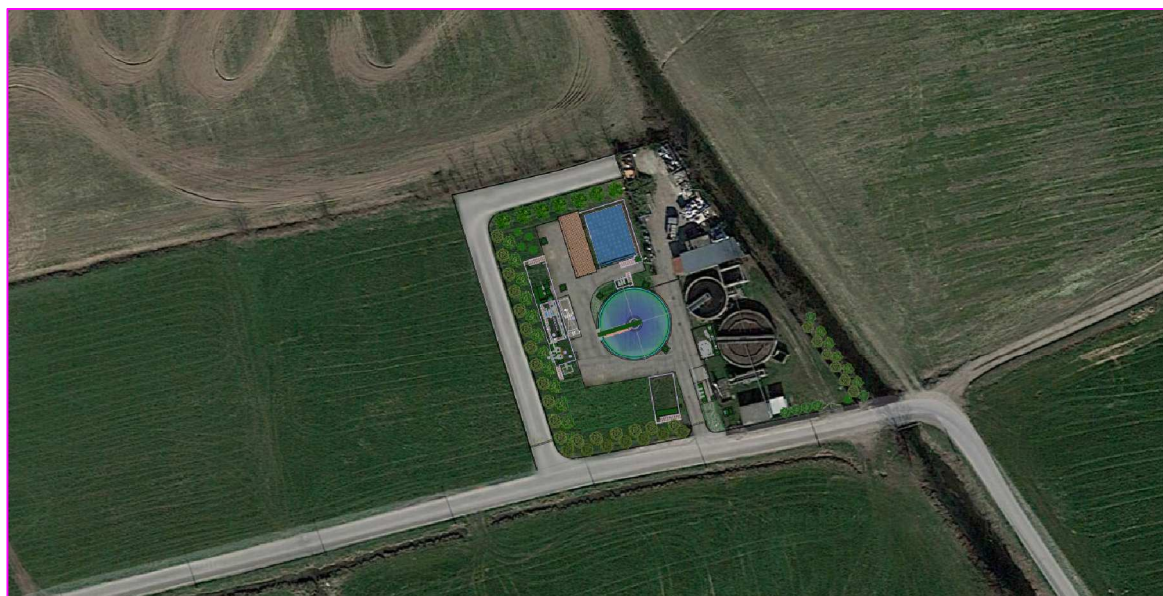




IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI CRESPIATICA



OPERE DI ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO PROGETTO DEFINITIVO

COMMITTENTE



ELABORATO

B3

COMMESSA

DATA

AGOSTO 2016

RELAZIONE TECNICA PROFILO IDRAULICO

PROGETTISTA: Dott. Ing. Lorenzo Zoppei

COLLABORAZIONE: Dott. Ing. Tommaso Mazza

Indice

1.	PREMESSA	2
2.	PORTATE DI CALCOLO	2
3.	FORMULE DI CALCOLO	5
3.1.	STRAMAZZI E LUCI SOTTO BATTENTE	5
3.2.	TUBAZIONE	5
4.	PROFILO IDRAULICO	6
4.1.	DISINFEZIONE UV	6
4.1.1.	Collegamento filtrazione-disinfezione uv	7
4.2.	FILTRAZIONE	8
4.2.1.	Collegamento filtrazione - pozzetto di raccordo acque chiarificate	8
4.3.	SEDIMENTAZIONE FINALE	9
4.3.1.	Sedimentatore circolare esistente	9
4.3.2.	Sedimentatore circolare di nuova realizzazione	12
4.4.	COMPARTO BIOLOGICO	13
4.4.1.	Vasca ossidazione esistente	13
4.4.2.	Vasca ossidazione di nuova realizzazione	15
4.5.	DISSABBIATURA/DISOLEATURA	17
4.5.1.	Collegamento dissabbiatura - comparto biologico	17
4.5.2.	Vasca di dissabbiatura/disoleatura	19
4.6.	SOLLEVAMENTO INIZIALE E PRETRATTAMENTI	19
4.7.	VASCA DI ACCUMULO TEMPORANEO – VASCA DI EMERGENZA	21

1. PREMESSA

La seguente relazione idraulica ha lo scopo di dimensionare e verificare il corretto deflusso dei liquami per le varie fasi di trattamento previste nella nuova configurazione dell'impianto di depurazione di Crespiatica, in ampliamento alle sezioni già esistenti.

È infatti prevista la realizzazione di una nuova sezione di pretrattamento, il potenziamento del comparto biologico esistente con una nuova vasca di ossidazione, la realizzazione di un secondo bacino di sedimentazione finale di maggiori dimensioni e l'inserimento della filtrazione finale abbinata alla disinfezione con UV.

Nei successivi capitoli sono quindi riportati i calcoli svolti per determinare il profilo idraulico dell'impianto, con riferimento agli scenari ed alla ripartizione delle portate tra opere nuove ed opere pre-esistenti riutilizzate, così come descritti nella relazione tecnica del presente progetto definitivo cui si rimanda.

Gli interventi di ampliamento previsti a progetto sono infatti stati dimensionati sulla base di due scenari temporali di riferimento, il primo di breve termine (anno 2020) ed il secondo di medio – lungo termine (dall'anno 2025 in poi), per ciascuno dei quali sono stati ipotizzati criteri differenziati di dimensionamento delle opere, adottando poi, nella soluzione tecnica proposta a progetto, quello ritenuto maggiormente cautelativo.

Anche da un punto di vista idraulico, la determinazione del profilo è avvenuta considerando il caso più gravoso che, come meglio evidenziato nel capitolo 2, coincide con lo scenario di medio - lungo termine.

Le nuove sezioni di sollevamento iniziale, pretrattamento e di disinfezione UV/filtrazione sono state dimensionate per trattare tutta la portata di progetto in ingresso, mentre il trattamento biologico (vasca di ossidazione + sedimentazione finale) sarà ripartito tra il comparto biologico esistente e quello di ampliamento previsto a progetto.

2. PORTATE DI CALCOLO

Nella seguente Tabella 2-1, vengono riportati i valori delle portate di dimensionamento dell'impianto di depurazione nei due scenari di breve e medio-lungo termine.

Tabella 2-1: Portate di dimensionamento degli interventi di ampliamento del depuratore di Crespiatica previsti a progetto

PORTATE CIVILI DI TEMPO SECCO	UdM	Breve periodo	Medio-Lungo periodo
<u>Giorno di massimo consumo</u>			
Residenti Q_{res}	m^3/d	1.200,00	1.008,00
Q_{max}	m^3/h	50,00	42,00
PORTATE INDUSTRIALI			
Q_{ind}	m^3/d	90,00	150,00
Q_{ind}	m^3/h	9,00	15,00
PORTATE TOTALI (CIVILI + INDUSTRIALI)			
Q_d	m^3/d	1.290,00	1.158,00
Q_{24}	m^3/h	53,75	48,25
PORTATE TOTALI (CIVILI + INDUSTRIALI)			
Q_d	m^3/d	1.290,00	1.158,00
PORTATA DI PUNTA IN TEMPO SECCO			
Q_c	m^3/h	94,0	86,4
PORTATE IN TEMPO DI PIOGGIA			
Regolamento Regionale n. 3/2006	$l/(AE*d)$	1.000,00	1.000,00
Portata max di pioggia alle fasi meccaniche Q_{pm}	m^3/h	135,42	147,92
Portata max di pioggia alle fasi biologiche Q_{pb}	m^3/h	135,42	147,92

Le perdite di carico idraulico sono calcolate prendendo in considerazione le portate massime di pioggia per lo scenario di medio-lungo termine, trattandosi della situazione più gravosa da un punto di vista idraulico; di conseguenza, anche le quote del liquame riportate nei paragrafi che seguono sono riferite al medesimo scenario.

