dall'impianto.
- **Filtrazione.** Il flusso idrico in uscita dalla vasca di disinfezione raggiunge la stazione di filtrazione, costituita da un microfiltro a dischi rotanti, idoneo per una portata di 300 m<sup>3</sup>/h.
- **Disinfezione a UV.** Il flusso idrico in uscita dalla filtrazione viene convogliato nella sezione di disinfezione a lampade UV, idonea per una portata di 150 m<sup>3</sup>/h. Da qui, con una tubazione in PVC DN 315 il flusso idrico raggiunge un pozzetto di ispezione e, quindi, recapita i reflui trattati nel ricettore, costituito dalla roggia Spagna. La quota fondo della tubazione allo scarico nel recapito finale è pari a 50.79 m slm.

## 2.2 Linea fanghi

La linea è destinata alla raccolta e al trattamento di tutti i fanghi prodotti dall'impianto ed è pertanto funzionalmente legata alla linea acque. I fanghi che vi trovano recapito sono i fanghi di supero attualmente estratti dalle due unità di sedimentazione secondaria. La linea fanghi si compone delle seguenti sezioni:

- **Digestione aerobica dei fanghi.** Essa avviene all'interno di un bacino di forma circolare con volume pari a 150 m<sup>3</sup> aerato mediante 2 compressori a lobi con portata unitaria pari a 340 m<sup>3</sup>/h. All'esterno del medesimo bacino è presente un vaso a forma di corona circolare, entro cui si ottiene l'ispessimento dei fanghi che vengono estratti con una concentrazione media del 5%.
- **Letti di essiccamento.** L'impianto è dotato di letti di essiccamento, ormai in disuso, che coprono una superficie pari a circa 108 m<sup>2</sup>.



## 3 Descrizione degli interventi di progetto

### 3.1 Linea acque

I reflui fognari dell'abitato di Castiglione d'Adda continueranno ad essere convogliati nella vasca che oggi ospita la grigliatura ed il sollevamento iniziale, la quale verrà ristrutturata con la dismissione di tutte le apparecchiature elettromeccaniche presenti; una apposita tubazione in PEAD DN 400 PN6 consentirà poi di convogliare i liquami alla nuova sezione di grigliatura fine.

Sulla condotta verrà installato **un misuratore di portata elettromagnetico DN 400**, per determinare l'entità degli afflussi in ingresso all'impianto di competenza del comune di Castiglione d'Adda

Oltre a questa alimentazione, nella nuova sezione di grigliatura si aggiungerà il collettore proveniente dal depuratore di Bertinico (PEAD DN 200 PN 6); anche su questa condotta verrà installato **un misuratore di portata elettromagnetico DN 200**, per determinare analogamente l'entità delle portate defluenti dal comune di Castiglione d'Adda.

#### 3.1.1 Grigliatura fine

La sezione di grigliatura fine sarà localizzata in manufatto in c.a. e sarà preceduta da un pozzetto di testa di dimensioni in pianta 1.92x1.20 m e di altezza pari a 1.90 m, da cui partiranno tre canali paralleli, due destinati ad ospitare **filtro-coclee (dotate di modulo compattatore)** e uno con funzione di **by-pass** (quest'ultimo chiuso con panconi removibili manualmente). Le dimensioni in pianta dei canali saranno pari a 0.44x6.00 m, con altezza pari a 1.40 m (vedi tav. M01).

Il manufatto in c.a. risulterà totalmente interrato: la quota fondo del pozzetto di testa sarà pari a 49.50 m slm, mentre i canali avranno il fondo a 50.00 m slm. La sommità del manufatto sarà posta a 51.40 m slm, pari alla quota del piano campagna.

Le due filtro-coclee avranno un **vaglio forato di diametro pari a 400 mm** (tondi di diametro **5 mm**). Nel pozzetto di testa verranno convogliati sia i liquami di Castiglione d'Adda, che i reflui di Bertinico. Il materiale grigliato e compattato verrà raccolto all'interno di un apposito cassetto posto al di sotto del compattatore.

La potenzialità del sistema è stata concepita per consentire che ciascuna griglia sia in grado di trattare la massima portata di dimensionamento dell'impianto e che entrambe possano, in aggiunta, trattare la portata destinata al futuro serbatoio di accumulo (da realizzarsi con altro appalto).

#### 3.1.2 Stazione di sollevamento

I reflui in uscita dalla grigliatura fine si immetteranno direttamente nella vasca in cui saranno alloggiato le pompe di sollevamento al biologico e, in futuro, le pompe che andranno ad alimentare la vasca di accumulo temporaneo (oggetto di altro appalto).

La vasca in c.a. avrà dimensioni in pianta pari a 4.00x5.70 m e altezza pari a 2.50 m; la quota di fondo sarà posizionata a 48.70 m slm, mentre la sommità del manufatto sarà posta a 51.40 m slm, pari alla quota del piano campagna (vedi tav. M01).

Nella stazione di sollevamento verranno installate quattro pompe, di cui una di riserva, ciascuna in grado di sollevare una portata di 100 m<sup>3</sup>/h con una prevalenza di 6.00 m, che convoglieranno i liquami da trattare nel canale di alimentazione della sezione di dissabbiatura. Per la gestione degli attacchi e stacchi delle pompe verrà installato un misuratore di livello di tipo piezoresistivo.

Le tubazioni di mandata delle pompe, avranno un diametro pari a 150 mm.

### **3.1.3 Sezione di dissabbiatura**

La sezione di dissabbiatura sarà costituita da una vasca in c.a. di forma cilindrica con diametro interno in sommità pari a 2 m, altezza netta pari a 2.90 m e fondo a forma di tronco di cono; il ciglio superiore del manufatto sarà posto a quota 55.30 m slm (vedi tav. M01).

All'interno della vasca verrà installato un dissabbiatore dinamico tipo pista per l'estrazione delle sabbie che si depositeranno sul fondo del manufatto, ottenuta immettendo aria nel tubo di adduzione che entrerà poi nel tubo di estrazione, creando un vuoto d'aria che provocherà la risalita della sabbia fino al classificatore. L'equipaggiamento del dissabbiatore sarà costituito da un agitatore a pale fissato al corpo centrale tubolare, il quale ruoterà attorno al tubo concentrico dell'air-lift. I tubi dell'aria e dell'acqua saranno incorporati nel corpo centrale e saranno parte integrante della fornitura fino alla sommità del dissabbiatore dove saranno già predisposti gli attacchi per i collegamenti rispettivamente al compressore ed alla rete idrica.

La passerella centrale sarà realizzata in c.a., mentre il resto della copertura sarà costituito da grigliati in acciaio zincato pedonali removibili, protetta da parapetti metallici.

In prossimità della vasca di dissabbiatura verrà installato un classificatore per sabbie, costituito da una coclea inclinata con una grande tramoggia di carico, una spira senza albero interno alloggiata in un truogolo, una bocca di scarico per i solidi e una motorizzazione montata allo scarico. L'acqua da trattare passerà attraverso la bocca di carico del classificatore e verrà immessa nella tramoggia di decantazione dove avverrà la sedimentazione delle particelle. La bassa velocità di rotazione della coclea favorirà la sedimentazione e la successiva estrazione del materiale drenato dalla bocca di scarico superiore.

Il canale di alimentazione della sezione di dissabbiatura avrà una larghezza interna di 0.90 m, quota fondo posta a 54.60 m slm e quota di sommità posta 55.30 m slm; la copertura sarà realizzata in grigliato in acciaio zincato pedonale removibile, protetta da parapetti metallici.

Un canale di pari dimensioni e caratteristiche alimenterà il reattore biologico.

### **3.1.4 Reattore biologico**

Il nuovo reattore biologico avrà un volume utile complessivo pari a 1200 m<sup>3</sup>, di cui un terzo destinato alla denitrificazione.

Il manufatto sarà realizzato in c.a. e sarà costituito dal pozzetto di miscelazione, in cui si immetteranno i liquami provenienti dalla dissabbiatura e i ricircoli dei nitrati e dei fanghi, dal pozzetto partitore delle portate sulle due linee del trattamento, dalle due vasche di denitrificazione, dalle quattro vasche di ossidazione, dal pozzetto in uscita dalla ossidazione, in cui avverrà il prelievo dei nitrati da ricircolare, e dal pozzetto di carico dei sedimentatori secondari. Tutti i settori avranno quota di fondo posta a 49.90 m slm e sommità posta a quota 55.30 m slm, con una altezza interna pari a 5.40 m; il piano di posa della fondazione risulterà interrato di 2.30 m rispetto al piano campagna (vedi tavv. M02).

Il pozzetto di miscelazione avrà dimensioni in pianta 2.10x6.30 m; al suo interno sarà ricavato il pozzetto di partizione delle portate, di dimensioni in pianta pari a 0.90x3.90 m. Sul fondo del setto che separerà le due vasche sarà presente una luce di dimensioni 1.50x1.50 m. La copertura sarà realizzata in grigliato in acciaio zincato pedonale removibile, protetta da parapetti metallici

Le due vasche di denitrificazione avranno ciascuna dimensioni in pianta pari a 6.00x10.00 m; l'alimentazione delle vasche avverrà attraverso due luci a stramazzo di dimensioni pari a 0.50x0.70 m, munite di paratoie di esclusione manuali. All'interno di ogni vasca di denitrificazione verrà installato un miscelatore sommerso ad asse orizzontale, con potenza specifica di miscelazione per vasca pari a 3.8 W/m<sup>3</sup>. L'accesso alle apparecchiature sarà garantito dalla passerella in c.a. che corre longitudinalmente in asse al reattore biologico, di larghezza pari a 1.30 m e munita di parapetti metallici di protezione; è prevista anche la realizzazione di una passerella trasversale, posta in corrispondenza del setto che separerà le due vasche di ossidazione della prima linea.

