



Imprese esecutrici

Progettisti

Mandataria:

Studio Isola Boasso & Associati s.r.l.



Mandanti:

Associazione professionale Altene Ingegneri Associati

Studio Hydra s.r.l.

ing. Angelo Binaghi

ing. Giacomo Carrus

ing. Achille Parmigiani

ing. Marcello Ligas

dott. Pierpaolo Pili

ing. Elisabetta Pittorru

dott. Andrea Lecca

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

ID 2006-1063 - "Adeguamento schema fognario depurativo n.325 Domus De Maria"
CUP E24H16001170006

PROGRAMMA REGIONALE SARDEGNA FESR 2021-2027

Azione 3.5.2 Ottimizzazione della fornitura di acqua per il consumo umano e riduzione delle perdite d'acqua nei sistemi di distribuzione

*Settore Complesso Progettazione LL.PP.
Unità di Business Delibera 20/2012 ed Economie*

RESPONSABILE DI SETTORE
Ing. Cecilia Tronci

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Daniele Emanuele Bosco

CODICE ELABORATO
2006-1063_ABBAPRR002R1

TITOLO ELABORATO
RELAZIONE TECNICA E DI PROCESSO DEPURATIVO

SCALA ELABORATO
n.a.

Rev.	DATA	DESCRIZIONE/MODIFICA	REDATTO DA	VERIFICATO DA	APPROVATO DA
R0	Novembre 2020	Prima emissione	Ing. Fabrizio Rabaglio	Ing. Riccardo Isola	Ing. Daniele Emanuele Bosco
R1	Febbraio 2025	Revisione 1	Ing. Fabrizio Rabaglio	Ing. Riccardo Isola	Ing. Daniele Emanuele Bosco



ISOLA
RICCARDO
10.06.2025
10:15:56
GMT+02:00

Sommario

1	Premessa	2
1.1	Inquadramento Geografico	3
2	Stato attuale dell'impianto di Depurazione	4
2.1	Analisi della documentazione reperita sugli impianti esistenti.....	5
2.2	Criticità dell'impianto emerse durante i sopralluoghi.....	5
3	Analisi delle dotazioni idriche e portate industriali.....	7
3.1	PRG delle Acque	7
3.2	PORTATE INDUSTRIALI.....	8
4	Analisi demografica	11
4.1	Previsione NPRGA rev. 2006.....	11
4.2	Analisi statistiche	12
4.2.1	Dimensioni e caratteristiche localizzative del patrimonio abitativo ai censimenti 1991, 2001, 2011	12
4.3	Confronto tra previsioni NPRGA e dati reali.....	17
4.4	Fabbisogni Depurativi comunicati dal Comune di Domus De Maria.....	19
4.4.1	Popolazione residente	19
4.4.2	Popolazione fluttuante	20
4.5	Conclusioni	20
5	Verifiche preliminari di processo Depurativo.....	21
5.1	Dati di partenza e limiti di scarico	21
5.2	Verifiche preliminari di impianto – situazione attuale ed a breve termine con esecuzione del progetto di adeguamento e.4.	26
5.3	Considerazioni in merito all'adozione di trattamento ad aerazione intermittente.....	27
5.4	Verifiche preliminari di impianto – situazione di progetto	30
5.4.1	Pretrattamenti	30
5.4.2	Reattori biologici per la rimozione dei nutrienti	32
5.4.3	Sedimentazione secondaria.....	38
5.4.4	Affinamento terziario	41
5.4.5	Clorazione	41
5.4.6	Dosaggio Chemicals	42
5.4.7	Linea Fanghi	42
5.5	Verifiche di processo con simulazione dinamica	45
5.5.1	Condizioni di simulazione medie	49
5.5.2	Influenti con caratteristiche variabili e condizioni operative	49
5.5.3	Condizioni di simulazione	50
6	Opere in progetto	51
7	Fasi di realizzazione	51
8	Alternative progettuali valutate e non adottate	51
8.1	Considerazioni in merito al mantenimento dei percolatori	52
8.2	Adozione altri processi di trattamento.....	54

1 Premessa

Il presente elaborato concerne la “Relazione Tecnica e di Processo Depurativo” nell’ambito della redazione della Progettazione di Fattibilità tecnica ed economica, relativa alle opere denominate: Lavori di “ADEGUAMENTO SCHEMA FOGNARIO DEPURATIVO N. 325 DOMUS DE MARIA – ID 2006-1063”, conferito al raggruppamento temporaneo di professionisti composto da:

- Studio di Ingegneria Isola Boasso Associati s.r.l. (CAPO GRUPPO E MANDATARIA)
- Altene Ingegneri Associati (MANDANTE)
- Studio Hydra S.r.l. (MANDANTE)
- Ing. Angelo Binaghi (MANDANTE)
- Ing. Giacomo Carrus (MANDANTE)
- Ing. Marcello Ligas (MANDANTE)
- Ing. Achille Parmigiani (MANDANTE)
- Dott. Geol. Pierpaolo Pili (MANDANTE)
- Archeol. Andrea Lecca (MANDANTE)
- Ing. Elisabetta Pittorru (MANDANTE)

Gli interventi in oggetto al presente progetto riguardano il sistema fognario/depurativo a servizio dei centri abitati di Domus de Maria e Chia.

Le aree in oggetto sono in particolare costituite dal Depuratore di Domus De Maria.

La stazione Appaltante ha richiesto già in questa fase la redazione di verifiche di processo, seppur preliminari, sulla base dei dati concordati (v. cap. successivi), al fine di meglio identificare le opere in progetto meritevoli di maggiore priorità di realizzazione.

Si sono identificati i seguenti ambiti di intervento:

- aumentare la potenzialità complessiva dell’impianto con la realizzazione di ulteriori volumi di trattamento, costituiti essenzialmente da nuovi comparti biologici, che prevedano un processo ad aerazione intermittente, anche mediante conversione della vasca di equalizzazione in reattore. L’intervento completa la conversione dei bacini di equalizzazione dell’impianto in reattori biologici (v. anche intervento e.4 in fase di appalto);
- Per la fase di sedimentazione finale si prevede il potenziamento con un ulteriore sedimentatore;
- Potenziamento della sezione di trattamento terziario per l’affinamento del refluo depurato ai fini del riutilizzo irriguo, con posa filtri a disco, ritenuti, in accordo con la stazione appaltante, maggiormente prestazioni ed economici;
- adeguamento della linea fanghi alle attuali esigenze ed al nuovo assetto impiantistico (conversione del digestore anaerobico in digestore aerobico, rinnovo comparto di disidratazione ecc.);
- manutenzioni ed adeguamenti della sezione dei pretrattamenti con adeguamento/sostituzione delle relative apparecchiature elettromeccaniche;
- consolidamento della parete in roccia a fianco dei locali tecnici dell’impianto;

- opere di completamento concernenti l'adeguamento del piping, delle linee elettriche, dei quadri potenza ecc;

Le opere in progetto sono complementari all'intervento e.4 in corso di appalto, ed in particolare sono state oggetto di uno specifico coordinamento con i tecnici redattori del citato progetto, da completare nelle successive fasi progettuali.

L'impostazione del progetto datato Novembre 2020, è stata confermata da Abbanoa nel corso delle riunioni preliminari al riavvio delle attività, che si sono svolte a fine 2024.

Gli interventi presso sulla rete fognaria e presso i sollevamenti esistenti che recapitano al Depuratore, sono da ricomprendersi nell'ambito di altre specifiche progettazioni (es. eliminazione portate parassite, grigliature dei reflui prima del pompaggio al Depuratore, limitazione delle portate sollevate direttamente nei punti di pompaggio, per ridurre i volumi sollevati e per ridurre pertanto gli sprechi energetici).