Nel caso specifico, la massima portata di pioggia inviata al biologico (Q_{pb}) coincide con la massima portata di pioggia inviata ai pretrattamenti di grigliatura fine e dissabbiatura/disoleatura (Q_{pm}); per incrementare la resa depurativa dell'impianto, si è infatti deciso di non scolmare una quota parte delle portate in tempo di pioggia a valle dei pretrattamenti, come previsto nel progetto preliminare, ma di inviare l'intera portata anche al comparto biologico.

La portata complessivamente sollevata e pretrattata da inviare al comparto biologico (Q_{pb}) sarà ripartita, in rapporto 25% - 75%, tra la vasca di ossidazione esistente e quella di nuova realizzazione prevista a progetto, in relazione all'attuale limitata capacità di trattamento dell'impianto esistente.

Nella seguente Tabella 2-2 si riportano i valori delle portate di calcolo utilizzate per la definizione del profilo idraulico suddivise tra le diverse sezioni di trattamento, con indicazione dei collegamenti previsti (tubazioni in acciaio).

Tabella 2-2: Valori di portata suddivisi per sezione di impianto utilizzati per determinare il profilo idraulico dell'impianto

SEZIONI DI IMPIANTO	PORTATE DI CALCOLO [m³/s]
<u>Sollevamento iniziale e grigliatura</u>	
Portata massima di pioggia (Q_{pb})	0,04
<u>Dissabbiatura / disoleatura</u>	
Portata massima di pioggia (Q_{pb})	0,04
<i>Collegamento dissabbiatura-comparto biologico esistente DN 200</i>	
<i>Portata massima di pioggia ripartita (25% Q_{pb})</i>	0,01
<i>Collegamento dissabbiatura-comparto biologico ampliamento DN 300</i>	
<i>Portata massima di pioggia ripartita (75% Q_{pb})</i>	0,03
<u>Vasca di ossidazione (esistente)</u>	
Ricircolo fanghi (Q_{R_esist})	0,01
Portata massima di pioggia ripartita (25% Q_{pb})	0,01
Totale	0,02
<u>Sedimentazione finale (esistente)</u>	
Ricircolo fanghi (Q_{R_esist})	0,01
Portata massima di pioggia ripartita (25% Q_{pb})	0,01
Totale	0,02
<u>Vasca di ossidazione (ampliamento)</u>	
Ricircolo fanghi (Q_{R_ampl})	0,02
Portata massima di pioggia ripartita (75% Q_{pb})	0,03
Totale	0,05
<u>Sedimentazione finale (ampliamento)</u>	
Ricircolo fanghi (Q_{R_ampl})	0,02
Portata massima di pioggia ripartita (75% Q_{pb})	0,03
Totale	0,05
<i>Collegamento uscita sedimentazione esistente con nuova sedimentazione DN 150</i>	
<i>Portata massima di pioggia ripartita (25% Q_{pb})</i>	0,01
<i>Collegamento sedimentazione – filtrazione DN 300</i>	
<i>Portata massima di pioggia (Q_{pb})</i>	0,04
<u>Filtrazione / disinfezione</u>	
Portata massima di pioggia (Q_{pb})	0,04

3. FORMULE DI CALCOLO

Vengono di seguito esplicitate le formule utilizzate per il calcolo delle perdite di carico nelle varie sezioni di impianto.

3.1. STRAMAZZI E LUCI SOTTO BATTENTE

Per gli **stramazzi liberi a soglia sottile** si utilizza la formula seguente:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh},$$

dove:

- Q= portata in m³/sec
- μ = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0,4
- L= lunghezza soglia di sfioro in m
- h= battente idraulico in m
- g= accelerazione di gravità pari a 9,8 m/sec²

Per gli **stramazzi triangolari** (Thomson) si utilizza la formula seguente:

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g \cdot h^5} \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2},$$

dove:

- Q= portata in m³/sec
- μ = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0,61
- h= battente idraulico in m
- g= accelerazione di gravità pari a 9,8 m/sec²
- α = angolo al vertice dello stramazzo

Per $\alpha = 90^\circ$ la formula si trasforma nella più semplice relazione: $Q = 1,46 \cdot h^{2,5}$.

Per le **luci sotto battente** si utilizza la formula seguente:

$$Q = \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2gh},$$

- Q= portata in m³/sec
- μ = coefficiente di efflusso, assunto pari a 0,62
- h= battente idraulico in m
- g= accelerazione di gravità pari a 9,8 m/sec²

3.2. TUBAZIONE

Le **perdite di carico distribuite** sono calcolate con la relazione:

$$\Delta H_d = J \cdot L,$$

dove:

- ΔH_d = perdite di carico in m
- L = lunghezza della tubazione in m
- J = gradiente perdite di carico per attrito in m/m (cadente)

Per il calcolo di J relativamente a tubazioni in acciaio si utilizza la formula di Kutter:

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot m}{\sqrt{D}}\right)^2 \cdot \frac{Q^2}{D^5},$$

dove:

- m = coefficiente di scabrezza pari a 0,375 per liquame non ancora sottoposto a sedimentazione ed a 0,275 per liquame chiarificato in sedimentazione finale.
- D = diametro tubazione in m
- Q = portata in m^3/sec

Le **perdite di carico localizzate** sono calcolate con la relazione:

$$\Delta H_c = K \cdot \frac{v^2}{2g},$$

dove:

ΔH_c = perdite di carico in m

- K = coefficiente di perdita di carico
- v = velocità del liquame nella tubazione in m/sec
- g = accelerazione di gravità pari a m/sec^2
- In particolare si applica:
 - $K = 0,5$ per imbocco;
 - $K = 1$ per sbocco;
 - $K = 0,4$ per restringimento ed allargamento (rapporto tra i diametri non inferiore a 2/3)
 - $K = 0,33$ per curva a 90° ;
 - $K = 0,19$ per curva a 45° .

4. PROFILO IDRAULICO

4.1. DISINFEZIONE UV

L'acqua in uscita dalla filtrazione viene inviata al nuovo modulo di disinfezione UV, che sarà installato all'interno di un canale in c.a..