In ognuno dei setti che separeranno le vasche di denitrificazione dalle vasche di ossidazione (così come nei setti che separeranno fra loro le due vasche di ossidazione di ogni linea) saranno presenti una luce sul fondo di dimensioni pari a 2.00x1.50 m e una soglia di sfioro per le schiume di larghezza pari a 6.00 m e con ciglio posto a quota 54.80 m slm.

Ciascuna delle due vasche di ossidazione di ogni linea avrà dimensioni in pianta 6.00x10.00 m: al loro interno verrà installato il sistema di aerazione a piattelli, con diffusori a bolle fini con membrana in EPDM. Saranno posizionati 134 piattelli per linea, di cui 84 nella vasca di monte e 50 nella vasca di valle. Nelle vasche di ossidazione verrà anche installata una sonda da processo, completa di misuratore, per la misura in continuo dell'ossigeno disciolto.

Al termine delle vasche di ossidazione sarà presente una soglia di sfioro (lunghezza pari a 6.00 e ciglio posto a quota 54.95 m slm), che convoglierà le portate sfiorate in una canalina di raccolta avente larghezza netta pari a 0.60 m, lunghezza pari a 4.60 m e quota fondo a 54.25 m slm.

Attraverso una luce di fondo di dimensioni 1.40x0.70 m le portate trattate da ogni linea verranno convogliate nel pozzetto di uscita (in cui saranno prelevati i nitrati da ricircolare), di dimensioni in pianta 1.40x3.30 m, con copertura in grigliato in acciaio zincato pedonale removibile, protetta da parapetti metallici.

Ciascuno dei due pozzetti di carico dei sedimentatori secondari, con dimensioni in pianta 1.00x1.50 m, sarà alimentato attraverso una soglia di sfioro di lunghezza pari a 1.00 m, con ciglio posto a quota 54.50 m slm, dotata di paratoia di esclusione manuale.

Due tubazioni in PEAD DN 355 PN6 consentiranno di convogliare i reflui dal reattore biologico ai due sedimentatori secondari.

### **3.1.5 Manufatto di ricircolo nitrati**

Il manufatto sarà realizzato in c.a. e sarà destinato ad ospitare le tre pompe di sollevamento dei nitrati per l'invio nel pozzetto di miscelazione in testa al reattore biologico. Le pompe, al fine di migliorare la sicurezza nella gestione dell'impianto riducendo il numero di vani che si configurano come spazi confinati, saranno installate a secco, in verticale.

Il locale sarà posto a fianco del reattore biologico e avrà dimensioni nette in pianta pari a 2.40x5.10 m; l'altezza netta sarà pari a 3.00 m e il piano di calpestio sarà posto 0.10 m al di sopra del piano campagna (vedi tav. M07). Sulla parete frontale, in corrispondenza delle tre pompe verranno montati altrettanti portoni in ferro a due battenti di dimensioni 1.50x2.60 m con griglie di aerazione anti roditore, per un'agevole movimentazione delle apparecchiature elettromeccaniche.

Ciascuna delle tre pompe installate, di cui una di riserva, sarà in grado di sollevare una portata di 137 m<sup>3</sup>/h con una prevalenza di 2.50 m. I nitrati verranno aspirati dal pozzetto di uscita dal biologico mediante una tubazione in AISI 304L DN 250, mentre le tre mandate delle pompe (AISI 304L DN 150) convergeranno nel collettore di raccolta (AISI 304L DN 250), posizionato sulla copertura del locale e diretto al pozzetto di miscelazione delle portate in testa al reattore biologico; lungo la condotta verrà installato, ad altezza uomo, un misuratore di portata elettromagnetico DN 250.

### **3.1.6 Manufatto di ricircolo fanghi**

Il manufatto sarà realizzato in c.a. e sarà destinato ad ospitare le tre pompe di sollevamento dei fanghi estratti dai sedimentatori secondari per l'invio nel pozzetto di miscelazione in testa al reattore biologico. Le pompe, al fine di migliorare la sicurezza nella gestione dell'impianto riducendo il numero di vani che si configurano come spazi confinati, saranno installate a secco, in verticale.

Il locale sarà posto a fianco del reattore biologico, a lato del manufatto di ricircolo dei nitrati, e avrà dimensioni nette in pianta pari a 2.40x5.10 m; l'altezza netta sarà pari a 3.00 m e il piano di calpestio sarà posto 0.10 m al di sopra del piano campagna (vedi tav. M07). Sulla parete frontale, in corrispondenza delle tre pompe verranno montati altrettanti portoni in ferro a due battenti di dimensioni 1.50x2.60 m con griglie di aerazione anti roditore, per un'agevole movimentazione delle apparecchiature elettromeccaniche.

Ciascuna delle tre pompe installate, di cui una di riserva, sarà in grado di sollevare una portata di 137 m<sup>3</sup>/h con una prevalenza di 2.50 m. I fanghi verranno aspirati da ognuno dei due sedimentatori mediante una tubazione in AISI 304L DN 200, mentre le tre mandate delle pompe (AISI 304L DN 150) convergeranno nel collettore di raccolta (AISI 304L DN 250), posizionato sulla copertura del

locale e diretto al pozzetto di miscelazione delle portate in testa al reattore biologico; lungo la condotta verrà installato, ad altezza uomo, un misuratore di portata elettromagnetico DN 250.

Dal collettore di raccolta si distaccherà la tubazione, AISI 304L DN 80 per le parti fuori terra e PEAD DN 90 PN6 per le porzioni interrate, che convoglierà i fanghi di supero alla sezione di ispessimento dinamico; lungo la condotta verrà installata una valvola di regolazione motorizzata DN 80, asservita ad un misuratore di portata elettromagnetico DN 80.

### **3.1.7 Edificio soffianti e locale quadri**

Il manufatto sarà realizzato in c.a. e sarà posizionato a fianco del reattore biologico, dal lato opposto rispetto ai manufatti di ricircolo fanghi e nitrati (vedi tav. M06).

L'edificio soffianti avrà il fondo posizionato a quota 51.50 m slm (a +0.10 m rispetto al piano campagna) e avrà dimensioni nette in pianta pari a 4.20x7.00 m. Al suo interno verranno installati tutti i compressori a servizio della linea acque:

- n° 3 soffianti a lobi (di cui una di riserva), per l'insufflazione di aria alla fase di ossidazione, ciascuna in grado di fornire una portata di 550 Nm<sup>3</sup>/h con una prevalenza di 5.20 m;
- n° 1 elettrosoffiante a canale laterale per la fornitura di aria al dissabbiatore e al classificatore delle sabbie (Q = 89 m<sup>3</sup>/h, H = 4.00 m);
- n° 1 compressore per fornitura aria compressa alla disinfezione UV, compreso nella fornitura della apparecchiatura UV.

L'accesso avverrà mediante due portoni in ferro a due battenti di dimensioni 2.00x2.60 m con griglie di aerazione anti roditore; per assicurare la dovuta ventilazione del locale compressori, verranno installati sulla copertura due elettroventilatori a torrino e, a parete, due griglie di aerazione.

Il locale quadri avrà dimensioni in pianta pari a 2.90x4.20 m e altezza netta pari a 2.90 m (vedi sempre tav. M06): al suo interno verranno alloggiati, oltre al quadro elettrico generale e al contatore Enel, un quadro MCC per l'alimentazione di tutte le nuove utenze e un quadro PLC di comando e controllo. L'accesso avverrà mediante una porta in vetroresina a due ante di dimensioni 1.20x2.10 m, dotata di finestrelle di aerazione.

A lato del locale quadri è stata prevista la possibilità di ampliare l'edificio, per consentire l'installazione futura anche dei compressori esistenti a servizio della digestione aerobica.

### **3.1.8 Sedimentatori secondari**

Ciascuno dei due sedimentatori secondari sarà costituito da una vasca in c.a. di forma circolare, con diametro interno pari a 15 m; il fondo della vasca sarà inclinato verso la porzione centrale a forma di tronco di cono; la quota di sommità sarà posta a 54.55 m slm, il piano di fondazione della porzione centrale risulterà interrato di 2.15 m rispetto al piano campagna, mentre la fondazione del muro perimetrale si troverà a 0.95 m dal terreno.

Il liquame entrerà nella vasca attraverso una tubazione in AISI 304L DN 350, che convoglierà le portate nel torrino centrale. La canaletta di raccolta delle acque chiarificate, di larghezza pari a 0.40

m e con quota fondo variabile fra 54.65 e 54.55 m slm, sarà dotata di stramazzo tipo Thompson in acciaio inossidabile, con interasse fra i triangoli pari a 0.50 m e ciglio di sfioro posto a 54.15 m slm. Dalla canalina di raccolta le portate verranno convogliate al pozzetto in uscita dal sedimentatore, di dimensioni nette in pianta pari a 1.00x1.00 m e quota fondo a 51.05 m slm.

Ognuno dei due sedimentatori sarà equipaggiato con un carroponete a trazione periferica: la travata mobile poggerà al centro su un supporto rotante in acciaio e, alla periferia, su un carrello di trazione; la travata sarà realizzata con lamiera piegata a freddo rinforzata e profilati in acciaio elettrosaldati, mentre il piano di calpestio sarà in grigliato zincato, munito di parapetti di protezione.

Le portate in uscita dal sedimentatore B verranno convogliate mediante una tubazione in PEAD DN 315 PN6, che, dopo aver ricevuto le acque chiarificate dal sedimentatore A, diventerà una condotta PEAD DN 355 PN6, diretta alla vasca di disinfezione esistente: in prossimità di questo manufatto verrà installato, in idoneo pozzetto, un misuratore di portata elettromagnetico DN 350, per determinare il valore di portata in uscita dall'impianto.

### **3.1.9 Vasca di disinfezione**

La vasca di disinfezione, esistente, è ubicata in prossimità dei due sedimentatori secondari attualmente in funzione. Il manufatto non è più utilizzato per la disinfezione, ma lo stramazzo in uscita dalla vasca, dotato di misuratore di livello ad ultrasuoni, viene utilizzato per la misura della portata in uscita dall'impianto (sostituito, con gli interventi di progetto, dal misuratore di portata elettromagnetico DN 350 installato sulla tubazione proveniente dalla sedimentazione secondaria).