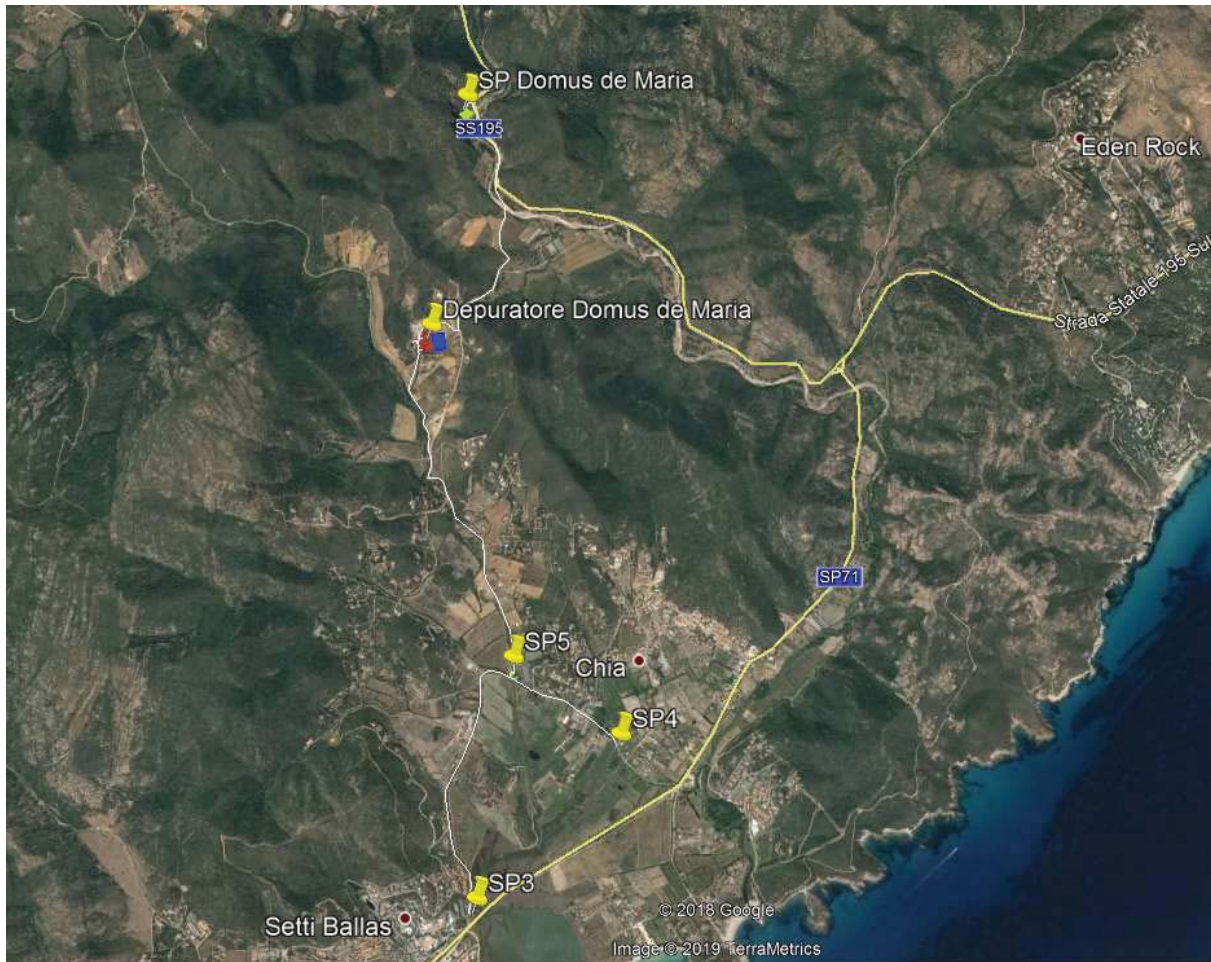
Le opere facenti parte del presente progetto sono mirate all'adeguamento del depuratore ai fabbisogni futuri, che, come si è verificato, sono superiori rispetto alla capacità di impianto riportata nell'autorizzazione allo scarico (v. capitoli successivi).

1.1 Inquadramento Geografico

L'impianto di Depurazione in oggetto è sito nella zona industriale di Tempio, a circa 3 km in direzione est rispetto al centro urbano. Di seguito un inquadramento su ortofoto dell'area in cui ricade l'impianto di depurazione.



Inquadramento su ortofoto dell'impianto in oggetto (Google Earth)



Inquadramento su ortofoto dell'impianto e delle principali stazioni di Sollevamento afferenti al Depuratore (Google Earth)

2 Stato attuale dell'impianto di Depurazione

In data 05.02.2019 è stato effettuato un sopralluogo tecnico unitamente al Settore Complesso Depurazione ed all'ingegneria, allo scopo di accertare l'effettivo stato di fatto degli impianti e le criticità legate alle singole sezioni di trattamento. In seguito sono state effettuate altre visite per l'esecuzione dei rilievi topografici, e sono state reperite informazioni in merito al completamento del progetto e.4 realizzato da Abbanoa.

Il depuratore di Domus de Maria serve una popolazione, in regime provvisorio, pari a 3.000 A.E., per una portata media giornaliera pari a 750 mc/g, e 180 kgBOD/g. La capacità complessiva di impianto, prevista nell'Autorizzazione allo scarico n.510 del 14.05.2005 della Provincia di Cagliari, è pari a 7.000 a.e., per una portata media giornaliera pari a 2.800 mc/g, e 490 kgBOD/g.

I limiti di scarico imposti nell'autorizzazione allo scarico sono costituiti dalla Tab. Allegata al D.M. n. 185/03 per le acque reflue all'uscita dall'impianto di recupero, ovvero, per i principali parametri, i limiti seguenti:

- per il BOD5: concentrazione < 20 mg/l;
- per il COD: concentrazione <100 mg/l;
- per il P totale: concentrazione ≤ 2 mg/l;
- per l'azoto totale: concentrazione ≤ 15 mg/l;
- per l'azoto ammoniacale: concentrazione ≤ 2 mg/l;
- per i SST: concentrazione < 10 mg/l;
- per l'escherichia coli: ≤ 100 UFC/100 ml

2.1 Analisi della documentazione reperita sugli impianti esistenti

Durante i sopralluoghi, e con la collaborazione della stazione appaltante, sono stati reperiti i seguenti documenti:

- Autorizzazione allo scarico n.510 del 14.05.2005 della Provincia di Cagliari;
- Progetto esecutivo di “Adeguamento impianto depurazione di Domus de Maria – Chia” ID e.4 per il revamping dell’impianto con un carico di progetto relativo alla situazione di esercizio provvisorio (inferiore a 3.000 a.e.).
- Database del Gestore Idrotecnica recante l’elenco delle opere elettromeccaniche principali presenti sugli impianti di Depurazione e stazioni di Pompaggio;
- File “DBADEP017R0- 2018-VOLUMI MENSILI DEPURATI dep CHIA.xls” contenente il riepilogo annuale dei volumi depurati nell’impianto, che riporta una media annuale pari a 430 mc/g, valore minimo medio giornaliero pari a 70 mc/g e massimo di 1570 mc/g, in novembre, evidentemente inclusivo di acque parassite o di pioggia;
- Elaborati, scansioni e fotografie degli elaborati progettuali dell’impianto esistente;
- Dati dei bollettini relativi alle analisi dei reflui in ingresso ed uscita dei campionamenti mensili anno 2018;
- Dati relativi alle elaborazioni per gli studi demografici;
- Dati relativi ai consumi energetici dell’impianto di depurazione e delle stazioni di sollevamento.

2.2 Criticità dell’impianto emerse durante i sopralluoghi

In base ai sopralluoghi effettuati ed alle segnalazioni dei gestori e della stazione appaltante, sono emerse le seguenti criticità:

- Sottodimensionamento dell’impianto in termini di potenzialità, dal punto di vista dei carichi inquinanti in periodo estivo, dovuto alla presenza di notevoli apporti dovuti alla popolazione fluttuante;
- Sottodimensionamento dell’impianto nel periodo piovoso. Esso riceve in media portate in tempo secco pari a 200-300 mc/g che, secondo i recenti dati di ottobre/novembre 2018, in tempo di pioggia salgono anche a punte massime giornaliere di 2000-2500 mc/g. Non sono presenti infatti troppo pieni alle stazioni di sollevamento afferenti all’impianto, e nemmeno un efficiente sistema di sfioro delle extraportate di pioggia a monte impianto;