L'acqua di scarico trattata e disinfettata viene inviata per gravità mediante una nuova tubazione DN300 alla vicina roggia Benzona che, in regime ordinario di piena, ha una quota del pelo libero stimabile mediamente intorno ai 71,50 - 72 m s.l.m.. Durante i periodi di pioggia, in corrispondenza dell'impianto di depurazione, il livello della roggia cresce fin quasi a raggiungere, pur se in casi eccezionali, la quota dell'argine spondale, posta a 73,00 - 73,30 m s.l.m., con rigurgito del collettore di scarico di by pass sino al depuratore (la soglia di stramazzo in ingresso è posta a quota 72,18 m s.l.m.). Tale situazione, da considerare evento eccezionale, potrebbe essere evitata prevedendo un adeguato sistema di chiusura a clapet del condotto di by pass, con una stazione di sollevamento dedicata allo scarico dei reflui di by pass in arrivo, opere queste che dal punto di vista tecnico-economico non risultano al momento nei programmi della Stazione appaltante.

Il canale UV è dotato di uno sfioro a stramazzo fisso a serpentina di lunghezza pari a 1,9 m che ha lo scopo di mantenere il livello piezometrico nel canale necessario a coprire le lampade, che devono essere mantenute sempre sommerse. La quota dello stramazzo è posta a 73,75 m s.l.m. e pertanto non vi è rischio che le acque della roggia, durante le piene associate a eventi meteorici anche intensi, possano rigurgitare fino al canale degli UV danneggiando le lampade stesse.

Il livello nel canale necessario per mantenere sommerse le lampade UV è pari a circa 47 cm.

Si calcola la quota di sfioro con la formula degli stramazzi a soglia sottile:

$$h = \left(\frac{(Q_{PB})}{\mu \cdot L \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,04}{0,4 \cdot 1,9 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8}} \right)^{2/3} = 0,05 \text{ m}$$

Dato che, come visto sopra, la quota degli sfiori è posta pari a 73,75 m s.l.m., il livello del liquame nel canale UV è pari a 73,75+0,05=73,80 m s.l.m.

In Tabella 4-1 sono riassunti i calcoli appena descritti.

Tabella 4-1: Calcolo del livello nella canale UV

Livello liquame canale UV	m s.l.m.	73,80
Quota di fondo canale di scarico UV	m s.m.	73,33
Quota soglia stramazzo UV	m s.m.	73,75
Altezza stramazzo	m	0,42
Lunghezza stramazzo fisso	m	9,0
Carico su stramazzo	m	0,05
Altezza liquame canale di disinfezione	m	0,47

4.1.1. COLLEGAMENTO FILTRAZIONE-DISINFEZIONE UV

Il passaggio dalla sezione di filtrazione a quella di disinfezione avviene attraverso una tubazione DN300 di lunghezza pari a 1,9 m.

La velocità nella tubazione è pari a:

$$v = \frac{Q_{PB}}{\pi \cdot D^2 / 4} = \frac{0,04}{\pi \cdot 0,300^2 / 4} = 0,58 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione è rettilineo e pertanto le perdite concentrate devono considerare solamente l'imbocco e lo sbocco della tubazione. Il totale è pari a:

$$\Delta H_c = (0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 1,5 \cdot \frac{0,58^2}{2 \cdot 9,8} = 0,03 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, adottando uno sviluppo di tubazione di 1,9 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,300}} \right)^2 \cdot \frac{0,04^2}{0,300^5} = 0,0018$$

sono pari a:

$$\Delta H_d = 0,0018 \cdot 1,9 = 0,0034 \text{ m}$$

Pertanto la quota dei scarico dal filtro risulta pari a 73,80 + 0,03 + 0,0034 = 73,8334 m, approssimato a 73,83 m s.l.m

Tabella 4-2: Calcolo del livello delle acque filtrate in uscita dal filtro a dischi

Quota liquame in uscita dal filtro	m s.l.m.	73,83
Diametro tubazione di collegamento filtrazione - disinfezione UV	m	0,30
Lunghezza tubazione di collegamento filtrazione -	m	1,90

disinfezione UV		
J	m/m	0,0018
Perdite di carico distribuite	m	0,0034
v	m/s	0,5816
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico di sbocco ($v^2/2g$)	m	0,02
Perdite di carico curve a 90° ($0,33 \times v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico curve a 45° ($0,19 \times v^2/2g$)	m	0,003
Numero di curve a 90°		0,00
Numero di curve a 45°		0,00
Perdite di carico concentrate	m	0,03
Perdite di carico totali	m	0,03

4.2. FILTRAZIONE

Il liquame viene filtrato all'interno di un filtro a dischi di superficie utile pari a 25 m². L'effetto del progressivo intasamento dei dischi determina una perdita di carico nel passaggio attraverso le tele filtranti, che è stata cautelativamente assunta pari a 40 cm.

La quota dei liquami chiarificati in ingresso al filtro è pertanto pari a 73,83 + 0,40 = 74,23 m s.l.m.

Tabella 4-3: Calcolo del livello del liquame in ingresso al filtro a dischi

Quota liquame in ingresso al filtro a dischi	m s.l.m.	74,23
Perdita di carico filtro imposta	m	0,40

4.2.1. COLLEGAMENTO FILTRAZIONE - POZZETTO DI RACCORDO ACQUE CHIARIFICATE

Le acque chiarificate in uscita dal nuovo sedimentatore circolare e da quello esistente si uniscono in un pozzetto che sarà realizzato in corrispondenza del punto di uscita delle acque trattate dal nuovo bacino di sedimentazione.

I liquami chiarificati vengono inviati alla sezione di filtrazione mediante tubazione interrata DN 300 di lunghezza pari a 11 m.

La velocità nella tubazione è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2/4} = \frac{0,04}{\pi \cdot 0,300^2/4} = 0,58 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione presenta una curva a 90° e due curve a 45° che determinano perdite concentrate da sommarsi a quelle di imbocco e sbocco della tubazione. Il totale è pari a

$$\Delta H_c = (0,33 \cdot 1 + 0,19 \cdot 2 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,21 \cdot \frac{0,58^2}{2 \cdot 9,8} = 0,04 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerando lo sviluppo della tubazione di 11 metri, per una cadente $J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,300}}\right)^2 \cdot \frac{0,04^2}{0,300^5} = 0,0018$

sono pari a:

$$\Delta Hd = 0,0018 \cdot 11 = 0,02 \text{ m}$$

Pertanto il livello dei liquami nel pozzetto di raccolta risulta pari a $74,23 + 0,04 + 0,02 = 74,29 \text{ m s.l.m.}$

Tabella 4-4: Calcolo del livello delle acque chiarificate nel pozzetto di raccolta in uscita dalla nuova vasca di sedimentazione

Quota liquame nel pozzetto di raccolta	m s.l.m.	74,29
Diametro tubazione di collegamento ingresso filtrazione - pozzetto di raccolta acque chiarificate	m	0,30
Lunghezza tubazione di collegamento ingresso filtrazione - pozzetto di raccolta acque chiarificate	m	11,00
J	m/m	0,0018
Perdite di carico distribuite	m	0,02
v	m/s	0,5816
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico di sbocco ($v^2/2g$)	m	0,02
Perdite di carico curve a 90° ($0,33 \times v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico curve a 45° ($0,19 \times v^2/2g$)	m	0,003
Numero di curve a 90°		1,00
Numero di curve a 45°		2,00
Perdite di carico concentrate	m	0,04
Perdite di carico totali	m	0,06

4.3. SEDIMENTAZIONE FINALE

4.3.1. SEDIMENTATORE CIRCOLARE ESISTENTE

L'impianto è attualmente dotato di un bacino circolare di sedimentazione di diametro pari a 8 m.