Le opere civili del manufatto dovranno essere adeguate per far fronte all'incremento di portata conseguente all'ampliamento del depuratore: verrà demolito il setto in cui sarà inserito lo sfioratore e le pareti perimetrali verranno rialzate di circa 20 cm, per raggiungere una quota di ritenuta pari a 53.20 m slm (vedi tav. M05).

Dovrà anche essere adeguato il circuito idraulico di collegamento con la filtrazione, oggi costituito da tubazioni AISI 304L DN 200, che dovranno essere sostituite con tubazioni AISI 304L DN 300.

### **3.1.10 Filtrazione**

La sezione di filtrazione, esistente, è costituita da una macchina compatta contenente un microfiltro a dischi rotanti per la filtrazione continua dinamico-tangenziale con avvio del lavaggio per massimo livello.

L'apparecchiatura, posizionata su una platea in calcestruzzo in prossimità della vasca di disinfezione, è già in grado di trattare una portata di 300 m<sup>3</sup>/h e, di conseguenza, non subirà modifiche. Come detto poco sopra, dovrà essere adeguato il circuito idraulico di collegamento sia con la vasca di disinfezione che con la nuova sezione di disinfezione UV (vedi tav. M05).

### **3.1.11 Disinfezione UV**

La sezione di disinfezione UV attualmente installata è idonea per trattare una portata di 150 m<sup>3</sup>/h; durante lo sviluppo della progettazione si è valutata la possibilità di affiancare una nuova

apparecchiatura a quella esistente, di pari potenzialità. La necessità di prevedere un nuovo manufatto di partizione delle portate fra le due macchine e la scarsa disponibilità di spazi, unitamente a valutazioni economiche, ha portato a ritenere preferibile l'installazione di una nuova stazione di disinfezione UV di potenzialità pari a 300 m<sup>3</sup>/h (vedi tav. M05).

La tubazione in uscita dalla nuova apparecchiatura, AISI 304L DN 250, convoglierà le portate nel pozzetto finale esistente, da cui uscirà la condotta in PVC DN 315 di scarico nel ricettore.

## **3.2 Linea fanghi**

### **3.2.1 Ispessimento dinamico**

L'apparecchiatura per l'ispessimento dei fanghi verrà installata in un nuovo locale che occuperà parzialmente le superfici adibite a letti di essiccamento (oggi in disuso) e che ospiterà anche le apparecchiature per la disidratazione meccanica dei fanghi.

Il locale sarà realizzato in c.a., con dimensioni in pianta pari a 7.00x12.30 m e con altezza netta pari a 3.20 m; il piano di calpestio sarà posizionato a +0.10 m rispetto al piano campagna (vedi tav. M08).

L'ispessitore dinamico sarà alimentato dalla tubazione che si staccherà dal collettore di raccolta della mandate delle pompe di estrazione fanghi dai sedimentatori secondari, che sarà in AISI 304L DN 80 per le parti fuori terra e in PEAD DN 90 PN6 per le porzioni interrate.

Il complesso delle apparecchiature per ottenere l'ispessimento dei fanghi sarà costituito da:

- miscelatore dinamico, realizzato in acciaio e dotato di un corpo cilindrico e di una girante motorizzata in grado di miscelare il fango intimamente con la soluzione di polielettrolita, in modo da ottenere una sospensione di fiocchi in grado di cedere rapidamente l'acqua libera sul telo filtrante.
- Ispessitore dinamico a tamburo rotante: il fango mescolato, convogliato da un tubo, sarà forzato ad attraversare tutta la lunghezza del buratto, a contatto con il telo filtrante, per raggiungere la bocca d'uscita. Grazie alla rotazione del tamburo, un'ampia zona filtrante, che verrà continuamente mantenuta pulita da un sistema di lavaggio, verrà a contatto con il fango mescolato, permettendo all'acqua, separatasi grazie all'azione del polielettrolita, di filtrare attraverso la tela.
- Sistema di lavaggio dei teli, costituito da una rampa dotata di ugelli, la cui pulizia sarà effettuata mediante una spazzola azionabile a macchina in marcia; tutto l'insieme sarà alloggiato in un'opportuna vasca a tenuta in modo da impedire l'effetto aerosol; la pompa di lavaggio dei teli avrà una portata di portata 4 m<sup>3</sup>/h e una prevalenza di 60 m.
- Poli preparatore diretto per poli in emulsione: la stazione sarà predisposta per eseguire la preparazione in continuo della soluzione di polielettrolita in emulsione, che verrà dosato e miscelato in acqua tramite un miscelatore statico. L'apparecchiatura sarà costituita da:
  - pompa dosatrice che preleverà il prodotto dai tank di stoccaggio del poli;
  - miscelatore statico

- elettrovalvola acqua di dissoluzione
- flussimetro per acqua diretto
- valvole di intercettazione.

La soluzione viene normalmente preparata allo 0,2 %, ma regolando la portata del polielettrolita in emulsione e l'acqua di dissoluzione sarà possibile variare la % di preparazione.

### **3.2.2 Digestione aerobica**

La digestione aerobica continuerà ad avvenire come allo stato attuale nel manufatto esistente: verranno però adeguati i circuiti idraulici, come illustrato nella tav. M09.

Il digestore verrà alimentato con due nuove pompe monovite, di cui una di riserva, ciascuna in grado di sollevare una portata di 4-25 m<sup>3</sup>/h con una prevalenza di 10 m, installate all'interno del locale fanghi. La mandata della pompa verrà innestata sulla esistente tubazione in ingresso alla vasca di digestione.

Le due tubazioni di uscita fanghi, oggi collegate ad un circuito che termina con una saracinesca per l'attacco dell'autobotte, verranno intercettate e collegate alle due nuove pompe monovite di alimentazione della centrifuga per la disidratazione dei fanghi (Q = 2-8.5 m<sup>3</sup>/h, H = 7 m), anch'esse alloggiare all'interno del locale fanghi (vedi tav. M08).

### **3.2.3 Disidratazione meccanica**

Come già evidenziato poco sopra, nel locale fanghi verranno alloggiare anche le apparecchiature elettromeccaniche necessarie per effettuare la disidratazione meccanica dei fanghi (vedi tav. M08).

Tali apparecchiature comprenderanno:

- Estrattore centrifugo con tamburo di lunghezza pari a 918 mm e diametro pari a 353 mm, completo di rotovariatore da 4 kW
- Elevatore a coclea con spirale in acciaio inox AISI 304, diametro 200 mm, lunghezza 5 m e altezza massima di scarico 2.3 m
- Polipreparatore per il prodotto in emulsione, costituito da:
  - serbatoio cilindrico suddiviso in due settori, accoppiato ad un assieme tramoggia, interamente realizzati in acciaio inox AISI 304
  - miscelatore fango – polielettrolita in acciaio inox AISI 304
  - pompa monovite di dosaggio del poli, con corpo in AISI 316L, rotore ed albero di comando in AISI 316 Ti, statore in viton, completa di motovariatore manuale 0.25 kW, velocità 0-100 rpm, portata 0-50 l/h.
- n° 3 agitatori lenti con motorizzazione da 0.5 kW

### **3.2.4 Deodorizzazione**

Per deodorizzazione il locale fanghi verrà installato uno scrubber a secco, con portata nominale pari a 1200 m<sup>3</sup>/h, in grado di garantire 3-4 ricambi d'aria all'ora.



Tali apparecchiature, utilizzate per il trattamento dell'aria proveniente da zone circoscritte e localizzate, saranno in grado di abbattere in modo irreversibile un'ampia gamma di composti gassosi maleodoranti e/o nocivi, portandoli al di sotto della soglia di percezione dell'odore.

L'abbattimento dei gas avverrà in modo irreversibile grazie ad un processo combinato di adsorbimento e assorbimento, seguito da specifiche reazioni chimiche che trasformeranno i gas in solidi innocui. I prodotti di reazione rimarranno quindi intrappolati nei pori dei granuli, scongiurando così ogni possibilità di rilascio.

Lo scrubber avrà una struttura di forma cilindrica in polipropilene anticorrosione, con diametro pari 1.45 m e altezza pari a 1.60 m. Il ventilatore di aspirazione dell'aria sarà di tipo centrifugo ad alto rendimento, realizzato in polipropilene, a pale rovesce, direttamente accoppiato e munito di giunti antivibranti in ingresso e in uscita.

## 4 Portate di progetto

Le portate idrauliche per il dimensionamento del nuovo impianto sono sintetizzate nella tabella che segue.

	<b>U.M.</b>	<b>Valore</b>
<b><u>Portata parassita (<math>q_{par}</math>)</u></b>		
Di calcolo	m <sup>3</sup> /h	52.0
<b><u>Portata nera media (<math>q_{24}</math>)</u></b>		
Reflui civili	m <sup>3</sup> /h	75.9
Reflui industriali	m <sup>3</sup> /h	8.9
Totale (con portata parassita)	m <sup>3</sup> /h	136.8
<b><u>Portata nera di punta (<math>q_p</math>)</u></b>		
Reflui civili	m <sup>3</sup> /h	151.8
Reflui industriali	m <sup>3</sup> /h	17.8
Totale (con portata parassita)	m <sup>3</sup> /h	221.6
<b><u>Portata tempo di pioggia (<math>q_{max}</math>)</u></b>		
Totale	m <sup>3</sup> /h	288.0
<b><u>Portata di ricircolo</u></b>		
Ricircolo fanghi (max)	m <sup>3</sup> /h	274.0
Ricircolo nitrati (max)	m <sup>3</sup> /h	274.0

Tabella 5 – Portate idrauliche di dimensionamento impianto

## 5 Relazioni per il calcolo del profilo idraulico

Per lo sviluppo dei calcoli di dimensionamento dei circuiti dell'impianto in progetto e delle stazioni di sollevamento e si è fatto riferimento alle leggi fondamentali della meccanica dei fluidi e dell'idraulica ed ai risultati tecnico-sperimentali delle più avanzate ricerche nel settore. Le principali equazioni adottate nei calcoli idraulici sono di seguito riportate nella forma canonica.