- Durante il sopralluogo è stata verificata la necessità di ripristinare o integrare o sostituire il disoleatore ed il dissabbiatore, ad integrazione di quanto già previsto nell'intervento ID e.4. In quest'ultimo intervento è stata prevista la sostituzione delle tubazioni presenti nel pozzetto di by-pass dopo i pretrattamenti.
- A valle della vasca di equalizzazione rimasta (come detto, una delle due è già stata convertita a reattore biologico esercito a cicli intermittenti di aerazione), il refluo prosegue verso un percolatore e una vasca di contatto, relativi al vecchio sistema a biomassa adesa. Come già indicato anche nell'intervento ID e.4, anche durante il sopralluogo in argomento si è ipotizzata la necessità di dismissione di tali strutture.
- La necessità, come illustrato nel DPP, di integrare la fase di sedimentazione secondaria con un ulteriore sedimentatore, verrà verificata in base ai carichi idraulici relativi alle condizioni di progetto, così come le esigenze di adeguamento della sezione di filtrazione finale.
- I gestori confermano la necessità (già prevista come lavorazione complementare in ID e.4) di ripristinare e impermeabilizzare la vasca di disinfezione, attualmente notevolmente ammalorata, verificandone il dimensionamento.
- Sono presenti 3 pompe a valle della disinfezione, per il rilancio del refluo in uscita verso la vasca di accumulo per il riuso e verso gli emissari finali (rio Baccu Mannu e drenaggio su suolo). Di queste, una è stata ripristinata attraverso l'intervento ID e.4, le altre due sono state recentemente sostituite;
- Per quanto riguarda la linea fanghi si evidenzia quanto segue: la nastropressa non è mai stata utilizzata dal momento dell'acquisto (fine anni '90), a causa dell'assenza dell'acqua pressurizzata per la pulizia dei teli. Si prevede la sua sostituzione con una macchina centrifuga (intervento a carico di Abbanoa con Appalto separato già in corso).
- L'attuale digestore anaerobico è utilizzato da circa 2 anni (momento di conversione impianto da fanghi adesi a fanghi attivi) e ha accumulato fanghi senza mai venire svuotato. Il digestore pare avere la campana aperta, e non ha mai prodotto biogas. Il sistema di ricircolo fanghi con pompe centrifughe esterne non è in funzione. Il gestore e la stazione appaltante richiedono di convertire il trattamento fanghi a digestione aerobica. Da verificare lo stato dei calcestruzzi nella parte interna di digestore (si riferisce che è stata riscontrata una piccola perdita d'acqua dal digestore).
- Si evidenzia da più parti la necessità di prevedere l'installazione di un idoneo e completo sistema di Telecontrollo/automazione (attualmente non è presente alcun sistema; alcuni pannelli e quadri di controllo presenti nell'edificio del personale tecnico sono spenti e mai entrati in funzione, così come diverse attrezzature/apparecchiature di laboratorio).

Ulteriori aggiornamenti dello stato attuale sono stati svolti nel Dicembre 2024, nel corso di apposti sopralluoghi in impianto. L'impostazione del progetto è stata quindi livemente aggiornata rispetto alla prima emissione del Nov. 2020, unitamente ad un ricalcolo dei costi aggiornati su stime parametriche ed aggiornamento delle offerte relativamente alle OOPP Elettromeccaniche principali.

Non sono previste invece variazioni all'impostazione progettuale prevista nel novembre 2020, in base alle riunioni svolte con la stazione appaltante a fine 2024. Ai fini di processo i dati di partenza e gli esiti delle verifiche di processo sono dunque confermati.

3 Analisi delle dotazioni idriche e portate industriali

3.1 PRG delle Acque

Come detto, in base all'autorizzazione allo scarico, la capacità complessiva di impianto, prevista in futuro, è pari a 7.000 a.e., per una portata media giornaliera pari a 2.800 mc/g, e 490 kgBOD/g.

Il database "DBADEP017R0- 2018-VOLUMI MENSILI DEPURATI dep CHIA.xls" contenente il riepilogo annuale dei volumi depurati nell'impianto, che riporta una media annuale pari a 430 mc/g, valore minimo medio giornaliero pari a 70 mc/g e massimo di 1570 mc/g, in novembre, evidentemente inclusivo di acque parassite o di pioggia.

Le portate associate alle verifiche di processo verranno calcolate sulla base del numero effettivo ed attualizzato di abitanti equivalenti, con proiezione al 2041 (v. cap. successivo).

Le dotazioni idriche che verranno assunte per gli abitanti equivalenti così determinati, saranno conformi al PRG delle Acque della Regione Sardegna, in base alle seguenti tabelle, ovvero 235 l/ab g per i residenti e 460 l/ab g per la popolazione fluttuante.

Tabella 57 - Quadro di riepilogo: prospetto stato attuale.

Popolazione residente [ab]	Fascia di popolazione	Dotazione media annua [l/abg]	Coefficiente di punta mensile C_m	Coefficiente di punta giornaliero C_g	Coefficiente di punta orario C_o	Portata del giorno di massimo consumo [l/abg]
Fino a 5.000	I fascia	192	1,30	1,15	2,00	287
Da 5.001 a 10.000	II fascia	220	1,25	1,15	2,00	316
Da 10.001 a 30.000	III fascia	271	1,20	1,15	1,70	374
Da 30.001 a 100.000	IV fascia	360	1,15	1,15	1,50	476
Oltre 100.000	V fascia	408	1,15	1,15	1,50	540
Nuclei e case sparse	VI fascia	156	1,30	1,15	2,00	233

Tabella 58 - Quadro di riepilogo: prospetto al 2041.

Popolazione residente [ab]	Fascia di popolazione	Dotazione media annua [l/abg]	Coefficiente di punta mensile C_m	Coefficiente di punta giornaliero C_g	Coefficiente di punta orario C_o	Portata del giorno di massimo consumo [l/abg]
Fino a 5.000	I fascia	235	1,30	1,15	2,00	350
Da 5.001 a 10.000	II fascia	280	1,25	1,15	2,00	400
Da 10.001 a 30.000	III fascia	325	1,20	1,15	1,70	450
Da 30.001 a 100.000	IV fascia	418	1,15	1,15	1,50	550
Oltre 100.000	V fascia	455	1,15	1,15	1,50	600
Nuclei e case sparse	VI fascia	205	1,30	1,15	2,00	300

	Fino a 5.000 ab				da 5.000 a 10.000 ab				da 10.001 a 30.000 ab				da 30.001 a 100.000 ab				oltre 100.000				Nuclei e case sparse			
anno	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo	dotazione media [l/abg]	coeff. di punta mensile	coeff. di punta giornaliero	dotazione giorno max consumo
2001	192	1.3	1.15	287	220	1.25	1.15	316	271	1.20	1.15	374	360	1.15	1.15	476	408	1.15	1.15	540	156	1.3	1.15	233
2006	197	1.3	1.15	295	228	1.25	1.15	327	278	1.20	1.15	383	368	1.15	1.15	486	414	1.15	1.15	547	162	1.3	1.15	242
2011	203	1.3	1.15	303	235	1.25	1.15	337	285	1.20	1.15	392	375	1.15	1.15	496	420	1.15	1.15	555	168	1.3	1.15	252
2016	208	1.3	1.15	311	243	1.25	1.15	348	291	1.20	1.15	401	383	1.15	1.15	506	426	1.15	1.15	563	174	1.3	1.15	261
2021	214	1.3	1.15	319	250	1.25	1.15	359	298	1.20	1.15	411	390	1.15	1.15	516	432	1.15	1.15	571	181	1.3	1.15	270
2026	219	1.3	1.15	327	258	1.25	1.15	370	305	1.20	1.15	420	398	1.15	1.15	526	437	1.15	1.15	578	187	1.3	1.15	279
2031	224	1.3	1.15	335	265	1.25	1.15	380	312	1.20	1.15	429	405	1.15	1.15	536	443	1.15	1.15	586	193	1.3	1.15	288
2036	230	1.3	1.15	343	273	1.25	1.15	391	318	1.20	1.15	439	413	1.15	1.15	546	449	1.15	1.15	594	199	1.3	1.15	297
2041	235	1.3	1.15	350	280	1.25	1.15	400	325	1.20	1.15	450	418	1.15	1.15	550	455	1.15	1.15	600	205	1.3	1.15	300

3.2 PORTATE INDUSTRIALI

L'indagine sulle portate di origine industriale ha riguardato il database regionale delle attività (Istat 2011) ed una analisi critica dei dati di misura disponibili al depuratore.

Di seguito si riporta la tabella delle attività presenti nel Comune di Domus de Maria.