A progetto è prevista la realizzazione di una nuova vasca di sedimentazione di diametro pari a 15 m, che opererà in parallelo con l'esistente.

I liquami chiarificati in uscita dal sedimentatore esistente saranno inviati, mediante tubazione interrata DN150 di lunghezza pari a 18 m, al suddetto pozzetto di raccolta, dove confluiranno anche le acque chiarificate in uscita dal nuovo bacino di sedimentazione.

La velocità nella tubazione è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2/4} = \frac{0,01}{\pi \cdot 0,150^2/4} = 0,58 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione presenta tre curve a 45° che determinano perdite concentrate da sommarsi a quelle di imbocco e sbocco della tubazione. Il totale è pari a

$$\Delta H_c = (0,19 \cdot 3 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,07 \cdot \frac{0,58^2}{2 \cdot 9,8} = 0,036 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerato lo sviluppo della tubazione di 18 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,150}}\right)^2 \cdot \frac{0,01^2}{0,150^5} = 0,0053$$

sono pari a:

$$\Delta H_d = 0,0053 \cdot 18 = 0,095 \text{ m}$$

Pertanto la quota nel pozzetto di raccolta del sedimentatore esistente risulta pari a 73,29 + 0,036 + 0,095 = 74,421 m, approssimato a 74,42 m s.l.m

Tabella 4-5: Calcolo del livello nella pozzetto di raccolta del sedimentatore esistente

Quota liquame nel pozzetto di raccolta	m s.l.m.	74,42
Diametro tubazione di collegamento pozzetto di raccolta acque chiarificate - uscita sedimentatore m esistente		0,15
Lunghezza tubazione di collegamento pozzetto di raccolta acque chiarificate - uscita sedimentatore m esistente		18,00
J	m/m	0,0053
Perdite di carico distribuite	m	0,095
v	m/s	0,5816
Perdite di carico di imbocco (0,5 x v ² /2g)	m	0,01
Perdite di carico di sbocco (v ² /2g)	m	0,02
Perdite di carico curve a 90° (0,33 x v ² /2g)	m	0,01
Perdite di carico curve a 45° (0,19 x v ² /2g)	m	0,003
Numero di curve a 90°		0,00
Numero di curve a 45°		3,00
Perdite di carico concentrate	m	0,036
Perdite di carico totali	m	0,131

Si esegue la verifica del calcolo della quota di fondo della canaletta di scarico del sedimentatore circolare, imponendo allo scarico il passaggio dall'altezza critica k.

Il pelo libero all'interno del pozzetto di confluenza dei liquami in uscita dal sedimentatore è pari a 74,42 m s.m.l.. L'acqua sfiorata dal sedimentatore finale raggiunge il pozzetto di scarico tramite due canalette semicircolari di raccolta, con una sezione di larghezza pari a 0,25 m.

Ciascuna di queste convoglia nelle condizioni di pioggia la portata, ripartita al 25%, $q=0,25 \cdot Q_{PB}/2=0,005 \text{ m}^3/\text{s}$ la cui altezza critica k vale:

$$k = \frac{q^2}{g} \times B^2 = 0,032 \text{ m}$$

In ciascuna canaletta di raccolta si ha un'immissione costante di portata. Tale condizione di moto è regolata dal valore della spinta Σ che, nella sezione di sbocco, è pari a:

$$\Sigma = \frac{Q^2}{g \cdot A} + \frac{A^2}{B} = 0,001 \text{ m}^3$$

Nella sezione opposta al pozzetto (contraddistinta da un valore nullo della portata), si ricava un'altezza d'acqua pari a:

$$h = \sqrt{\frac{\Sigma}{B}} = 0,067 \text{ m}$$

Dal momento che la quota di fondo della canaletta è pari a 74,36 m s.l.m., si ottiene come quota massima del pelo libero nella canaletta semicircolare di raccolta il valore di $74,36 + 0,067 = 74,43 \text{ m s.l.m.}$

Il liquame all'interno del sedimentatore circolare sfiora nella canaletta di raccolta attraverso degli stramazzi triangolari di tipo Thomson posti alla quota di 74,45 m s.l.m. La larghezza del singolo stramazzo è di 15 cm e l'angolo al vertice è di 90°.

Sulla base delle caratteristiche dello sfioro, è possibile calcolare il numero di stramazzi lungo il perimetro del sedimentatore, come $2 \cdot 3,14 \cdot 8 / 0,15 = 168$.

Ciascun stramazzo sfiora pertanto una portata pari a:

$$q = (0,25 \times Q_{PB}) / 168 = 0,01 / 168 = 0,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$$

Il carico necessario è pari a:

$$h = \left(\frac{q}{1,46} \right)^{2/5} = 0,02 \text{ m}$$

Il livello del liquame nel sedimentatore circolare esistente è dunque pari a $74,45 + 0,02 = 74,47 \text{ m s.m.l.}$

In Tabella 4-6 sono riassunti i calcoli svolti per determinare il livello del liquame nel sedimentatore circolare esistente.

Tabella 4-6: Calcolo del livello del liquame nel sedimentatore esistente.

<i>Livello liquame in vasca sedimentatore esistente</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>74,47</i>
Quota della canaletta di scolo in corrispondenza del pozzetto di scarico	m s.m.	74,36
Quota vertice stramazzi	m s.m.	74,45
Diametro vasca sedimentazione finale esistente	m	8,00
Larghezza canaletta di scolo	m	0,25

Larghezza stramazzo	m	0,15
Angolo al centro		90°
N. stramazzi		168
q	m ³ /s	0,0000 6
Carico su stramazzo tipo Thomson	m	0,02

4.3.2. SEDIMENTATORE CIRCOLARE DI NUOVA REALIZZAZIONE

Il potenziamento del depuratore esistente prevede la realizzazione di un nuovo comparto di trattamento biologico costituito da una nuova vasca di ossidazione e da un nuovo bacino di sedimentazione, che avrà diametro pari a 15 m.

L'acqua sfiorata dal sedimentatore raggiungerà il pozzetto di scarico dove confluiranno anche i liquami chiarificati dal bacino esistente, tramite due canalette semicircolari di raccolta aventi una sezione di larghezza pari a 0,35 m.

La verifica del calcolo della quota di fondo della canaletta di scarico del sedimentatore circolare viene condotta, come per il sedimentatore esistente, imponendo allo scarico il passaggio dall'altezza critica k.