### a) Perdite distribuite nelle tubazioni

$$\Delta H = J \cdot L \quad (1)$$

in cui  $L$  è la lunghezza della tubazione (m) e  $J$  la cadente della linea dell'energia (m/m).

La suddetta cadente è stata calcolata mediante la nota espressione:

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

dove:

la costante  $\lambda$  viene calcolata con l'espressione di Colebrook-White :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} + \frac{1}{3.71} \cdot \frac{\varepsilon}{D} \right)$$

$V$ : velocità nella condotta (m/s);

$R_e$ : numero di Reynolds  $R_e = \frac{\rho V D}{\mu}$ ;

$\rho$  densità del fluido (kgs<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>);

$\mu$  viscosità del fluido (kgs/m<sup>2</sup>);

$\varepsilon$ : scabrezza assoluta della condotta (m);

$D$ : diametro della condotta (m).

In particolare sono stati utilizzati i seguenti valori della scabrezza (da Manuale Cremonesi – Prof. Enrico Marchi – Vol. I, pag. 205):

- condotte in PEAD:  $\varepsilon = 0.02$  mm;
- condotte in acciaio:  $\varepsilon = 0.2$  mm;

**b) Perdite concentrate in corrispondenza dell'imbocco**

$$\Delta H = 0.5 \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2)$$

dove  $V$  è la velocità media della corrente all'interno della tubazione (m/s).

**c) Perdite concentrate in corrispondenza dello sbocco**

$$\Delta H = \frac{V^2}{2g} \quad (3)$$

dove  $V$  è la velocità media della corrente all'interno della tubazione (m/s).

**d) Perdite concentrate in corrispondenza delle deviazioni d'asse**

$$\Delta H = \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (4)$$

dove  $V$  è la velocità media della corrente all'interno della tubazione (m/s). Il coefficiente  $\zeta$  è ricavabile in funzione dell'ampiezza della deviazione d'asse e del rapporto fra il raggio di curvatura e il diametro della tubazione dal "Memento des pertes de charge", I.E- Idel'cik.

$$\zeta = k_{\Delta} \cdot k_{Re} \cdot \zeta_M + 0.06 \cdot \frac{L_0}{D_0}$$

dove:

$k_{\Delta}, k_{Re}$ : coefficienti da determinare graficamente in funzione di  $Re$  e della scabrezza;

$\zeta_M$ : coefficiente tabellato in funzione del rapporto  $R_0/D_0$ ;

$R_0$ : raggio di curvatura (m);

$L_0$ : lunghezza dello spicchio (m);

$D_0$ : diametro della tubazione (m).

Nello specifico il coefficiente  $\zeta$ , al variare dell'angolo di deviazione e per diversi diametri delle tubazioni, assume i seguenti valori:

Pead/Acciaio	<=15°	30°	45°	60°	90°
<b>DN 150</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.42/0.46
<b>DN 200</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.42/0.46
<b>DN 250</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.42/0.46
<b>DN 300</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.42/0.46
<b>DN 400</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 500</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 600</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 700</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 800</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 900</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 1000</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40
<b>DN 1200</b>	0.05/0.06	0.08/0.10	0.12/0.14	0.16/0.18	0.38/0.40

**e) Perdite concentrate in un divergente**

$$\Delta H = \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (5)$$

dove  $V$  è la velocità media della corrente all'interno della tubazione a monte del divergente (m/s). Il coefficiente  $\zeta$  è stato ricavato in funzione del rapporto delle aree delle sezioni raccordate e dell'angolo di raccordo dal "Memento des pertes de charge", I.E- Idel'cik.

$$\zeta = \varphi \cdot \left(1 - \frac{F_0}{F_1}\right)^2 + \frac{\lambda}{8 \cdot \sin \frac{\alpha}{2}} \cdot \left[1 - \left(\frac{F_0}{F_1}\right)^2\right]$$

dove:

$$\varphi = 3.2 \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \cdot \left(\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}\right)^{0.25}$$

$\lambda$ : indice di resistenza, assunto pari a 0.02;

$\alpha/2$ : ampiezza dell'angolo del raccordo (°);

$F_0$ : area della tubazione a monte del raccordo (m<sup>2</sup>);

$F_l$ : area della tubazione a valle del raccordo ( $m^2$ ).

**f) Perdite concentrate in corrispondenza delle riunioni di correnti**

$$\Delta H = \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (6)$$

dove  $V$  è la velocità media della corrente all'interno della tubazione a valle della riunione ( $m/s$ ). Il coefficiente  $\zeta$  è stato ricavato in funzione dei rapporti delle aree delle sezioni delle tubazioni raccordate e delle portate che circolano nelle tubazioni dal "Memento des pertes de charge", I.E-Idel'cik.

Per il braccio rettilineo si ha:

$$\zeta = 1.55 \cdot \frac{Q_l}{Q_p} - \left( \frac{Q_l}{Q_p} \right)^2$$

dove:

$Q_l$ : portata nella tubazione laterale ( $m^3/s$ ).

$Q_p$ : portata nella tubazione principale ( $m^3/s$ ).

Per quello laterale si ha:

$$\zeta = A \cdot \left[ 1 + \left( \frac{Q_l}{Q_p} \cdot \frac{F_p}{F_l} \right)^2 - 2 \cdot \left( 1 - \frac{Q_l}{Q_p} \right) \right]$$

dove:

$A$ : coefficiente da determinare graficamente in funzione del rapporto fra le superficie laterale e quella principale;

$Q_l$ : portata nella tubazione laterale ( $m^3/s$ ).

$Q_p$ : portata nella tubazione principale ( $m^3/s$ );

$F_p$ : area della tubazione principale ( $m^2$ );

$F_l$ : area della tubazione laterale ( $m^2$ ).

**g) Stramazzi non rigurgitati**

Nota la portata, il carico sullo stramazzo è determinato dall'espressione:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (7a)$$

dove:

$Q$ : portata defluente (m<sup>3</sup>/s);

$\mu$ : coefficiente di efflusso;

$L$ : lunghezza della soglia (m). In presenza di una contrazione laterale la larghezza della soglia è ridotta di  $\frac{1}{10} h$  per ogni lato verticale;

$h$ : carico sulla soglia (m).

In particolare sono stati utilizzati i seguenti valori coefficiente di efflusso " $\mu$ ":

- Stramazzo a larga soglia " $\mu$ :" = 0.385;

- Stramazzo Bazin " $\mu$ :" = 0.41.

### **h) Stramazzo tipo "Thomson"**

Nota la portata, il carico sullo stramazzo è determinato dall'espressione:

$$Q = 8/15 \mu \cdot h^2 \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (7b)$$

dove:

$Q$ : portata defluente (m<sup>3</sup>/s);

$\mu$ : coefficiente di efflusso, posto pari a 0.61;

$h$ : carico sulla soglia (m).

### **i) Stramazzi rigurgitati**

Nota la portata, il carico sullo stramazzo ( $h_1+h_2$ ) è determinato risolvendo l'equazione:

$$Q = b \cdot \left( \mu_1 \cdot h_2 \cdot \sqrt{2g \cdot h_1} + \frac{2}{3} \cdot \mu_2 \cdot h_1 \cdot \sqrt{2g \cdot h_1} \right) \quad (8)$$

dove:

$Q$ : portata defluente (m<sup>3</sup>/s);

$b$ : larghezza della soglia (m). In presenza di una contrazione laterale la larghezza della soglia è ridotta di  $\frac{1}{10} (h_1+h_2)$  per ogni lato verticale, cioè:

$\mu_1, \mu_2$ : coefficienti di efflusso assunti entrambi pari a 0.61;

$h_1$ : altezza vena non rigurgitata ovvero carico dello stramazzo libero (m);

$h_2$ : altezza della vena rigurgitata ovvero carico della luce a battente rigurgitata (m).

### **j) Luci a battente**

Nota la portata, il carico è determinato tramite l'espressione:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (9)$$

dove:

$Q$ : portata defluente (m<sup>3</sup>/s);

$\mu$ : coefficiente di efflusso assunto pari a 0.61.

$A$ : area della luce (m<sup>2</sup>);

$h$ : carico (m).

### **k) Altezza critica in una sezione rettangolare**

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (10)$$

dove:

$Q$ : portata defluente (m<sup>3</sup>/s);

$k$ : altezza critica della corrente (m);

$B$ : larghezza della sezione (m).

### **l) Energia della corrente**

$$E = h + \frac{V^2}{2g} \quad (11)$$

dove:

$h$ : altezza d'acqua nella sezione (m);

$V$ : velocità della corrente (m/s).



In corrispondenza di un'altezza d'acqua pari all'altezza di stato critico e nell'ipotesi che la sezione sia di forma rettangolare l'energia della corrente si determina, detta  $k$  l'altezza di stato critico, come:

$$E = \frac{3}{2}k$$

### ***m) Canali a portata crescente***

Il profilo di corrente in un canale prismatico si ottiene integrando per differenze finite l'equazione a spinta totale costante.

La spinta totale della corrente nella sezione di monte risulta:

$$S_M = \frac{\gamma}{2} \cdot B \cdot h^2$$

La spinta totale della corrente nella sezione di valle risulta:

$$S_V = \frac{\gamma}{2} \cdot B \cdot h^2 + \frac{\gamma}{g} \cdot Q \cdot V$$

dove:

$\gamma$ : peso specifico del liquido (9806 N/m<sup>3</sup>);

$B$ : larghezza della sezione (m<sup>2</sup>);

$h$ : altezza d'acqua nella sezione (m);

$Q$ : portata (m<sup>3</sup>/s);

$V$ : velocità della corrente (m/s).

Uguagliando le due spinte si determina l'altezza d'acqua incognita.

### ***n) Canali a portata decrescente***

Il profilo di corrente in un canale prismatico si ottiene integrando per differenze finite l'equazione ad energia costante.