Territorio		Domus de Maria									
Tipo dato		numero imprese attive									
Classe di addetti		totale									
Impresa con dipendenti		totale									
Carattere artigiano		totale									
Appartenenza a gruppi		totale									
Diffusione territoriale		qualunque diffusione territoriale									
Anno		2011									
Forma giuridica		imprenditore individuale, libero professionista e lavoratore autonomo	società in nome collettivo	società in accomandita semplice	altra società di persone diversa da snc e sas	società per azioni, società in accomandita per azioni	società a responsabilità limitata	società cooperativa esclusa società cooperativa sociale	altra forma d'impresa	total e	totale
Ateco 2007											
totale		61	12	8	..	3	17	2	1		104
agricoltura, silvicoltura e pesca		1		1
pesca e acquacoltura		1		1
pesca		1		1
attività manifatturiere		2	2		4
industrie alimentari		..	1		1
produzione di prodotti da forno e farinacei		..	1		1
industria del legno e dei prodotti in legno e sughero (esclusi i mobili), fabbricazione di articoli in paglia e materiali da intreccio		1	1		2
fabbricazione di prodotti in legno, sughero, paglia e materiali da intreccio		1	1		2
fabbricazione di prodotti in metallo (esclusi macchinari e attrezzature)		1		1
fabbricazione di elementi da costruzione in metallo		1		1
fornitura di acqua reti fognarie, attività di gestione dei rifiuti e risanamento		1	1		2
raccolta, trattamento e fornitura di acqua		1		1
raccolta, trattamento e fornitura di acqua		1		1
attività di raccolta, trattamento e smaltimento dei rifiuti		1		1
recupero dei materiali		1		1
raccolta dei rifiuti		1		1
costruzioni		16	5		21
costruzione di edifici		5	5		10
costruzione di edifici residenziali e non residenziali		5	5		10
lavori di costruzione specializzati		11		11
demolizione e preparazione del cantiere edile		2		2
installazione di impianti elettrici, idraulici ed altri lavori di costruzione e installazione		2		2
completamento e finitura di edifici		7		7
commercio all'ingrosso e al dettaglio riparazione di autoveicoli e motocicli		12	4	4	2		22
commercio all'ingrosso e al dettaglio riparazione di autoveicoli e motocicli		1		1
manutenzione e riparazione di autoveicoli		1		1
commercio all'ingrosso (escluso quello di autoveicoli e di motocicli)		1	1	1		3
intermediari del commercio		1	1		2
commercio all'ingrosso specializzato di altri prodotti		1		1
commercio al dettaglio (escluso quello di autoveicoli e di motocicli)		10	3	4	1		18
commercio al dettaglio in esercizi non specializzati		3	1		4
commercio al dettaglio di prodotti alimentari, bevande e tabacco in esercizi specializzati		3	1		4
commercio al dettaglio di altri prodotti per uso domestico in esercizi specializzati		2	1	1		4
commercio al dettaglio di altri prodotti in esercizi specializzati		3		3
commercio al dettaglio ambulante		1	1		2
commercio al dettaglio al di fuori di negozi, banchi e mercati		1		1

trasporto e magazzinaggio	3	..	1	4
trasporto terrestre e trasporto mediante condotte	1	1
altri trasporti terrestri di passeggeri	1	1
magazzinaggio e attività di supporto ai trasporti	2	..	1	3
attività di supporto ai trasporti	2	..	1	3
attività dei servizi di alloggio e di ristorazione	8	4	2	..	1	4	1	20
alloggio	1	1	1	3	6
alberghi e strutture simili	1	1	1	2	5
aree di campeggio e aree attrezzate per camper e roulotte	1	1
attività dei servizi di ristorazione	7	3	2	1	1	14
ristoranti e attività di ristorazione mobile	3	2	1	1	7
bar e altri esercizi simili senza cucina	4	1	1	1	7
servizi di informazione e comunicazione	..	1	1
produzione di software, consulenza informatica e attività connesse	..	1	1
produzione di software, consulenza informatica e attività connesse	..	1	1
attività immobiliari	2	1	3	6
attività immobiliari	2	1	3	6
affitto e gestione di immobili di proprietà o in leasing	1	1	3	5
attività immobiliari per conto terzi	1	1
attività professionali, scientifiche e tecniche	8	1	9
attività degli studi di architettura e d'ingegneria, collaudi ed analisi tecniche	3	3
attività degli studi di architettura, ingegneria ed altri studi tecnici	3	3
altre attività professionali, scientifiche e tecniche	5	1	6
traduzione e interpretariato	1	1
altre attività professionali, scientifiche e tecniche nca	4	1	5
noleggio, agenzie di viaggio, servizi di supporto alle imprese	4	..	1	2	1	8
attività di noleggio e leasing operativo	1	2	3
noleggio di beni per uso personale e per la casa	1	1
noleggio di altre macchine, attrezzature e beni materiali	1	1	2
attività di servizi per edifici e paesaggio	4	1	5
servizi integrati di gestione agli edifici	1	1
attività di pulizia e disinfestazione	1	1
cura e manutenzione del paesaggio	3	3
sanità e assistenza sociale	1	1
assistenza sanitaria	1	1
servizi degli studi medici e odontoiatrici	1	1
attività artistiche, sportive, di intrattenimento e divertimento	..	1	1
attività sportive, di intrattenimento e di divertimento	..	1	1
attività ricreative e di divertimento	..	1	1
altre attività di servizi	4	4
altre attività di servizi per la persona	4	4
altre attività di servizi per la persona	4	4

Dall'analisi della tabella risulta che, coerentemente con le informazioni reperite in loco, le attività di origine industriale che potrebbero generale portate reflue o carichi inquinanti particolari sono limitate, se non trascurabili.

La conclusione risulta inoltre coerente con la tabella dei volumi trattati dall'impianto, ad esempio in periodo non turistico e non piovoso, dove i volumi trattati sono ridotti e rappresentativi dei reflui di origine civile.

Anche le analisi dei campioni istantanei in ingresso fornite dal gestore, tranne isolati casi, risultano in linea con reflui di origine civile.

Si può quindi concludere che non sono degne di nota le portate di origine industriale. Le normali attività produttive incluse nel tessuto urbano, sono già prese in considerazioni nel calcolo delle dotazioni idriche pro-capite della popolazione residente. Analogamente i carichi pro-capite assunti tengono conto di detta quota di attività produttiva, in base alla letteratura tecnica ed ai dati disponibili.

4 Analisi demografica

Per la determinazione della popolazione nelle aree di interesse, necessaria per il calcolo delle portate e dei carichi inquinanti afferenti al sistema di collettamento, necessari alle verifiche di processo, si è proceduto con un'analisi e una rielaborazione dei dati di previsione delle presenze di residenti e fluttuanti contenuti nel N.P.R.G.A. Rev. 2006.

In particolare, per la stima della popolazione gravante attuale e futura si è fatto riferimento alle seguenti fonti:

- "Previsione della popolazione residente e fluttuante stagionale". Piano regolatore generale degli acquedotti della Sardegna, 2006.
- Dati ISTAT, www.istat.it
- Dati di popolazione ultimo decennio, Servizio Demografico del Comune di Domus de Maria.
- Varie comunicazioni da parte del Comune di Domus De Maria ad Abbanoa, inoltrate a codesto RTP con le note, Prot. n. 0090507 del 20.05.2020, Prot. n. 0155101 del 03-08-2020, Prot. n. 0170548 del 19-08-2020, Prot. n. 0201303 del 15-09-2020. Sulla base di dette comunicazioni si è sciolta ogni riserva in merito alla capacità di impianto.

4.1 Previsione NPRGA rev. 2006

Il Nuovo Piano Regolatore Generale Acquedotti rev. 2006 riporta le seguenti previsioni di popolazione, distinte per i diversi nuclei di Domus de Maria, Capo Spartivento, Chia, Eden Rock, Setti Ballas e case sparse, differenziate per abitanti residenti e fluttuanti. Si rileva una previsione di incremento costante della popolazione, proiettata al 2041.

PIANO REGOLATORE GENERALE DEGLI ACQUEDOTTI PER LA SARDEGNA - REVISIONE 2006

ALLEGATO 2/B - Previsione della popolazione residente e fluttuante - Tabulati

Provincia di CAGLIARI

Comune di Domus de Maria (ISTAT 92018)

Anno	1991	1996	2001	2006	2011	2016	2021	2026	2031	2036	2041
Territorio comunale											
Residenti	1.444	1.568	1.687	1.786	1.859	1.918	1.973	2.023	2.067	2.102	2.131
Fluttuanti	4.466	4.616	4.768	4.915	5.065	5.215	5.366	5.514	5.664	5.814	5.966
TOT.	5.910	6.184	6.455	6.701	6.924	7.133	7.339	7.537	7.731	7.916	8.097
Domus de Maria											
Residenti	1.027	1.115	1.200	1.270	1.322	1.364	1.403	1.439	1.470	1.495	1.518
Fluttuanti	1.169	1.208	1.248	1.287	1.326	1.365	1.404	1.443	1.482	1.521	1.561
TOT.	2.196	2.323	2.448	2.557	2.648	2.729	2.807	2.882	2.952	3.016	3.077
Capo Spartivento											
Residenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Fluttuanti	573	592	612	631	650	669	689	708	727	746	766
TOT.	573	592	612	631	650	669	689	708	727	746	766
Chia											
Residenti	233	253	272	288	300	310	318	326	334	339	344
Fluttuanti	2.052	2.121	2.190	2.258	2.327	2.396	2.465	2.534	2.603	2.672	2.741
TOT.	2.285	2.374	2.462	2.546	2.627	2.706	2.783	2.860	2.937	3.011	3.085
es											
Residenti	177	192	207	219	228	235	242	248	253	258	261
Fluttuanti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOT.	177	192	207	219	228	235	242	248	253	258	261
Eden Rock											
Residenti	3	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4
Fluttuanti	529	547	565	582	600	618	636	653	671	689	707
TOT.	532	550	568	586	604	622	640	657	675	693	711
Setti Ballas											
Residenti	4	5	5	5	5	5	6	6	6	6	6
Fluttuanti	143	148	153	157	162	167	172	176	181	186	191
TOT.	147	153	158	162	167	172	178	182	187	192	197

Il totale complessivo di abitanti da NPRGA al 2041 è pari a circa 2130 abitanti residenti e 6000 fluttuanti, complessivamente in linea con la capacità richiesta nella citata autorizzazione allo scarico (7.000 a.e. complessivi).