Ciascuna canaletta convoglia nelle condizioni di pioggia la portata, ripartita al 75%, $q=0,75 \cdot Q_{PB}/2=0,02 \text{ m}^3/\text{s}$ la cui altezza critica k vale:

$$k = \frac{q^2}{g} \times B^2 = 0,051 \text{ m}$$

In ciascuna canaletta di raccolta si ha un'immissione costante di portata. Tale condizione di moto è regolata dal valore della spinta Σ che, nella sezione di sbocco, è pari a:

$$\Sigma = \frac{Q^2}{g \cdot A} + \frac{A^2}{B} = 0,032 \text{ m}^3$$

Nella sezione opposta al pozzetto (contraddistinta da un valore nullo della portata), si ricava un'altezza d'acqua pari a:

$$h = \sqrt{\Sigma/B} = 0,3 \text{ m}$$

Avendo assunto una quota finita della canaletta in corrispondenza il pozzetto di scarico di valle pari a 74,20 m s.m. e tenendo conto di un valore di pendenza del 2‰ assegnato alla canaletta semicircolare di raccolta, avente uno sviluppo di $l=(2 \cdot n \cdot r)/2=23,55 \text{ m}$ (con raggio $r = 7,5 \text{ m}$), si ottiene come quota massima del pelo libero nella stessa il valore di $74,20 + 23,55 \cdot 0,002 + 0,3 = 74,55 \text{ m s.m.}$

Il liquame all'interno del sedimentatore circolare sfiorerà nella canaletta di raccolta attraverso degli stramazzi triangolari di tipo Thomson posti alla quota di 74,63 m s.l.m. La larghezza del singolo stramazzo è di 15 cm e l'angolo al vertice è di 90°.

Sulla base delle caratteristiche dello sfioro, è possibile calcolare il numero di stramazzi lungo il perimetro del sedimentatore, come $2 \cdot 3,14 \cdot 15 / 0,15 = 314$.

Ciascun stramazzo sfiora pertanto una portata pari a:

$$q = (0,75 \times Q_{PB}) / 314 = 0,04 / 314 = 0,2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{sec}$$

Il carico necessario è pari a:

$$h = \left(\frac{q}{1,46} \right)^{2/5} = 0,03 \text{ m}$$

Il livello del liquame nel sedimentatore circolare esistente è dunque pari a $74,63 + 0,03 = 74,66 \text{ m s.m.l.}$

In Tabella 4-7 sono riassunti i calcoli svolti per determinare il livello del liquame nel sedimentatore circolare esistente.

Tabella 4-7: Calcolo del livello del liquame nel nuovo sedimentatore

<i>Livello liquame in vasca sedimentatore esistente</i>	<i>m s.l.m.</i>	<i>74,66</i>
Quota della canaletta di scolo in corrispondenza del pozzetto di scarico	m s.m.	74,20
Quota vertice stramazzi	m s.m.	74,63
<hr/>		
Diametro vasca sedimentazione finale esistente	m	15,00
Larghezza canaletta di scolo	m	0,35
<hr/>		
Larghezza stramazzo	m	0,15
Angolo al centro		90°
N. stramazzi		314
q	m ³ /s	0,0002
Carico su stramazzo tipo Thomson	m	0,03

4.4. COMPARTO BIOLOGICO

4.4.1. VASCA OSSIDAZIONE ESISTENTE

Il comparto biologico esistente è costituito da una vasca circolare di volume pari a circa 180 m^3 dove sono installati i diffusori a candela per l'insufflazione di aria.

L'uscita della vasca, costituita da una canaletta circolare che confluisce in un pozzetto, è collegata con il sedimentatore esistente mediante una tubazione DN200 di lunghezza pari a 15 m.

La velocità nella tubazione è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2 / 4} = \frac{0,02}{\pi \cdot 0,200^2 / 4} = 0,53 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione presenta tre curve a 90° che determinano perdite concentrate da sommarsi a quelle di imbocco e sbocco della tubazione.

Il totale è pari a

$$\Delta H_c = (0,19 \cdot 3 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,07 \cdot \frac{0,53^2}{2 \cdot 9,8} = 0,04 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerato lo sviluppo della tubazione di 15 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,200}} \right)^2 \cdot \frac{0,02^2}{0,200^5} = 0,0041$$

sono pari a:

$$\Delta Hd = 0,0041 \cdot 15 = 0,06 \text{ m}$$

Pertanto la quota nel pozzetto di raccolta dei liquami in uscita dalla vasca di ossidazione esistente risulta pari a $74,47 + 0,06 + 0,04 = 74,57 \text{ m s.l.m.}$

Il liquame dalla vasca sfiora nella canaletta di raccolta mediante uno sfioro circolare avente lunghezza pari a 34 m e quota di 75,06 m s.l.m..

Di conseguenza, il carico necessario per il suo funzionamento è pari a:

$$h = \left(\frac{((Q_{PB} + Q_{RIC}) \cdot 0,25)}{\mu \cdot L \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,02}{0,4 \cdot 34,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8}} \right)^{2/3} = 0,004 \text{ m}$$

La quota del liquame in vasca risulta pertanto essere pari a 75,06 m s.l.m., data dalla somma, approssimata, di 75,06 m s.l.m. con 0,004 m (cfr. Tabella 4-8).

Tabella 4-8: Calcolo del livello dei liquami nella vasca di ossidazione esistente

Quota liquame nella vasca di ossidazione esistente	m s.l.m.	75,06
Lunghezza sfioro circolare	m	34
Quota sfioro circolare	m s.m.l.	75,06
Carico su sfioro	m	0,004
Quota liquame nella canaletta di uscita vasca di ossidazione esistente	m s.m.l.	74,57
Diametro tubazione di collegamento sedimentazione finale - vasca di ossidazione esistente	m	0,20
Lunghezza tubazione di collegamento sedimentazione finale - vasca di ossidazione esistente	m	15,00
J	m/m	0,0041
Perdite di carico distribuite	m	0,06
v	m/s	0,5349
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico di sbocco ($v^2/2g$)	m	0,02
Perdite di carico curve a 90° ($0,33 \times v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico curve a 45° ($0,19 \times v^2/2g$)	m	0,003
Numero di curve a 90°		3,00
Numero di curve a 45°		0,00
Perdite di carico concentrate	m	0,04
Perdite di carico totali	m	0,10

4.4.2. VASCA OSSIDAZIONE DI NUOVA REALIZZAZIONE

Il comparto di ossidazione, al pari della sezione di sedimentazione finale, verrà ampliato con la realizzazione di una nuova vasca da circa 450 m³ di volumetria utile.

L'uscita della vasca è costituita da una canaletta rettilinea di lunghezza pari a 9 m, che scarica il liquame in un pozzetto realizzato in adiacenza alla vasca stessa.

Dal pozzetto il liquame, mediante tubazione DN400 di lunghezza pari a 4,5 m, viene inviato ad un secondo pozzetto di carico da cui, con tubazione DN400 di lunghezza pari a 12,0 m, viene alimentato al nuovo sedimentatore circolare.