L'energia della corrente nella sezione di valle risulta:

$$E = h$$

L'energia della corrente nella sezione di monte è invece pari a:

$$E = h + \frac{V^2}{2g}$$

dove:

$h$ : altezza d'acqua nella sezione (m);

$V$ : velocità della corrente (m/s);

Uguagliando i due termini si determina l'altezza d'acqua incognita.

### **o) Tracciamento dei profili a pelo libero**

I profili di corrente a pelo libero si ottengono integrando per differenze finite l'equazione:

$$\frac{\Delta E}{\Delta s} = i - j$$

dove:

$\Delta E$  differenza di energia della corrente (m) fra le due sezioni di calcolo. L'energia si valuta con l'espressione:

$$E = h + \frac{V^2}{2g}$$

con  $h$  altezza della corrente (m) e  $V$  velocità della corrente (m/s);

$\Delta s$  distanza fra le due sezioni di calcolo;

$i$  pendenza del tratto (m/m);

$j$  cadente (m/m), pari a:

$$J = \frac{Q^2}{c^2 \cdot A^2 \cdot R^{4/3}}$$

con  $Q$  portata di riferimento ( $m^3/s$ ),  $c$  coefficiente di scabrezza secondo Strickler ( $m^{1/3}/s^{-1}$ ),  $A$  area della sezione trasversale ( $m^2$ ) ed  $R$  raggio idraulico (m).

Per i canali dell'impianto in esame si è assunto un coefficiente "c" di scabrezza secondo Strickler pari a  $70 m^{1/3}/s^{-1}$ .

### **p) Perdite concentrate in corrispondenza delle griglie**

$$\Delta H = \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (12)$$

dove  $V$  è la velocità media della corrente in arrivo (m/s). Il coefficiente  $\zeta$  è ricavabile in funzione del rapporto fra le dimensioni delle barre della griglia e della luce di passaggio dal "Memento des pertes de charge", I.E- Idel'cik.

$$\zeta = c' \cdot \beta_2 \cdot \zeta' \cdot \sin \alpha$$

dove:

$c'$ : coefficiente da determinare in funzione delle modalità di pulizia della griglia, assunto pari a 1.3 (pulizia meccanica);

$\beta_2$ : coefficiente da determinare in funzione della forma delle barre, pari a 0.74;

$\zeta'$ : coefficiente da determinare graficamente in funzione del rapporto fra l'area di passaggio nella griglia e la superficie del canale libera dall'ostacolo (tale rapporto è stato assunto pari a 0.70);

$\alpha$ : angolo di inclinazione della griglia rispetto al verso della corrente.

## 6 Profilo idraulico

### 6.1 Scarico nel ricettore

Lo scarico dell'impianto avverrà, come allo stato attuale, nella roggia Spagna attraverso una tubazione in PVC DN 315, con quota di scorrimento pari a 50.79 m slm e quota di testa del tubo pari a 51.09 m slm.

Ipotizzando, come evidenziato durante i sopralluoghi, che il livello massimo nella roggia si trovi a circa 30 cm dal ciglio di sponda (posto a 51.43 m slm), la quota idrica nel ricettore risulta pari a 51.13 m slm.

Come indicato nel rilievo topografico eseguito da SAL, quando la roggia Spagna non convoglia la massima portata, lo sbocco della tubazione di scarico avviene a bocca libera.

### 6.2 Condotta di collegamento fra lo scarico nel ricettore e il pozzetto di uscita dall'impianto

Il collegamento fra lo scarico nel ricettore e il pozzetto di uscita dall'impianto a UV è costituito da una condotta in **PVC DN 315** (diametro interno pari a 299.6 millimetri) di lunghezza pari a circa **1 metro**. Lungo il tracciato non sono presenti deviazioni d'asse.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo, per valutare la quota d'acqua nel pozzetto di uscita dalla disinfezione a UV si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di imbocco e sbocco, calcolate con le espressioni (1), (2) e (3) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 1.0) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.10 \text{ m}$$

La quota piezometrica nel pozzetto di uscita dall'impianto, ipotizzando il massimo livello nel ricettore, è stata dunque individuata pari a:

$$51.13 \text{ m slm} + 0.10 \text{ m} = \mathbf{51.23 \text{ m slm}}$$

### 6.3 Condotta di collegamento fra il pozzetto di uscita dall'impianto e la sezione di valle del canale di disinfezione a UV

Il collegamento fra il pozzetto di uscita dalla sezione di disinfezione a UV e la sezione di valle del canale di disinfezione a UV è costituito da una condotta in **acciaio DN 250** (diametro interno pari a 261.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **4 metri**. Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a 45° e una deviazione d'asse a 90°.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo, per valutare la quota d'acqua nella sezione di valle del canale di disinfezione a

UV, si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di imbocco, sbocco e deviazione d'asse, calcolate con le espressioni (1), (2), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 1.0 + 2 \cdot 0.14 + 0.46) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.29 \text{ m}$$

La quota piezometrica nella sezione di valle del canale di disinfezione a UV è stata dunque individuata pari a:

$$51.23 \text{ m slm} + 0.29 \text{ m} = \mathbf{51.52 \text{ m slm} < 51.96 \text{ m slm}} \text{ (ciglio di sfioro)}$$

#### 6.4 Sezione di disinfezione a UV

Il nuovo canale di disinfezione a UV è stato posizionato ad una quota inferiore al piano campagna, al fine di non modificare le modalità di funzionamento della sezione di filtrazione esistente.

Nel canale di disinfezione a UV è presente uno stramazzo finalizzato al mantenimento del livello idrico in corrispondenza delle lampade.

La quota dello specchio d'acqua a monte dello stramazzo è stata dunque determinata calcolando il carico generato dallo stramazzo a soglia sottile ( $\mu = 0.405$ ) di sviluppo pari a **4.25 metri** e con ciglio di sfioro posto a quota **51.96 m slm**.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo ed applicando la relazione (7a) del precedente capitolo 5, il carico sullo sfioratore è stato determinato pari a **0.05 metri**.

Ipotizzando poi una perdita di carico di 0.04 m nel passaggio attraverso le lampade, la quota d'acqua nella sezione di monte del canale di disinfezione a UV è stata così fissata a:

$$51.96 \text{ m slm} + 0.05 \text{ m} + 0.04 \text{ m} = \mathbf{52.05 \text{ m slm}}$$

#### 6.5 Condotta di collegamento fra la sezione di disinfezione a UV e la sezione di filtrazione

Il collegamento fra la sezione di disinfezione a UV e la sezione di filtrazione è costituito da una condotta in **acciaio DN 300** (diametro interno pari a 312.1 millimetri) di lunghezza pari a circa **2.5 metri**. Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a 45° e una saracinesca DN 300.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo, per valutare la quota d'acqua in uscita dalla filtrazione si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nell'imbocco, nello sbocco, nelle deviazioni d'asse e nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ), calcolate con le espressioni (1), (2), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 1.0 + 2 \cdot 0.14 + 0.15) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.12 \text{ m}$$

La quota piezometrica in uscita dalla filtrazione è stata dunque individuata pari a:

$$52.05 \text{ m slm} + 0.12 \text{ m} = \mathbf{52.17 \text{ m slm}}$$

## 6.6 Sezione di filtrazione

Secondo le indicazioni del fornitore del microfiltro a dischi rotanti, la perdita di carico nella macchina è pari a circa 0.67 m.

La quota d'acqua in ingresso alla sezione di filtrazione è stata così fissata a:

$$52.17 \text{ m slm} + 0.67 \text{ m} = \mathbf{52.84 \text{ m slm}}$$

## 6.7 Condotta di collegamento fra la sezione di filtrazione e la vasca di disinfezione

Il collegamento fra la sezione di filtrazione e la vasca di disinfezione è costituito da una condotta in **acciaio DN 300** (diametro interno pari a 312.1 millimetri) di lunghezza pari a circa **3 metri**. Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a 45°, una saracinesca DN 300 e un raccordo a T DN300/DN300.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo, per valutare la quota d'acqua nella esistente sezione di disinfezione si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nell'imbocco, nello sbocco, nelle deviazioni d'asse, nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ) e nel raccordo a T ( $\zeta = 1.20$ ), calcolate con le espressioni (1), (2), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 1.0 + 2 \cdot 0.14 + 0.15 + 1.20) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.19 \text{ m}$$

La quota piezometrica nel pozzetto di uscita dalla vasca di disinfezione è stata dunque individuata pari a:

$$52.84 \text{ m slm} + 0.19 \text{ m} = \mathbf{53.03 \text{ m slm}}$$

Essendo il ciglio del muro perimetrale della vasca posto a quota 53.02 m slm, si procederà ad un suo rialzo di circa 20 cm, portandolo così a quota **53.20 m slm**.

## 6.8 Condotta di collegamento fra la vasca di disinfezione e il sedimentatore B

Il collegamento fra la vasca di disinfezione e il sedimentatore B (il più lontano dalla vasca di disinfezione) è costituito da un primo tratto di condotta in **PEAD DN 355** (diametro interno pari a 327.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **80 metri**. Lungo il tracciato sono presenti una deviazione

d'asse a 15°, tre deviazioni d'asse a 45°, due deviazioni d'asse a 90° e un raccordo a T DN315/DN355.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo, si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nello sbocco, nelle deviazioni d'asse e nel raccordo a T ( $\zeta = 0.55$ ), calcolate con le espressioni (1), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (1.0 + 0.05 + 3 \cdot 0.12 + 2 \cdot 0.42 + 0.55) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.30 \text{ m}$$

Il secondo tratto di condotta è costituito da una tubazione in **PEAD DN 315** (diametro interno pari a 290.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **21 metri**. Lungo il tracciato sono presenti una deviazione d'asse a 45° e una deviazione d'asse a 90°.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata di calcolo per ogni sedimentatore, si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nell'imbocco e nelle deviazioni d'asse calcolate con le espressioni (1), (2), e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 0.12 + 0.42) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.04 \text{ m}$$

La quota piezometrica nel pozzetto di uscita dal sedimentatore B è stata dunque individuata pari a:

$$53.03 \text{ m slm} + 0.30 \text{ m} + 0.04 \text{ m} = \mathbf{53.37 \text{ m slm}}$$

## 6.9 Sedimentatore secondario B

Si è verificato il dimensionamento geometrico della canaletta rettangolare di raccolta delle acque sfiorate dal sedimentatore secondario, avente quota fondo pari a **53.55 m slm** in corrispondenza del pozzetto di uscita e pari a **53.65 m slm** in posizione diametralmente opposta al pozzetto, e larghezza di base pari a **0.40 metri**.