Tale valore va comunque verificato sulla base di dati aggiornati, mediante l'indagine descritta nel seguito.

4.2 Analisi statistiche

Le indagini svolte si sono basate sui dati rilevati ai censimenti 1991, 2001, 2011. Tali dati, seppur aggiornati al 2011, consentono di rilevare l'evoluzione del patrimonio abitativo, e le sue caratteristiche utili per la determinazione della distribuzione della popolazione fluttuante e valutarne le dinamiche di crescita.

Per quanto attiene gli aspetti localizzativi, i dati dei censimenti consentono di individuare la dinamica del patrimonio abitativo in relazione al tipo di località: centri (Domus de Maria), nuclei (Capo Spartivento, Chia, Eden Rock), e case sparse così come definite dall'ISTAT.

4.2.1 Dimensioni e caratteristiche localizzative del patrimonio abitativo ai censimenti 1991, 2001, 2011

Per quanto riguarda il numero e la distribuzione territoriale delle abitazioni occupate non occupate ai censimenti 1991, 2001, 2011 (TABELLA 1 e 2) si nota la crescita progressiva del numero di abitazioni, con un tasso di crescita dello stesso ordine tra il primo decennio (1991-2001), pari a circa il + 62%, e il successivo 2001-2011 in cui venne registrato un + 67%;

La crescita del numero complessivo di abitazioni (vedi TABELLA 2) nel suo insieme, nel ventennio analizzato passa da 933 a 2254, con un incremento di circa il 140%, con un significativo aumento delle abitazioni all'interno del centro di Domus de Maria e delle case sparse, con uno sviluppo maggiore per le prime nel secondo decennio di riferimento e per le seconde nel decennio 1991-2001;

Anno	Centri abitati	Nuclei	Case sparse	Totale	%
1991	391	391	151	933	
2001	447	627	438	1512	61,71%
2011	1377	434	443	2254	67,08%

Tabella 1 - Abitazioni occupate e non occupate per tipo di località ai censimenti 1991, 2001, 2011
Fonte: nostra elaborazione su dati ISTAT

Anno	Centri abitati	Variazione		Nuclei	Variazione		Case Sparse	Variazione		Totale Comune	Variazione	
	n. abitazioni	V.A.	%	n. abitazioni	V.A.	%	n. abitazioni	V.A.	%	n. abitazioni	V.A.	%
1991	391			391			151			933		
2001	447	56	14,3%	627	236	60,4%	438	287	190,1%	1512	579	62,1%
2011	1377	930	208,1%	434	-193	-30,8%	443	5	1,1%	2254	742	49,1%

Tabella 2 - Abitazioni occupate e non occupate per località ai censimenti 1991, 2001, 2011:
variazioni (valori assoluti e relativi)

Fonte: nostra elaborazione su dati ISTAT

Osservando i dati comunali relativi al patrimonio abitativo nel suo complesso, relativo quindi ad abitazioni occupate e non occupate (Tabella 3), dal 1991 al censimento 2011 emerge l'enorme crescita complessiva del patrimonio abitativo dal 1991 al 2011, caratterizzata da ritmi particolarmente sostenuti nel decennio 1991-2001, notevolmente superiore alla crescita di popolazione negli intervalli intercensuari (+ 7.96% nel 2001, + 3.32 % nel 2011) ma più in linea con l'aumento dei nuclei familiari che infatti crescono del 11.92% al censimento del 2001 rispetto a quello del 1991 e del 24.30% al censimento del 2011 rispetto a quello del 2001;

In merito all'utilizzo del patrimonio abitativo le rilevazioni dei censimenti 1991, 2001, 2011 rilevano una significativa crescita della quota di patrimonio abitativo non occupato sia in termini assoluti che relativi che, al 2011, costituisce il 67% del totale.

Anno	Abitazioni occupate	Abitazioni non occupate	Totale abitazioni	% abitazioni non occupate
1991	474	459	933	49,2%
2001	591	1512	2103	71,9%
2011	744	1510	2254	67,0%

Tabella 3 - Abitazioni occupate e non occupate ai censimenti 1991, 2001, 2011

Fonte: nostra elaborazione su dati ISTAT

I dati del censimento 2011 hanno inoltre rilevato tra i tipi di alloggio, oltre alle 744 abitazioni occupate, anche n. 4 alloggi di altro tipo, corrispondenti secondo la definizione dell'ISTAT ad "Alloggi non classificabili come abitazione presso i quali, al momento del censimento, dimorano abitualmente o temporaneamente una o più persone. Ne sono esempi: le roulotte, le tende, i caravan, i camper, i container; le baracche, le capanne, le casupole, le grotte; le rimesse, i garage, le soffitte, le cantine; gli alloggi contenuti in costruzioni che non sono edifici (secondo la definizione di edificio)", in evidente condizione di disagio abitativo.

Anno di Censimento		2011	
Tipo dato		numero di abitazioni (valori assoluti)	numero di altri tipi di alloggio (valori)
Specie di alloggio		abitazione occupata da persone residenti	altro tipo di alloggio occupato da persone
Territorio			
Domus de Maria		744	4

Tabella 4 - Abitazioni e altri tipi di alloggio occupati da residenti al censimento 2011

Fonte: dati ISTAT

Per quanto attiene il numero di stanze delle abitazioni occupate e la superficie media delle abitazioni, il confronto tra i dati del censimento 2001 e 2011 denota:

- L'incremento del numero di stanze;
- La riduzione della dimensione media, in numero di stanze, delle abitazioni occupate che passa da 4.16 per abitazione nel 2001 a 3.79 stanze per abitazione;
- la riduzione sostanziale conferma della superficie media delle abitazioni che da 99.25 mq. nel 2001 passa a 99.5 mq. nel 2011;
- l'incremento delle abitazioni con numero di stanze inferiore a 3, a discapito delle restanti;
- la preponderanza delle abitazioni costituite da tre e quattro stanze al 2011, mentre al 2001 la classe dimensionale prevalente era quella costituita da abitazioni formate da 4 e 5 stanze.

Caratteristiche abitazione	Anno 2001			Anno 2011		
	n. abitazioni	stanze min.	%	n. abitazioni	stanze min.	%
Abitazioni con 1 stanza	4	4	1%	28	28	4%
Abitazioni con 2 stanze	54	108	9%	97	194	13%
Abitazioni con 3 stanze	109	327	19%	194	582	26%
Abitazioni con 4 stanze	174	696	30%	195	780	26%
Abitazioni con 5 stanze	146	730	25%	144	720	19%
Abitazioni con 6 o più stanze	88	528	15%	86	516	12%
Superficie delle abitazioni occupate (mq)	57068			74025		
Abitazioni/stanze occupate	575	2393		744	2820	
Superficie media abitazione	99,25			99,50		
Totale (min.) stanze in abitazioni occupate	4,16			3,79		

Tabella 5 - Stanze in abitazioni occupate al censimento 2011
Fonte: dati ISTAT

Il censimento 2011 non fornisce il dato relativo al numero complessivo di stanze occupate tuttavia i dati da esso forniti fanno corrispondere il numero minimo di stanze in abitazioni occupate a 2820 contro 2393 al 2001.

Quanto sopra comporta un rapporto abitanti/stanze che è passato da 0,65 abitanti/stanza nel 2001 (provincia di Cagliari: 0,61 abitanti/stanza) a 0,59 abitanti/stanza nel 2011 (provincia di Cagliari: 0,57 abitanti/stanza).