La velocità nel primo tratto di tubazione dalla vasca di sedimentazione al pozzetto di carico è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2 / 4} = \frac{0,05}{\pi \cdot 0,400^2 / 4} = 0,40 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione presenta una curva a 90° e una curva a 45° che determinano perdite concentrate da sommarsi a quelle di imbocco e sbocco della tubazione.

Il totale è pari a

$$\Delta H_c = (0,33 + 0,19 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,02 \cdot \frac{0,40^2}{2 \cdot 9,8} = 0,01 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerato lo sviluppo della tubazione di 12,0 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,200}}\right)^2 \cdot \frac{0,05^2}{0,400^5} = 0,0008$$

sono pari a:

$$\Delta H_d = 0,0008 \cdot 12 = 0,01 \text{ m}$$

Pertanto la quota nel pozzetto di carico al sedimentatore secondario risulta pari a 74,66 + 0,01 + 0,01 = 74,68 m s.l.m.

La velocità nel secondo tratto di tubazione dal pozzetto di carico al pozzetto di raccolta a valle della canaletta di uscita della nuova vasca di ossidazione è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2 / 4} = \frac{0,05}{\pi \cdot 0,400^2 / 4} = 0,40 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione è rettilineo e pertanto le uniche perdite concentrate riguardano l'imbocco e lo sbocco della tubazione.

Il totale è pari a

$$\Delta H_c = (0,33 + 0,19 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,02 \cdot \frac{0,40^2}{2 \cdot 9,8} = 0,03 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerato lo sviluppo della tubazione di 4,5 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,400}}\right)^2 \cdot \frac{0,05^2}{0,400^5} = 0,0008$$

sono pari a:

$$\Delta H_d = 0,0008 \cdot 4,5 = 0,003 \text{ m}$$

Pertanto la quota nel pozzetto di raccolta dei liquami in uscita dalla nuova vasca di ossidazione risulta pari a $74,68 + 0,03 + 0,003 = 74,713$ m, approssimato a 74,71 m s.l.m. Nel passaggio dal pozzetto di raccolta al canaletta in uscita dalla vasca è stata assunta un'ulteriore perdita di carico pari a 5 cm, pertanto il livello del liquame nella canaletta risulta pari a $74,71 + 0,05 = 74,76$ m s.l.m.

Il liquame dalla vasca sfiora nella suddetta canaletta mediante uno sfioro rettilineo avente lunghezza pari a 9 m e quota di 75,04 m s.l.m..

Di conseguenza, il carico necessario per il suo funzionamento è pari a:

$$h = \left(\frac{((Q_{PB} + Q_{RIC}) \cdot 0,75)^{2/3}}{\mu \cdot L \cdot \sqrt{2g}} \right) = \left(\frac{0,05}{0,4 \cdot 9,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8}} \right)^{2/3} = 0,02 \text{ m}$$

La quota del liquame in vasca risulta pertanto essere pari a 75,06 m s.l.m., data dalla somma di 75,04 m s.l.m. con 0,02 m (cfr. Tabella 4-8).

Tabella 4-9: Calcolo del livello dei liquami nella nuova vasca di ossidazione

Quota liquame nella nuova vasca di ossidazione	m s.l.m.	75,06
Lunghezza sfioro	m	9
Quota sfioro	m s.l.m.	75,04
Carico su sfioro	m	0,02
Quota liquame canaletta di uscita vasca di ossidazione	m s.l.m.	74,76
Perdita passaggio da canaletta di uscita a pozzetto di raccordo	m	0,05
Quota liquame nel pozzetto di raccolta	m s.l.m.	74,71
Diametro tubazione di collegamento pozzetto di raccolta - pozzetto di carico sedimentazione finale	m	0,40
Lunghezza tubazione di collegamento pozzetto di raccolta - pozzetto di carico sedimentazione finale	m	4,50
J	m/m	0,0008
Perdite di carico distribuite	m	0,003
v	m/s	0,4012
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,004
Perdite di carico di sbocco ($v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico concentrate	m	0,03
Perdite di carico totali	m	0,03
Quota liquame nel pozzetto di carico al nuovo sedimentatore finale	m s.l.m.	74,68

Diametro tubazione di collegamento sedimentazione finale - pozzetto di carico	m	0,40
Lunghezza tubazione di collegamento pozzetto di raccolta - pozzetto di carico sedimentazione finale	m	12,0
J	m/m	0,0008
Perdite di carico distribuite	m	0,01
v	m/s	0,4012
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,004
Perdite di carico di sbocco ($v^2/2g$)	m	0,01
Perdite di carico curve a 90° ($0,33 \times v^2/2g$)	m	0,003
Perdite di carico curve a 45° ($0,19 \times v^2/2g$)	m	0,002
Numero di curve a 90°		1,00
Numero di curve a 45°		1,00
Perdite di carico concentrate	m	0,01
Perdite di carico totali	m	0,02
Quota acque chiarificate nel nuovo sedimentatore finale	m s.l.m.	74,66

4.5. DISSABBIATURA/DISOLEATURA

4.5.1. COLLEGAMENTO DISSABBIATURA - COMPARTO BIOLOGICO

In uscita dalla vasca di dissabbiatura / disoleatura la portata viene ripartita tra il comparto biologico esistente e quello di nuova realizzazione.

Come anticipato nel capitolo 2, le percentuali di ripartizione dei liquami da trattare saranno pari al 25% per la vasca di ossidazione esistente e al 75% per la vasca di nuova realizzazione.

La ripartizione avverrà installando due paratoie a stramazzo di lunghezza pari a 25 cm e 75 cm rispettivamente, in modo che la portata in uscita dal dissabbiatore venga ripartita sempre al 25% e al 75% indipendentemente dal valore della portata stessa.

I liquami ripartiti sfiorano in due distinti pozzetti da cui, mediante due tubazioni interrato, vengono inviati alle rispettive vasche di ossidazione.

Per quanto riguarda la vasca esistente, i liquami saranno inviati mediante una nuova tubazione di collegamento avente DN pari a 200 mm e lunghezza pari a 75 m.

Una seconda tubazione avente DN pari a 300 mm e lunghezza pari a 30 m invierà invece i liquami pretrattati alla nuova vasca di ossidazione.

4.5.1.1. Tubazione di collegamento pozzetto dissabbiatura - vasca di ossidazione esistente

La velocità nel tubazione di collegamento tra dissabbiatura e vasca di ossidazione esistente, considerando un DN pari a 200 mm, è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2 / 4} = \frac{0,01}{\pi \cdot 0,200^2 / 4} = 0,327 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione presenta nove curve a 90° e un restringimento dal DN200 al DN150 della tubazione di alimentazione esistente su cui si innesterà quella nuova, determinano perdite concentrate da sommarsi a quelle di imbocco e sbocco della tubazione.