Considerando che la quota d'acqua nel pozzetto di uscita dal sedimentatore secondario B è stata fissata a **53.37 m slm**, inferiore quindi alla quota di fondo della canaletta di raccolta, nella sezione terminale della canaletta stessa si è assunta una condizione di stato critico della corrente.

Definita in  $Q_{\max} = 288/4 \text{ m}^3/\text{h} = 72.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata di calcolo delle due metà del manufatto (funzionamento speculare), la corrispondente altezza d'acqua è stata ricavata dall'applicazione dell'equazione descritta al **punto k** del precedente capitolo 5:

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

Ottenendo:

$$k=h_v = 0.06 \text{ m}$$

Definita sempre in  $Q_{\max} = 288/4 \text{ m}^3/\text{h} = 72.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata di calcolo delle due metà del manufatto e funzionando la canaletta di raccolta come un canale a portata crescente, la massima quota d'acqua all'interno della stessa (individuata nella posizione diametralmente opposta rispetto al pozzetto di uscita) è stata ricavata dall'applicazione dell'equazione semplificata dell'equilibrio globale, come descritta al **punto m** del precedente capitolo 5:

$$S_v = \frac{\gamma}{2} \cdot h_v^2 \cdot B + 102 \cdot \frac{Q_v^2}{(B \cdot h_v)} = S_m = \frac{\gamma}{2} h_m^2 \cdot B$$

Essendo risultato:

$$h_m = 0.11 \text{ m}$$

la massima quota piezometrica nel canale di raccolta del sedimentatore secondario B è stata fissata pari a:

$$53.65 \text{ m slm} + 0.11 \text{ m} = \mathbf{53.76 \text{ m slm} < 54.15 \text{ m slm}$$
 (quota ciglio sfioratore)

La quota dello specchio d'acqua nel sedimentatore secondario è stata determinata calcolando il carico generato dallo stramazzo tipo "Thomson" posto lungo il perimetro del manufatto con ciglio di sfioro a quota **54.15 m slm**; essendo lo sviluppo complessivo dello sfioratore pari a **43.86 metri** ed essendo l'interasse fra ogni vertice del Thomson pari a **0.50 m**, il numero complessivo di stramazzi risulta pari a **88**.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata di calcolo per ogni sedimentatore ed applicando la relazione (7b) del precedente capitolo 5, il carico sullo sfioratore è stato determinato pari a 0.04 metri.

La quota piezometrica nel sedimentatore secondario B è stata dunque fissata a:

$$54.15 \text{ m slm} + 0.04 \text{ m} = \mathbf{54.19 \text{ m slm}}$$

## 6.10 Condotta di collegamento fra il sedimentatore A e il pozzetto di uscita dal reattore biologico

Il collegamento fra il sedimentatore A e il pozzetto di uscita dal reattore biologico è costituito da due tratti di condotta:

1. una condotta in **acciaio DN 350** (diametro interno pari a 343 millimetri) di lunghezza pari a circa **15 metri**. Lungo il tracciato sono presenti una deviazione d'asse a 15° e una deviazione d'asse a 90°.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea ed in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ ), si è stimata la perdita di carico complessiva



nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di imbocco e deviazione d'asse calcolate con le espressioni (1), (2) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 0.06 + 0.46) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.07 \text{ m}$$

- una condotta in **PEAD DN 355** (diametro interno pari a 327.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **20 metri**. Lungo il tracciato sono presenti una deviazione d'asse a 45° e una deviazione d'asse a 90°.

Definita sempre in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea ed in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ ), si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di sbocco e deviazione d'asse calcolate con le espressioni (1), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (1.0 + 0.12 + 0.42) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.11 \text{ m}$$

Considerato che la massima quota piezometrica nel sedimentatore A è stata stimata in **54.19 m slm**, la quota piezometrica nel pozzetto di uscita dal reattore biologico è stata dunque individuata pari a:

$$54.19 \text{ m slm} + 0.07 \text{ m} + 0.11 \text{ m} = \mathbf{54.37 \text{ m slm} < 54.50 \text{ m slm}} \text{ (ciglio di sfioro)}$$

### 6.11 Condotta di collegamento fra il sedimentatore B e il pozzetto in uscita dal reattore biologico

Il collegamento fra il sedimentatore B e il pozzetto di uscita dal reattore biologico è costituito da due tratti di condotta:

- una condotta in **acciaio DN 350** (diametro interno pari a 343 millimetri) di lunghezza pari a circa **15 metri**. Lungo il tracciato sono presenti una deviazione d'asse a 15° e una deviazione d'asse a 90°.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea ed in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ ), si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di imbocco e deviazione d'asse calcolate con le espressioni (1), (2) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 0.06 + 0.46) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.07 \text{ m}$$

- una condotta in **PEAD DN 355** (diametro interno pari a 327.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **28 metri**. Lungo il tracciato è presente una deviazione d'asse a 60°.

Definita sempre in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea ed in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ ), per valutare la quota d'acqua nel pozzetto di uscita dal reattore biologico si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di sbocco e deviazione d'asse calcolate con le espressioni (1), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (1.0 + 0.16) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.11 \text{ m}$$

Considerato che la massima quota piezometrica nel sedimentatore B è stata stimata in **54.19 m slm**, la quota piezometrica nel pozzetto in uscita dal reattore biologico è stata dunque individuata pari a:

$$54.19 \text{ m slm} + 0.07 \text{ m} + 0.11 \text{ m} = \mathbf{54.37 \text{ m slm} < 54.50 \text{ m slm}$$
 (ciglio di sfioro)

## 6.12 Reattore biologico

Fra il pozzetto di uscita dal reattore biologico e il pozzetto di prelievo dei nitrati da ricircolare sono presenti due stramazzi.

La quota dello specchio d'acqua a monte dello stramazzo è stata dunque determinata calcolando il carico generato da ognuno dei due stramazzi a soglia sottile ( $\mu'' = 0.405$ ) di sviluppo pari a **1.00 metro** e con ciglio di sfioro posto a quota **54.50 m slm**.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea ed in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ed applicando la relazione (7a) del precedente capitolo 5, il carico sullo sfioratore è stato determinato pari a **0.13 metri**.

La quota d'acqua nel pozzetto di prelievo dei nitrati da ricircolare è stata così fissata a:

$$54.50 \text{ m slm} + 0.13 \text{ m} = \mathbf{54.63 \text{ m slm}}$$

Nel setto che separa il pozzetto di prelievo dei nitrati da ricircolare e la camera di raccolta delle acque sfiorate da ciascuna delle due linee sono presenti due luci sotto battente, ciascuna di altezza pari a **0.70 metri** e larghezza pari a **1.40 metri**.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea, in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea e in  $Q_{\text{m}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei nitrati per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.116 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ed applicando la relazione (9) del precedente capitolo 5, si è potuto verificare che la luce è ininfluyente sul profilo idraulico.

La quota d'acqua nella camera di raccolta delle acque sfiorate da ciascuna delle due linee è stata così fissata a:

$$\mathbf{54.63 \text{ m slm}}$$

L'acqua in uscita dalle due vasche di ossidazione stramazza in una canaletta rettangolare, di larghezza pari a **0.60 metri**, di lunghezza pari a **4.60 metri** e con quota di fondo posta a **54.25 m slm**. Lo stramazzo ha invece uno sviluppo pari a 6.00 metri e il ciglio di sfioro posto a quota 54.95 m slm.

L'altezza d'acqua nella sezione terminale di valle della canaletta di raccolta è pari a:

$$h_v = 54.63 - 54.25 = 0.38 \text{ m}$$

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea, in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea e in  $Q_{\text{m}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei nitrati per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.116 \text{ m}^3/\text{s}$ ) e funzionando la canaletta di raccolta come un canale a portata crescente, la massima quota d'acqua all'interno della stessa (individuata nella sezione terminale di monte) è stata ricavata dall'applicazione dell'equazione semplificata dell'equilibrio globale, come descritta al **punto m** del precedente capitolo 5:

$$S_v = \frac{\gamma}{2} \cdot h_v^2 \cdot B + 102 \cdot \frac{Q_v^2}{(B \cdot h_v)} = S_m = \frac{\gamma}{2} h_m^2 \cdot B$$

Essendo risultato:

$$h_m = 0.41 \text{ m}$$

la massima quota piezometrica nel canale di raccolta è stata fissata pari a:

$$54.25 \text{ m slm} + 0.41 \text{ m} = \mathbf{54.66 \text{ m slm} < 54.95 \text{ m slm}$$
 (quota ciglio sfioratore)

La quota dello specchio d'acqua in ogni vasca di ossidazione è stata poi determinata calcolando il carico generato dallo stramazzo a soglia sottile ( $\mu = 0.405$ ) di sviluppo pari a **6.00 metri** e con ciglio di sfioro posto a quota **54.95 m slm**.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea, in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea e in  $Q_{\text{m}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei nitrati per linea (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.116 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ed applicando la relazione (7b) del precedente capitolo 5, il carico sullo sfioratore è stato determinato pari a 0.05 metri.

La quota piezometrica in ognuna delle due vasche di ossidazione è stata dunque fissata a:

$$54.95 \text{ m slm} + 0.05 \text{ m} = \mathbf{55.00 \text{ m slm}}$$

Nei setti che separano fra loro le due vasche di ossidazione e che separano le vasche di denitrificazione dalle vasche di ossidazione sono presenti delle luci sotto battente, ciascuna di altezza pari a **1.50 metri** e larghezza pari a **2.00 metri**.