Stanze occupate (n. minimo)	2393
Abitanti al 2001	1545
Abitanti/stanze	0,65

Tabella 6 - Rapporto abitanti/stanze al 2001
Fonte: nostra elaborazione su dati ISTAT

Stanze occupate (n. minimo)	2820
Abitanti al 2011	1675
Abitanti/stanze	0,59

Tabella 7 - Rapporto abitanti/stanze al 2011
Fonte: nostra elaborazione su dati ISTAT

Al di là di tale dato è tuttavia da rilevare che esistono situazioni di evidente disagio, corrispondenti alle 28 abitazioni occupate costituite da una sola stanza.

In merito al rapporto famiglie/abitazioni occupate non si rilevano né al censimento 2011, né ai precedenti del 1991 e 2001, criticità rilevanti. Al 2011 infatti il rapporto famiglie/abitazioni è pari ad 1,03 e la coabitazione fra più famiglie riguarda 23 famiglie.

Censimento	Abitazioni occupate	Famiglie	Famiglie/ abitazione
1991	474	480	1,01
2001	591	576	0,97
2011	744	766	1,03

Tabella 8 - Abitazioni e famiglie ai censimenti 1991, 2001, 2011

Fonte: nostra elaborazione su dati ISTAT

Un'ultima considerazione è quella sul turismo.

Il settore delle attività collegate al turismo hanno conosciuto uno sviluppo notevole nel periodo indagato, arrivando a raggiungere, nel 2011, un totale di posti letto pari a 2457, come riportato nella tabella seguente.

Territorio		Domus de Maria								
Correzione		dati grezzi								
Classe dimensionale per numero di camere		totale								
Selezione periodo		2016								
Indicatori		numero di esercizi		posti letto		camere		bagni		
Ateco 2007	alberghi e strutture simili, alloggi per vacanze e altre strutture per brevi soggiorni, aree di campeggio e aree attrezzate per camper e roulotte	tipologia di esercizio								
		totale esercizi ricettivi								
	alberghi e strutture simili	esercizi alberghieri		30		2457		783		786
		alberghi di 5 stelle e 5 stelle lusso		1		199		72		72
		alberghi di 4 stelle		3		1276		563		569
		alberghi di 3 stelle		3		314		128		127
		alberghi di 2 stelle		1		37		20		18
		alberghi di 1 stella	(-)	..	(-)	..	(-)	..	(-)	..
		residenze turistico alberghiere	(-)	..	(-)	..	(-)	..	(-)	..
alloggi per vacanze e altre strutture per brevi soggiorni, aree di campeggio e aree attrezzate per camper e roulotte		esercizi extra-alberghieri		22		631	
	campeggi e villaggi turistici		1		420		
	alloggi in affitto gestiti in forma imprenditoriale		6		147		
	agriturismi	(-)	..	(-)	
	ostelli per la gioventù	(-)	..	(-)	
	case per ferie	(-)	..	(-)	
	rifugi di montagna	(-)	..	(-)	
	altri esercizi ricettivi n.a.c.	(-)	..	(-)	
	bed and breakfast		15		64		

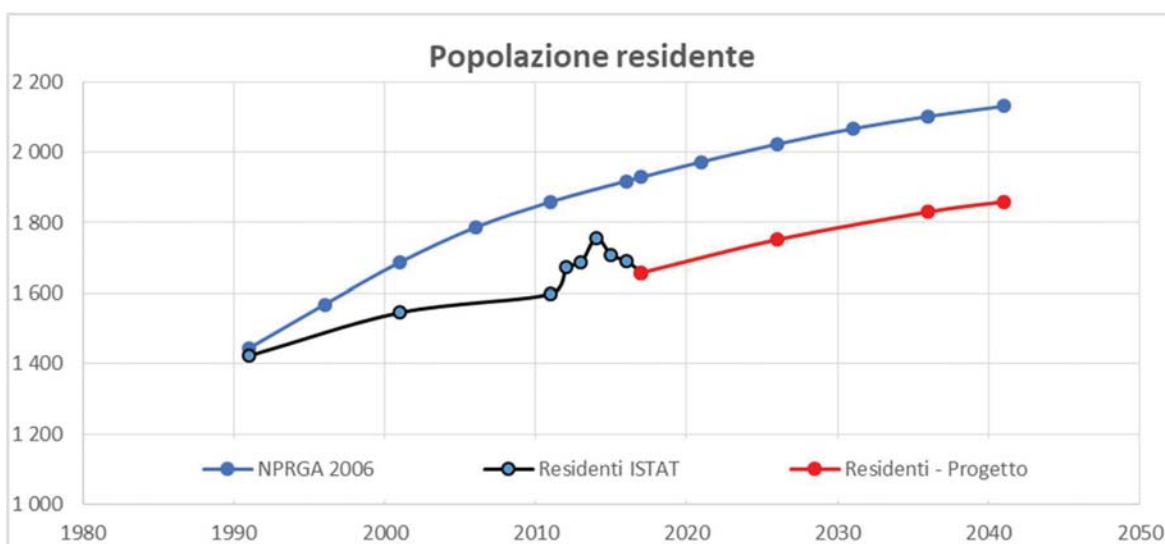
Tabella 9 – edifici turistici anno 2011

Fonte: dati ISTAT

4.3 Confronto tra previsioni NPRGA e dati reali

E' possibile valutare graficamente gli andamenti della popolazione residente, storica e futura, desunti dalla documentazione analizzata.

Il grafico seguente riporta i dati e le proiezioni sulla popolazione residente del NPRGA 2006 e i dati ricavati dall'ISTAT.



Se ne ricava una evidente sovrastima della popolazione da parte del NPRGA, già nella situazione attuale registrata da ISTAT. Si ritiene ragionevole adottare la legge di crescita proposta dal NPRGA, ma riferita alla popolazione aggiornata in base ai dati ISTAT. Si proietterà, quindi, al 2041 la popolazione rilevata nell'anno 2017, adottando una curva di crescita parallela a quella del NPRGA.

Il dato di popolazione al 2041 risulta di 1859 abitanti residenti nell'intero Comune di Domus de Maria.

Per quanto riguarda la popolazione fluttuante, non è stato possibile reperire dati storici o informazioni di dettaglio di maggiore approfondimento. Vale la pena ricordare che l'incremento di popolazione riguarda in particolar modo il periodo estivo, quando risultano popolate le seconde case, le case in affitto e le strutture ricettive.

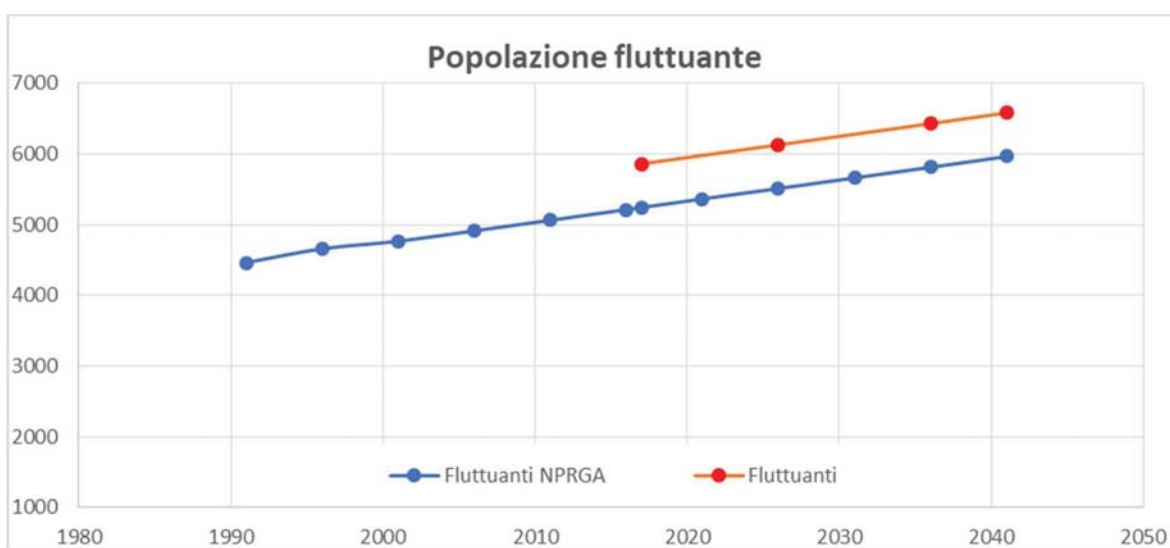
Il dato fornito dal NPRGA e la relativa proiezione storica è, per stessa ammissione dei redattori, puramente indicativo. E' stato pertanto necessario effettuare delle stime relativamente all'attuale popolazione fluttuante, sulla base delle informazioni ISTAT.