Il totale è pari a

$$\Delta H_c = (9 \cdot 0,33 + 0,4 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 4,87 \cdot \frac{0,327^2}{2 \cdot 9,8} = 0,03 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerato lo sviluppo della tubazione di 75 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,200}}\right)^2 \cdot \frac{0,01^2}{0,200^5} = 0,0015$$

sono pari a:

$$\Delta H_d = 0,0015 \cdot 75 = 0,12 \text{ m}$$

Pertanto la quota nel pozzetto in uscita dalla dissabbiatura per l'invio dei liquami al comparto biologico esistente risulta pari a $75,06 + 0,12 + 0,03 = 75,21 \text{ m s.l.m.}$

4.5.1.2. Tubazione di collegamento pozzetto dissabbiatura – nuova vasca di ossidazione

La velocità nella tubazione di collegamento tra dissabbiatura e nuova vasca di ossidazione, considerando un DN pari a 300 mm, è pari a:

$$v = \frac{Q}{\pi \cdot D^2 / 4} = \frac{0,03}{\pi \cdot 0,300^2 / 4} = 0,44 \text{ m/sec}$$

Lo sviluppo della tubazione presenta cinque curve a 90° e un restringimento dal DN200 al DN150 della tubazione di alimentazione esistente su cui si innesterà quella nuova, determinano perdite concentrate da sommarsi a quelle di imbocco e sbocco della tubazione.

Il totale è pari a:

$$\Delta H_c = (5 \cdot 0,33 + 0,5 + 1) \cdot \frac{v^2}{2g} = 3,15 \cdot \frac{0,44^2}{2 \cdot 9,8} = 0,03 \text{ m}$$

Le perdite distribuite, considerato lo sviluppo della tubazione di 30 metri, per una cadente

$$J = 0,000649 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 0,275}{\sqrt{0,300}}\right)^2 \cdot \frac{0,03^2}{0,300^5} = 0,0014$$

sono pari a:

$$\Delta H_d = 0,0014 \cdot 30 = 0,04 \text{ m}$$

Pertanto la quota nel pozzetto in uscita dalla dissabbiatura per l'invio dei liquami al nuovo comparto biologico risulta pari a $75,06 + 0,04 + 0,03 = 75,13 \text{ m s.l.m.}$

4.5.1.3. Paratoie a stramazzo

Le due paratoie a stramazzo, di lunghezza pari a 25 cm e 75 cm, saranno entrambe caratterizzate da un battente idrico pari a 8 cm.

Per entrambe, il valore è stato determinato imponendo la portata da sfiorare e ricavando il battente sullo sfioro applicando la seguente formula:

$$Q_{oss} = 0,4 \times L \times h \times \sqrt{(2 \times 9,81 \times h)}$$

dove

- Q_{oss} : portata in m^3/s da inviare alla vasca di ossidazione (pari a $0,01 m^3/s$ per la vasca esistente e $0,03 m^3/s$ per la nuova vasca)
- h : battente su paratoia a stramazzo;
- L : lunghezza paratoia (25 cm per vasca di ossidazione esistente; 75 cm per nuova vasca di ossidazione)

4.5.2. VASCA DI DISSABBIATURA/DISOLEATURA

Il processo di dissabbiatura/disoleatura del liquame in ingresso avverrà in una vasca longitudinale di nuova realizzazione.

Il liquame esce dalla vasca mediante uno sfioro a stramazzo sottile di lunghezza pari a 1,25 m.

La quota dello sfioro è stata posta a 74,53 m s.l.m, mentre il battente, pari a 7 cm, è stato ricavato imponendo la portata Q_{pb} di $148 m^3/h$ ($0,04 m^3/s$) e applicando la seguente formula:

$$Q_{pb} = 0,4 \times 1,25 \times h \times \sqrt{(2 \times 9,81 \times h)}$$

Il livello del liquame in vasca risulta pertanto pari a $74,53 + 0,07 = 74,60$ m s.l.m.

4.6. **SOLLEVAMENTO INIZIALE E PRETRATTAMENTI**

Le portate di tempo secco e di pioggia in arrivo dalla fognatura, fino al valore massimo di progetto di $148 m^3/h$ ($0,04 m^3/s$), vengono convogliate mediante tubazione DN400 ad un canale dove sarà installata una nuova filtro coclea avente spaziatura delle maglie pari a 5 mm.

Le portate eccedenti il valore massimo saranno sfiorate nel pozzetto esistente di arrivo attraverso la soglia fissa già presente e scaricate direttamente nella Roggia Benzona.

Le portate di progetto, dopo essere state trattate, confluiscono in una nuova stazione di sollevamento dove è prevista l'installazione di n. 3 pompe da $60 m^3/h$ ciascuna e prevalenza pari a circa 7 m. Con riferimento alla portata di pioggia, pari a $148 m^3/h$, le tre pompe solleveranno ciascuna una portata di circa $50 m^3/h$ e pertanto nel relativo punto di lavoro la prevalenza sarà maggiore e pari a circa 7,6 m.

La prevalenza delle pompe è stata stimata per vincere le perdite di carico distribuite e localizzate della tubazione di mandata DN 300 (con relativo misuratore di portata) e della tubazione DN 125 (con relativa valvola di ritegno e saracinesca di esclusione) di ciascuna delle tre pompe, oltre a superare il dislivello geodetico tra la quota minima del liquame nella stazione di sollevamento (stimabile in 70,50 m s.l.m.) e il punto di ingresso nei due rotostacci aventi maglia da 2 mm previsti a progetto.

Relativamente alle tubazioni DN 300 e DN 125, sono state calcolate le perdite di carico riportate nella seguente Tabella 4-10.

Tabella 4-10: Calcolo perdite di carico lungo la tubazione di mandata dalla nuova stazione di sollevamento ai rotostacci

Diametro tubazione di mandata pompe di sollevamento a rotostacci	m	0,30
Lunghezza tubazione di mandata pompe di sollevamento a rotostacci	m	27,00
J	m/m	0,0025
Perdite di carico distribuite	m	0,068
v	m/s	0,5816
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,009
Perdite di carico per confluenza a T con DN 125 ($1,10 \times v^2/2g$)	m	0,019
Perdite di carico per derivazione a T con DN 200 di alimentazione rotostacci ($1,25 \times v^2/2g$)	m	0,022
Perdite di carico curve a 90° ($0,33 \times v^2/2g$)	m	0,006
Numero di curve a 90°		4,00
Perdite di carico concentrate	m	0,072
Perdite di carico totali - Tubazione DN300	m	0,140
Diametro tubazione di mandata singola pompa di sollevamento	m	0,125
Lunghezza tubazione di mandata singola pompa di sollevamento	m	4,70
J	m/m	0,0389
Perdite di carico distribuite	m	0,183
v	m/s	1,1167
Perdite di carico di imbocco ($0,5 \times v^2/2g$)	m	0,032
Perdite di carico per valvola di non ritorno ($1,2 \times v^2/2g$)	m	0,076
Perdite di carico curve a 90° ($0,33 \times v^2/2g$)	m	0,021
Perdite di carico allargamento DN 80 / DN 125 ($0,66 \times v^2/2g$)	m	0,042
Perdite di carico concentrate	m	0,171
Perdite di carico totali- Tubazione DN125	m	0,354
PERDITE DI CARICO TOTALI MANDATA A ROTOSTACCI	m	0,426

Le due apparecchiature di staccatura saranno installate sopra al nuovo canale di alimentazione della vasca di dissabbiatura alla quota di 76,10 m s.l.m. Inoltre, i rotostacci per il corretto funzionamento necessitano di un ulteriore carico valutabile in circa 1 m rispetto alla quota del punto di ingresso.