Definita in  $Q_{\max} = 288/2 \text{ m}^3/\text{h} = 144.0 \text{ m}^3/\text{h} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea, in  $Q_{\text{rf}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi per linea e in  $Q_{\text{m}} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei nitrati per linea (portata di calcolo per

ciascuna linea  $Q_c = 0.116 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ed applicando la relazione (9) del precedente capitolo 5, si è potuto verificare che le luci sono ininfluenti sul profilo idraulico.

La quota d'acqua nella vasca di denitrificazione è stata così fissata a:

**55.00 m slm**

Fra le vasche di denitrificazione e il pozzetto partitore delle portate sulle due linee sono presenti due stramazzi, ciascuno di sviluppo pari a **0.50 metri** e con ciglio di sfioro posto a quota **54.60 m slm**. L'altezza d'acqua sulla luce è pari a  $55.00 - 54.60 = 0.40 \text{ m}$  e la velocità della corrente nel passaggio attraverso la singola luce è pari a  $Q_c/A = 0.116/0.50 \cdot 0.40 = 0.58 \text{ m/s}$ .

La perdita nel passaggio attraverso la luce è stata calcolata come perdita di Borda dovuta alla brusca riduzione di velocità all'ingresso nella vasca di denitrificazione, secondo l'espressione:

$$\Delta H = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

Considerando che la velocità del fluido nella vasca di denitrificazione è trascurabile, la perdita di carico vale:

$$\Delta H = \frac{V_1^2}{2g} = 0.02 \text{ m}$$

La quota d'acqua nel pozzetto partitore delle portate sulle due linee è stata così fissata a:

**55.00 + 0.02 = 55.02 m slm**

Nel setto che separa il pozzetto partitore delle portate sulle due linee e il pozzetto di miscelazione, in cui entrano i liquami provenienti dalla dissabbiatura e i ricircoli dei nitrati e dei fanghi, è presente una luce sotto battente di altezza pari a **1.50 metri** e larghezza pari a **1.50 metri**.

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  la portata dei reflui trattati per linea, in  $Q_{\text{rf}} = 137 \times 2 \text{ m}^3/\text{h} = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei fanghi e in  $Q_{\text{m}} = 137 \times 2 \text{ m}^3/\text{h} = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$  la massima portata di ricircolo dei nitrati (portata di calcolo per linea  $Q_c = 0.233 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ed applicando la relazione (9) del precedente capitolo 5, si è potuto verificare che la luce è ininfluenta sul profilo idraulico.

La quota d'acqua nel pozzetto di miscelazione al reattore biologico è stata così fissata a:

**55.02 m slm**

### **6.13 Canale di collegamento fra il reattore biologico e la sezione di dissabbiatura**

Il collegamento fra il reattore biologico e la sezione di dissabbiatura è costituito da un canale in c.a. di lunghezza pari a **4.50 metri**, larghezza **0.90 metri** e quota fondo a **54.60 m slm**.

L'altezza d'acqua nella sezione di valle del canale è quindi pari a:

$$h_v = 55.02 - 54.60 = 0.42 \text{ m}$$

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo, l'altezza d'acqua nella sezione di monte del canale è stata stimata tracciando il profilo di moto permanente nel tratto di canale, ottenendo:

$$E_m = 0.422 \text{ m}; V_m = 0.22 \text{ m/s}; h_m = 0.42 \text{ m} \rightarrow H_m = 0.42 + 54.60 = 55.02 \text{ m slm}$$

#### 6.14 Sezione di dissabbiatura

L'altezza d'acqua nella sezione di dissabbiatura è stata assunta pari all'energia della corrente nella sezione terminale del canale di alimentazione del reattore biologico.

La corrispondente quota piezometrica vale quindi:

$$54.60 + 0.422 = 55.02 \text{ m slm}$$

#### 6.15 Canale di alimentazione della sezione di dissabbiatura

Le mandate delle pompe della stazione di sollevamento sversano le portate sollevate nel canale in c.a. di alimentazione della sezione di dissabbiatura, di lunghezza pari a **5.00 metri**, larghezza **0.90 metri** e quota fondo a **54.60 m slm**.

L'altezza d'acqua nella sezione di valle all'ingresso nella dissabbiatura del canale è quindi pari a:

$$h_v = 55.02 - 54.60 = 0.42 \text{ m}$$

Definita in  $Q_{\max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*) la portata di calcolo e funzionando la canaletta di raccolta come un canale a portata crescente, la massima quota d'acqua all'interno della stessa (individuata nella sezione terminale di monte) è stata ricavata dall'applicazione dell'equazione semplificata dell'equilibrio globale, come descritta al **punto m** del precedente capitolo 5:

$$S_v = \frac{\gamma}{2} \cdot h_v^2 \cdot B + 102 \cdot \frac{Q_v^2}{(B \cdot h_v)} = S_m = \frac{\gamma}{2} h_m^2 \cdot B$$

Essendo risultato:

$$h_m = 0.43 \text{ m}$$

la massima quota piezometrica nel canale di alimentazione è stata fissata pari a:

$$54.60 \text{ m slm} + 0.43 \text{ m} = 55.03 \text{ m slm}$$

#### 6.16 Sezione di grigliatura fine

Secondo le indicazioni del fornitore della filtrococlea, la perdita di carico nella macchina è pari a 0.10 m.

Considerando che il livello massimo nella stazione di sollevamento è stato fissato a quota 50.42 m slm, la quota piezometrica nel pozzetto di alimentazione della grigliatura fine risulta pari a:

$$50.42 \text{ m slm} + 0.10 \text{ m} = \mathbf{50.52 \text{ m slm}}$$

### 6.17 Condotta di collegamento fra la sezione di grigliatura fine ed il sollevamento iniziale esistente

Il collegamento fra la sezione di grigliatura fine e il sollevamento iniziale esistente è costituito da una condotta in **PEAD DN 400** (diametro interno pari a 369.4 millimetri) di lunghezza pari a circa **40 metri**. Lungo il tracciato sono presenti quattro deviazioni d'asse a 45°.

Definita in  $Q_{\max} = 219 \times 2 \text{ m}^3/\text{h} = 438 \text{ m}^3/\text{h} = 0.122 \text{ m}^3/\text{s}$  (somma della portata massima ai biologici in tempo di pioggia di competenza dell'abitato di Castiglione d'Adda e della portata da inviare alla vasca di accumulo temporaneo) la portata di calcolo, per valutare la quota d'acqua nel sollevamento iniziale esistente si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di imbocco, deviazione d'asse e sbocco calcolate con le espressioni (1), (2), (3) e (4) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 1.0 + 4 \cdot 0.12) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.23 \text{ m}$$

La quota piezometrica nel sollevamento iniziale esistente è stata dunque individuata pari a:

$$50.52 \text{ m slm} + 0.23 \text{ m} = \mathbf{50.75 \text{ m slm}}$$

### 6.18 Condotta di collegamento fra il sollevamento iniziale esistente ed il manufatto di ingresso all'impianto

Il collegamento fra il sollevamento iniziale esistente e il manufatto di ingresso all'impianto sarà costituito, a seguito dei lavori di realizzazione dell'accumulo di testa dell'impianto (opere previste in altro appalto) da una condotta in **PEAD DN 400** (diametro interno pari a 369.4 millimetri) di lunghezza pari a circa **26 metri**.

Definita in  $Q_{\max} = 219 \times 2 \text{ m}^3/\text{h} = 438 \text{ m}^3/\text{h} = 0.122 \text{ m}^3/\text{s}$  (somma della portata massima ai biologici in tempo di pioggia di competenza dell'abitato di Castiglione d'Adda e della portata da inviare alla vasca di accumulo temporaneo) la portata di calcolo, per valutare la quota d'acqua nel manufatto di ingresso all'impianto si è stimata la perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate di imbocco e di sbocco calcolate con le espressioni (1), (2) e (3) del precedente capitolo 5, ottenendo:

$$\Delta H = J \cdot L + (0.5 + 1.0) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.17 \text{ m}$$

La quota piezometrica nel manufatto di ingresso all'impianto è stata dunque individuata pari a:

$$50.75 \text{ m slm} + 0.17 \text{ m} = \mathbf{50.92 \text{ m slm}} \text{ circa} = \mathbf{50.86 \text{ m slm}} \text{ (quota fondo tubazione di troppo pieno)}$$

## 7 DIMENSIONAMENTO IMPIANTI DI SOLLEVAMENTO

### 7.1 Dimensionamento pompe di ricircolo nitrati

Verranno installate 2+1R pompe di ricircolo dei nitrati, alloggiate in un locale posto a lato del reattore biologico. La portata massima di ricircolo dei nitrati è  $Q_m = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$ : la portata di calcolo di ogni pompa è quindi pari a  $Q_m/2 = 274/2 \text{ m}^3/\text{h} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### **Condotta di aspirazione**

La condotta di aspirazione è costituita da un primo tratto di tubazione in **acciaio AISI 304L DN 250** (diametro interno pari a 261.8 millimetri), di lunghezza pari a circa **14.5 metri**; la portata di calcolo è  $Q_m = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.41 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono presenti tre deviazioni d'asse a  $90^\circ$ , due saracinesche DN 250 e un raccordo a T DN250/DN150.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nell'imbocco, nelle deviazioni d'asse, nelle saracinesche ( $\zeta = 0.15$ ) e nel raccordo a T ( $\zeta = 1.25$ ) calcolate con le espressioni (1), (2) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_1 = J \cdot L + (0.5 + 3 \cdot 0.46 + 2 \cdot 0.15 + 1.25) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.46 \text{ m}$$