In particolare, se si considerano la media stanze/abitazione (3,79) e la media abitante/stanza (0,59) fornite per le abitazioni occupate e si applicano tali parametri alle abitazioni non occupate (1510), si avrebbe un totale di 3377 abitanti. Tale dato è puramente teorico e sovrastimato, in quanto non considera che non tutte le abitazioni non occupate potrebbero essere abitabili e che, per le seconde case, solitamente si accetta una densità abitativa maggiore.

I dati di partenza per queste assunzioni risalgono al 2011. Si è proceduto all'attualizzazione sommando ai 3377 abitanti del 2011, la differenza di popolazione tra il 2011 (1657) ed il successivo anno di riferimento; considerando il 2017 (1686), si ha un totale di 3406 abitanti.

Agli abitanti teorici così calcolati si sommano i fruitori dei servizi ricettivi (alberghi, agriturismi, residence, b&b), per i quali l'ISTAT rileva 2457 posti letto, come mostrato nella tabella 9 precedente, per un totale di 5863 abitanti fluttuanti a tutto il 2016.

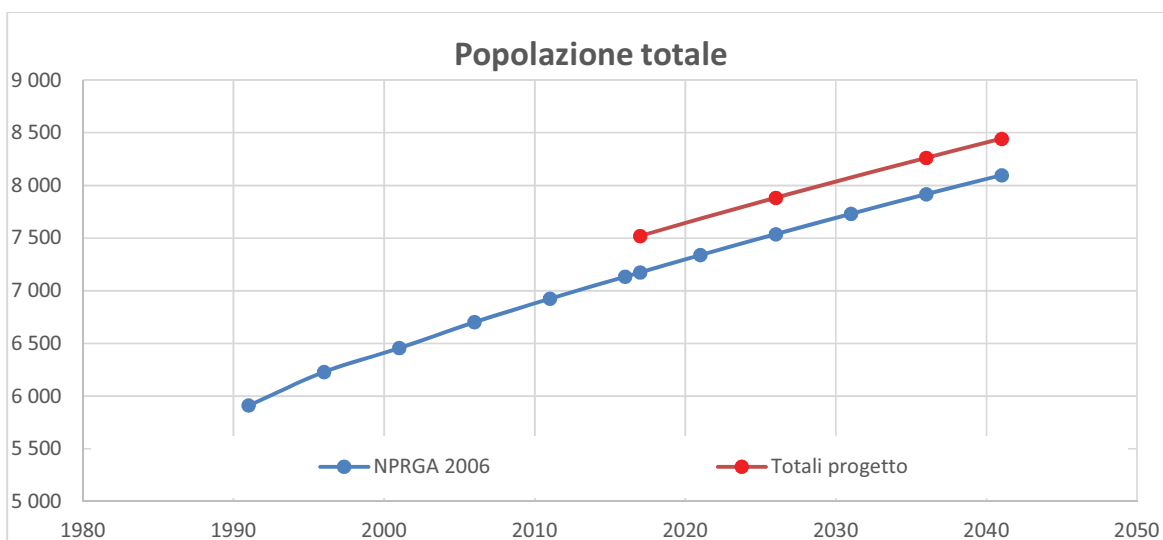
Applicando la legge di crescita del NPRGA per gli abitanti fluttuanti al valore di partenza del 2016, in analogia con quanto fatto per gli abitanti residenti si definisce il seguente grafico:



In conclusione, per il comune di Domus de Maria, in base ai dati disponibili attualmente si stima una popolazione al 2041 leggermente superiore a quella prevista nel NPRGA, dovuta ad un incremento della stima della popolazione fluttuante

In sintesi:

	Attuale (anno 2017)			Progetto		
	Residenti	Fluttuanti	TOTALI	Residenti	Fluttuanti	TOTALI
Comune di Domus de Maria	1657	5863	7520	1859	6583	8442



Tali dati non includono peraltro le stime di incremento popolazione grazie agli sviluppi futuri dei piani regolatori.

Detti dati sono stati forniti dal comune di Domus de Maria con le comunicazioni elencate in precedenza, che vengono analizzate nel seguito.

4.4 Fabbisogni Depurativi comunicati dal Comune di Domus De Maria

Come detto sono pervenute ad Abbanoa varie comunicazioni da parte del Comune di Domus De Maria, inoltrate a codesto RTP con le note, Prot. n. 0090507 del 20.05.2020, Prot. n. 0155101 del 03-08-2020, Prot. n. 0170548 del 19-08-2020, Prot. n. 0201303 del 15-09-2020. Era in particolare stato richiesto al Comune di Comunicare i fabbisogni depurativi che includessero le espansioni urbanistiche future previste nei piani regolatori.

4.4.1 Popolazione residente

Con riferimento al PUC nelle parti ancora da attuare (previsioni urbanistiche), il comune ha comunicato che vi è un incremento di abitanti riferibili alle zone di espansione C del centro abitato pari a 1.815 ab.

Con la nota del 10.09.2020, il medesimo comune ha chiarito che l'incremento futuro di popolazione residente è da sommare a quella attuale, ed è pari a circa 1815 ab.

Pertanto visto che la popolazione residente al 2020 varia tra circa 1700 ab. in base a ISTAT, mentre è circa pari a 2000 ab. in base al NPRGA, si intende quindi utilizzare una popolazione residente di progetto pari a circa $2000+1815=3815$ ab. residenziali, anziché il valore indicato dal NPRGA pari a 2.131 ab.

4.4.2 Popolazione fluttuante

Sempre con riferimento al PUC nelle parti ancora da attuare (previsioni urbanistiche), il Comune riferisce che l'incremento di abitanti futuri riferibili a nuove zone F e G (turistiche e servizi vari), è pari a 6.633 ab+100 ab=6.733 ab, e che tale dato è calcolato in base alla Capacità insediativa del litorale pari a 21.161 ab, indicati in una parte di documento esplicativa.

Il comune di Domus de Maria con la medesima nota del 10.09.2020, ha comunicato che l'incremento futuro di popolazione fluttuante è da sommare a quella attuale, ed è pari a circa 6.733 ab.

Lo studio demografico precedentemente illustrato, concludeva con circa 7.000 fluttuanti estivi, dati che si ritengono affidabili in quanto le fonti dei dati sono ufficiali, risultando inoltre più gravoso delle indicazioni del vigente PRGA in termini di abitanti serviti.

Vista l'indeterminatezza che comunque permane in merito all'assunzione della popolazione fluttuante attuale (capacità insediativa del litorale molto più elevata in realtà rispetto ai valori derivanti dalla somma della capacità insediativa attuale e di quella futura), si intende adottare prudenzialmente un valore di popolazione fluttuante attuale pari a circa 7.000 ab.

Si intende quindi utilizzare una popolazione fluttuante di progetto pari a circa $7000+6733=13.733$ ab. residenziali, a fronte del dato di NPRGA pari a 5966 ab.

Prudenzialmente una quota di fluttuante viene anche considerata in tempo invernale.

4.5 Conclusioni

In base alle analisi illustrate in precedenza, la capacità del depuratore sarà dimensionata per i seguenti fabbisogni:

CONDIZIONE DI SIMULAZIONE	<i>Domus de Maria inverno</i>	<i>Domus de Maria estate</i>	
Numero abitanti residenti	3 815	3 815	a.e.
Dotazione idrica residenti	235	235	l/ab*gg
Numero abitanti fluttuanti	4 000	13 733	
Dotazione idrica fluttuanti	460	460	l/ab*gg
portata parassita	0	0	mc/gg
coeff.afflusso in fognatura	0.8	0.8	-

Tale impostazione è stata condivisa con la Stazione Appaltante durante la stesura del progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica.

Nelle verifiche di processo depurativo verranno utilizzati i dati della tabella precedente, che verranno combinati in periodo estivo ed invernale con le relative dotazioni ed i relativi carichi pro-capite, secondo quanto viene illustrato nel successivo capitolo.

Complessivamente la capacità di trattamento in periodo estivo sarà relativa a circa 17.548 a.e.