Il liquame stacciato sarà, come anzidetto, scaricato direttamente nel sottostante canale in ingresso al bacino di dissabbiatura/disoleatura alla quota di 74,60 m s.l.m.

4.7. VASCA DI ACCUMULO TEMPORANEO – VASCA DI EMERGENZA

In attesa dell'emanazione da parte della Regione Lombardia del nuovo regolamento sugli scarichi idrici attualmente in fase di stesura finale, che sostituirà il vigente Regolamento Regionale n. 3 del 24 Marzo 2006, sono stati previsti alcuni interventi che diverranno con ogni probabilità obbligatori con l'approvazione del nuovo regolamento.

Tali interventi riguardano in particolar modo la nuova disciplina delle acque meteoriche che aggiornerà ed integrerà quella riportata nel vigente Regolamento Regionale n. 3/2006.

Relativamente agli impianti di depurazione dei reflui civili a servizio di agglomerati superiori a 2.000 AE, come nel caso in oggetto, la bozza del nuovo regolamento all'art. 16 comma 4 prevede quanto segue:

"In testa agli impianti di depurazione deve essere sempre presente una vasca di accumulo finalizzata, oltre all'accumulo delle piogge dell'eventuale bacino proprio dello sfioratore di testa impianto, al miglioramento dell'elasticità gestionale dell'impianto e all'accumulo temporaneo per emergenze o per manutenzione."

Nella sezione 4 della bozza dell'Allegato 3 "**Acque meteoriche di dilavamento**", viene specificato che, nel caso di fognatura unitarie, deve essere sempre presente una vasca di accumulo di testa impianto finalizzata, oltre all'accumulo delle piogge dell'eventuale bacino proprio dello sfioratore di testa impianto, al miglioramento dell'elasticità gestionale dell'impianto e all'accumulo temporaneo per emergenze o per manutenzione. Il suo volume deve essere pari alla somma tra:

- volume della vasca di pioggia del bacino afferente alla rete fognaria dimensionato per contenere un volume specifico di 50 m³ per ettaro di superficie scolante impermeabile. Nel caso in oggetto la superficie del bacino scolante impermeabile è stata assunta pari a circa 15 ha e pertanto si ottiene un volume pari a:

$$15 \text{ ha} \times 50 \text{ m}^3/\text{ha} = \mathbf{750 \text{ m}^3}$$

- volume della vasca rispondente ai requisiti descritti nella sezione 3 del medesimo Allegato 3 "*Portate da sottoporre a trattamento in tempo di pioggia e vasca di accumulo temporaneo*" e comunque pari almeno al valore di 1 m³ per ogni 20 abitanti equivalenti totali serviti dall'impianto.

Nella sezione 3 viene stabilito che, poiché i valori di portata da avviare (P_{avv}) agli impianti di depurazione (determinati con i medesimi criteri previsti nel Regolamento Regionale n.3/2006) risultano in molti casi non compatibili con le potenzialità di trattamento delle acque in tempo di pioggia da parte degli impianti di depurazione, in generale è necessario prevedere una vasca di accumulo temporaneo in grado di stoccare la differenza tra la portata inviata all'impianto e quella da trattare per un determinato periodo di tempo.

Tale periodo viene calcolato come il maggiore tra due ore e il tempo di corrvazione del bacino totale dell'agglomerato servito (t_{corr}), calcolato come rapporto tra la lunghezza totale dell'asta principale della rete fognaria e una velocità di riferimento da assumere pari a 1 m/s maggiorato di mezz'ora.

La portata minima da trattare (P_{tratt}) in tempo di pioggia viene invece assunta pari a 500 l/(AE d) o comunque pari a 1,1 volte la portata massima di tempo secco.

In definitiva, il volume di accumulo deve essere pari a:

$$V_{acc} = P \times T$$

dove:

$$P = P_{acc} - P_{tratt}$$

e:

$$T = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ ore} \\ t_{corr} + 0,5 \text{ ore} \end{array} \right.$$

Nel caso in oggetto, gli interventi di ampliamento dell'impianto esistente sono stati dimensionati per consentire il trattamento di una portata massima in tempo di pioggia (1.000 l/(AE d), corrispondente a 148 m³/h) superiore a quella minima prevista nella bozza del nuovo Regolamento (500 l/(AE d), corrispondente a 74 m³/h) e pertanto il volume della vasca di accumulo temporaneo richiesto nella sezione 4 è stato calcolato utilizzando il criterio degli abitanti equivalenti (1 m³ per ogni 20 AE) riferiti allo scenario di medio - lungo termine:

$$3.500 \text{ AE} / 20 \text{ AE/m}^3 = 175 \text{ m}^3, \text{ cautelativamente approssimato a } \mathbf{180 \text{ m}^3}$$

Complessivamente, la vasca di pioggia dovrà avere un volume di 750 + 180 = **930 m³**.

In attesa che la Regione provveda all'approvazione finale del nuovo Regolamento regionale, si è deciso di anticipare, nel presente progetto, la realizzazione del volume afferente la cosiddetta "*vasca di accumulo temporaneo*" di capacità pari a 180 m³ allo scopo di:

- disporre di uno stoccaggio di emergenza qualora si dovesse riscontrare la presenza di scarichi anomali in fognatura, come già successo in passato (ad es. scarichi in fognatura non regolamentati da parte di un caseificio), che possano causare malfunzionamenti delle successive sezioni di trattamento, con particolare riferimento al comparto biologico;
- poter stoccare e trattare successivamente un'ulteriore quota parte di acque di pioggia in ingresso all'impianto rispetto alla portata di progetto (148 m³/h).

Le portate di pioggia eccedenti i 148 m³/h verranno sollevate alla nuova vasca di accumulo fino al raggiungimento della sua massima capacità di stoccaggio mediante le pompe di sollevamento a servizio dell'impianto esistente che hanno una portata massima di 25-30 m³/h cadauna.

La successiva necessità volumetrica, stimata come visto pari a 750 m³, viene per il momento ipotizzata solo a livello di ingombro planimetrico nelle aree di previsto ampliamento dell'impianto, potendosi prevedere in futuro la costruzione una volta divenuto cogente il nuovo Regolamento Regionale.

Nelle planimetrie di progetto è stato pertanto indicato l'ingombro in pianta della futura vasca da realizzare in adiacenza a quella di accumulo temporaneo.