Il secondo tratto della condotta di aspirazione è costituito da una tubazione in **acciaio AISI 304L DN 150** (diametro interno pari a 160.3 millimetri), di lunghezza pari a circa **0.90 metri**; la portata di calcolo è  $Q_m/2 = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.88 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono presenti una deviazione d'asse a  $90^\circ$  e una saracinesca DN 150.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nelle deviazioni d'asse e nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ) calcolate con le espressioni (1) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_2 = J \cdot L + (0.46 + 0.15) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.13 \text{ m}$$

La perdita totale lungo la condotta di aspirazione risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{ASP} = 0.46 \text{ m} + 0.13 \text{ m} = 0.59 \text{ m}$$

#### **Condotta di mandata**

La condotta di mandata è costituita da un primo tratto di tubazione in **acciaio AISI 304L DN 150** (diametro interno pari a 160.3 millimetri), di lunghezza pari a circa **4.80 metri**; la portata di calcolo è  $Q_m/2 = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.88 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a  $90^\circ$ , una valvola di ritegno a clapet DN 150 e una saracinesca DN 150.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nelle deviazioni d'asse, nella valvola di ritegno ( $\zeta = 1.20$ ) e nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ), calcolate con le espressioni (1) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_3 = J \cdot L + (2 \cdot 0.46 + 1.20 + 0.15) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.53 \text{ m}$$

Il secondo tratto della condotta di mandata è costituito da una tubazione in **acciaio AISI 304L DN 250** (diametro interno pari a 261.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **31.50 metri**; la portata di calcolo è  **$Q_m = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$**  e la velocità è  **$V = 1.41 \text{ m/s}$** . Lungo il tracciato sono presenti quattro deviazioni d'asse a  $45^\circ$ , una deviazione d'asse a  $90^\circ$  e un raccordo a T DN150/DN250.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nello sbocco, nelle deviazioni d'asse e nel raccordo a T ( $\zeta = 1.10$ ), calcolate con le espressioni (1), (3) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

La perdita di carico distribuita nella tubazione, calcolata con l'espressione (1) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_4 = J \cdot L + (1.0 + 4 \cdot 0.14 + 0.46 + 1.10) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.55 \text{ m}$$

La perdita totale lungo la condotta di mandata risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{MAN} = 0.53 \text{ m} + 0.55 \text{ m} = 1.08 \text{ m}$$

### ***Determinazione della prevalenza da assegnare alla pompa***

Considerato che la massima quota piezometrica nel reattore biologico in corrispondenza del punto di aspirazione delle pompe è pari **54.63 m slm** e che la massima quota piezometrica all'ingresso del reattore biologico è pari a **55.02 m slm**, la prevalenza geodetica risulta pari a:

$$\Delta H_{GEO} = 55.02 \text{ m slm} - 54.63 \text{ m slm} = 0.39 \text{ m}$$

In definitiva, la prevalenza da assegnare alla pompa risulta:

$$\Delta H = \Delta H_{ASP} + \Delta H_{MAN} + \Delta H_{GEO} = 0.59 \text{ m} + 1.08 \text{ m} + 0.39 \text{ m} = 2.06 \text{ m}$$

## **7.2 Dimensionamento pompe di ricircolo fanghi**

Verranno installate 2+1R pompe per il ricircolo dei fanghi, alloggiare in un locale posto a lato del reattore biologico. La portata massima di ricircolo dei fanghi è  **$Q_{rf} = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$** : la portata di calcolo di ogni pompa è quindi pari a  **$Q_{rf}/2 = 274/2 \text{ m}^3/\text{h} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$** .

### ***Condotta di aspirazione***



La condotta di aspirazione è costituita da un primo tratto di tubazione in **acciaio AISI 304L DN 200** (diametro interno pari a 209.1 millimetri), di lunghezza pari a circa **17 metri**; la portata di calcolo è  $Q_{rf}/2 = 274/2 \text{ m}^3/\text{h} = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.11 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a 45° e una deviazione d'asse a 90°.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nell'imbocco e nelle deviazioni d'asse, calcolate con le espressioni (1), (2) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_1 = J \cdot L + (0.5 + 2 \cdot 0.14 + 0.46) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.18 \text{ m}$$

Il secondo tratto della condotta di aspirazione è costituito da una tubazione in **acciaio AISI 304L DN 150** (diametro interno pari a 160.3 millimetri), di lunghezza pari a circa **5.00 metri**; la portata di calcolo è  $Q_{rf}/2 = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.88 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a 90°, due saracinesche DN 150 e un raccordo a T DN150/DN150.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nelle deviazioni d'asse, nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ) e nel raccordo a T ( $\zeta = 1.20$ ) calcolate con le espressioni (1) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_2 = J \cdot L + (2 \cdot 0.46 + 2 \cdot 0.15 + 1.20) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.56 \text{ m}$$

La perdita totale lungo la condotta di aspirazione risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{ASP} = 0.18 \text{ m} + 0.56 \text{ m} = 0.74 \text{ m}$$

### ***Condotta di mandata fanghi di ricircolo***

La condotta di mandata di ricircolo è costituita da un primo tratto di tubazione in **acciaio AISI 304L DN 150** (diametro interno pari a 160.3 millimetri) di lunghezza pari a circa **4.80 metri**; la portata di calcolo è  $Q_{rf}/2 = 137 \text{ m}^3/\text{h} = 0.038 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.88 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono presenti due deviazioni d'asse a 90°, una valvola di ritegno a clapet DN 150 e una saracinesca DN 150.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nelle deviazioni d'asse, nella valvola di ritegno ( $\zeta = 1.20$ ) e nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ), calcolate con le espressioni (1) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_3 = J \cdot L + (2 \cdot 0.46 + 1.20 + 0.15) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.53 \text{ m}$$

Il secondo tratto della condotta di mandata è costituito da una tubazione in **acciaio AISI 304L DN 250** (diametro interno pari a 261.8 millimetri) di lunghezza pari a circa **24 metri**; la portata di calcolo è  $Q_{rf} = 274 \text{ m}^3/\text{h} = 0.076 \text{ m}^3/\text{s}$  e la velocità è  $V = 1.41 \text{ m/s}$ . Lungo il tracciato sono

presenti quattro deviazioni d'asse a 45°, una deviazione d'asse a 90° e un raccordo a T DN150/DN250.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nello sbocco, nelle deviazioni d'asse e nel raccordo a T ( $\zeta = 1.10$ ), calcolate con le espressioni (1), (3) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

La perdita di carico distribuita nella tubazione, calcolata con l'espressione (1) e (4) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_4 = J \cdot L + (1.0 + 4 \cdot 0.14 + 0.46 + 1.10) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.50 \text{ m}$$

La perdita totale lungo la condotta di mandata risulta quindi pari a:

$$\Delta H_{MAN} = 0.53 \text{ m} + 0.50 \text{ m} = 1.03 \text{ m}$$

### ***Determinazione della prevalenza da assegnare alla pompa***

Considerato che la massima quota piezometrica nel sedimentatore in corrispondenza del punto di aspirazione delle pompe è pari **54.19 m slm** e che la massima quota piezometrica all'ingresso del reattore biologico è pari a **55.02 m slm**, la prevalenza geodetica risulta pari a:

$$\Delta H_{GEO} = 55.02 \text{ m slm} - 54.19 \text{ m slm} = 0.83 \text{ m}$$

In definitiva, la prevalenza da assegnare alla pompa risulta:

$$\Delta H = \Delta H_{ASP} + \Delta H_{MAN} + \Delta H_{GEO} = 0.74 \text{ m} + 1.03 \text{ m} + 0.83 \text{ m} = 2.60 \text{ m}$$

## **7.3 Dimensionamento pompe di sollevamento al trattamento biologico**

Verranno installate 3+1R pompe di sollevamento. La portata massima da sollevare è  **$Q_{max} = 288 \text{ m}^3/\text{h} = 0.080 \text{ m}^3/\text{s}$**  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia*): la portata di calcolo di ogni pompa è quindi pari a  **$Q_{max}/3 = 288/3 \text{ m}^3/\text{h} = 96 \text{ m}^3/\text{h} = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$** .

### ***Condotta di mandata***

La condotta di mandata è costituita da una tubazione in **acciaio AISI 304L DN 150** (diametro interno pari a 160.3 millimetri) di lunghezza pari a circa **8.00 metri**; la portata di calcolo di ogni pompa è  **$Q_{max}/3 = 288/3 \text{ m}^3/\text{h} = 96 \text{ m}^3/\text{h} = 0.027 \text{ m}^3/\text{s}$**  (*portata massima ai biologici in tempo di pioggia per ogni pompa*) e la velocità è  **$V = 1.34 \text{ m/s}$** . Lungo il tracciato sono presenti un divergente DN100/DN150, due deviazioni d'asse a 90°, una valvola di ritegno a clapet DN 150 e una saracinesca DN 150.

La perdita di carico complessiva nella tubazione, somma della perdita di carico distribuita e di quelle concentrate nello sbocco, nel divergente ( $\zeta = 0.13$ ), nelle deviazioni d'asse, nella valvola di ritegno ( $\zeta = 1.20$ ) e nella saracinesca ( $\zeta = 0.15$ ), calcolate con le espressioni (1), (3), (4) e (5) del precedente capitolo 5, vale:

$$\Delta H_{MAN} = J \cdot L + (1.0 + 0.13 + 2 \cdot 0.46 + 1.20 + 0.15) \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.41 \text{ m}$$

### ***Determinazione della prevalenza da assegnare alla pompa***

Considerato che la massima quota piezometrica nel canale di sbocco delle mandate è pari **55.03 m slm** e che la minima quota piezometrica nel vano di alloggiamento delle pompe è pari a **49.42 m slm**, la prevalenza geodetica risulta pari a:

$$\Delta H_{GEO} = 55.03 \text{ m slm} - 49.42 \text{ m slm} = 5.61 \text{ m}$$

In definitiva, la prevalenza da assegnare alla pompa risulta:

$$\Delta H = \Delta H_{MAN} + \Delta H_{GEO} = 0.41 \text{ m} + 5.61 \text{ m} = 6.02 \text{ m}$$

Milano, ottobre 2017

Il progettista

Dott. Ing. Fulvio Bernabei