5 Verifiche preliminari di processo Depurativo

5.1 Dati di partenza e limiti di scarico

Sulla base di quanto espresso in precedenza, e sulla base dei risultati delle analisi demografiche, le verifiche di processo sono state eseguite sulla base delle seguenti condizioni estreme:

- una condizione di carico invernale, che concerne il trattamento degli abitanti residenti ed una minima quota di fluttuanti, ovvero 3.815 a.e. residenti e 4.000 fluttuanti, con verifica a 11°C come temperatura del refluo. La dotazione associata agli abitanti residenti, vista la taglia di impianto complessiva inferiore a 5.000 a.e., è pari a 235 l/ab g, mentre la dotazione relativa agli abitanti fluttuanti è pari a 460 l/ab g, conformi al NPRGA.
- una condizione di carico estivo, che concerne il trattamento degli abitanti residenti e l'intera quota di fluttuanti, ovvero 3.815 a.e. residenti e 13.733 fluttuanti, con verifica a 20°C come temperatura del refluo. La dotazione associata agli abitanti residenti, vista la taglia di impianto della pop. residente inferiore a 5.000 a.e., è pari a 235 l/ab g, mentre la dotazione relativa agli abitanti fluttuanti è pari a 460 l/ab g, conformi al NPRGA.

Nelle seguenti tabelle sono riassunti tutti i carichi di dimensionamento idraulici e di inquinante, le portate di pioggia massime di pretrattamento e di trattamento secondario. Infatti, a tal proposito, le portate di pioggia di riferimento per ogni condizione, sono calcolate in base al numero degli abitanti civili moltiplicato per 1200 l/ab g, conformemente alla D.G.R. 69/25 del 10.12.2008 (si considera che le portate in ingresso, assimilate a reflui civili, non contengano sostanze pericolose, così da non richiedere l'aumento della portata di pioggia pro-capite pari a 1.800 l/ab g ai sensi della DGR 69/25 Regione Sardegna).

Sempre in ottemperanza a tale disposto, verranno avviati a pretrattamento, i 5/5 della massima portata di riferimento in ingresso all'impianto, ed a trattamento secondario i 3/5 della massima portata suddetta, detta portata di riferimento. Le portate eccedenti i 3/5 potranno essere scaricate previa disinfezione, nel caso in esame a valle dei pretrattamenti.

Le portate di pioggia eccedenti i 5/5 della portata di riferimento, in futuro, potranno venire scolmati direttamente alle stazioni di sollevamento SP5 di Chia e SP Domus, ovviamente per le rispettive quote del bacino afferente, e previa grigliatura, con interventi facenti parte di altro appalto. Nel periodo transitorio verrà predisposto a monte impianto un sistema di scolmo delle eventuali portate in arrivo al depuratore, mediante misuratore di portata su ciascuna mandata (da Chia e da Domus De Maria). Se la lettura dei due

misuratori ricostruisce una portata somma delle due prementi maggiore della quota di 5/5 della portata di riferimento, si apre una valvola motorizzata che scolma le portate in un pozzetto collegato al by-pass.

Il carico complessivo da trattare al depuratore, nelle due configurazioni invernale ed estiva, è illustrato nel dettaglio nella seguente tabella, nella quale il valore della portata di punta in tempo di pioggia della condizione estiva, è stato incrementato per verificare la condizione di essere maggiore del 30% della portata di tempo secco.

CONDIZIONE DI SIMULAZIONE	Domus de Maria inverno	Domus de Maria estate	
Numero abitanti residenti	3 815	3 815	a.e.
Dotazione idrica residenti	235	235	l/ab*gg
Numero abitanti fluttuanti	4 000	13 733	
Dotazione idrica fluttuanti	460	460	l/ab*gg
portata parassita	0	0	mc/gg
coeff.afflusso in fognatura	0.8	0.8	-
apporto specifico BOD5 da letteratura	60	60	g/ab*gg
apporto specifico COD da letteratura	130	130	g/ab*gg
apporto specifico TKN da letteratura	12	12	g/ab*gg
apporto specifico NH4+ da letteratura	8.7	8.7	g/ab*gg
apporto specifico P da letteratura	2.5	2.5	g/ab*gg
apporto specifico TSS da letteratura	90	90	g/ab*gg
			U.d.m.
Q industriale	0	0	
Q media nera Q24 civile	2 189	5 771	
Q media nera Q24 di progetto giornaliera Qciv+Qind	2 189	5 771	mc/gg
Q media annuale	799 065	2 106 402	mc/anno
	91.22	240.46	mc/h
	0.025	0.067	mc/s
	25.34	66.79	l/s
coeff.al biologico della q di pioggia	2.57	2.33	-
Q massima al biologico 3/5 della Q di Pioggia	5 627	13 459	mc/gg
	234.450	560.800	mc/h
	0.065	0.156	mc/s
	65.13	155.78	l/s
coeff. Pioggia	4.28	3.89	-
Q di pioggia massima ai pretrattamenti SECONDO 1200 L/AB G	9 378	22 432	mc/gg
	390.750	934.667	mc/h
	0.109	0.260	mc/s
	108.54	259.63	l/s
Carico totale civile+industriale BOD5 giornaliero	469	1053	kg/gg
Carico totale civile+industriale COD giornaliero	1016	2281	kg/gg
Carico totale civile+industriale TKN giornaliero	94	211	kg/gg
Carico totale civile+industriale NH4+ giornaliero	68	153	kg/gg
Carico totale civile+industriale P giornaliero	20	44	kg/gg
Carico totale civile+industriale TSS giornaliero	703	1579	kg/gg

Concentrazioni influente secondo Qciv+Qind			
concentrazione BOD5 media giorn	214.2	182.4	mg/l
concentrazione COD media giorn	464.1	395.3	mg/l
concentrazione TKN media giorn	42.8	36.5	mg/l
concentrazione NH4 media giorn	31.1	26.5	mg/l
concentrazione P media giorn	8.9	7.6	mg/l
concentrazione TSS media giorn	321.3	273.7	mg/l

Le concentrazioni medie che scaturiscono dalle presenti elaborazioni sono state concordate con la stazione appaltante, in mancanza di dati statisticamente significativi o certi su portate e carichi influenti indicativi della situazione futura più attendibile.

I valori di carico inquinante così calcolati sono in linea con le concentrazioni tipiche di liquami a prevalente componente civile, in condizioni di medio-alto carico inquinante a seconda dei parametri.

Contaminants	Unit	Concentration ^a		
		Low strength	Medium strength	High strength
Solids, total (TS)	mg/L	390	720	1230
Dissolved, total (TDS)	mg/L	270	500	860
Fixed	mg/L	160	300	520
Volatile	mg/L	110	200	340
Suspended solids, total (TSS)	mg/L	120	210	400
Fixed	mg/L	25	50	85
Volatile	mg/L	95	160	315
Settleable solids	mL/L	5	10	20
Biochemical oxygen demand, 5-d, 20°C (BOD ₅ , 20°C)	mg/L	110	190	350
Total organic carbon (TOC)	mg/L	80	140	260
Chemical oxygen demand (COD)	mg/L	250	430	800
Nitrogen (total as N)	mg/L	20	40	70
Organic	mg/L	8	15	25
Free ammonia	mg/L	12	25	45
Nitrites	mg/L	0	0	0
Nitrates	mg/L	0	0	0
Phosphorus (total as P)	mg/L	4	7	12

Caratteristiche chimico - fisiche di liquami a prevalente componente civile (da Metcalf & Eddy, 4th Edition).

I predimensionamenti di processo verranno effettuati come detto alla minima temperatura di impianto di 11°C e 20°C.

PARAMETRI IN USCITA E RIUTILIZZO ACQUA DEPURATA

I limiti di scarico imposti nell'autorizzazione allo scarico sono costituiti dalla Tab. Allegata al D.M. n. 185/03 per le acque reflue all'uscita dall'impianto di recupero, ovvero, per i principali parametri, i limiti seguenti:

- per il BOD5: concentrazione < 20 mg/l;
- per il COD: concentrazione <100 mg/l;
- per il P totale: concentrazione ≤ 2 mg/l;
- per l'azoto totale: concentrazione ≤ 15 mg/l;
- per l'azoto ammoniacale: concentrazione ≤ 2 mg/l;
- per i SST: concentrazione < 10 mg/l;
- per l'escherichia coli: ≤ 100 UFC/100 ml

I parametri risultano coerenti con la determinazione 119 del 14.05.2024 da parte della Provincia del Sud Sardegna, di rinnovo dell'autorizzazione allo scarico, la quale cita, peraltro, che in caso di riutilizzo irriguo possono essere derogati i parametri azoto totale fosforo rispettivamente a 35 mg/l e 2 mg/l, purché conformi alla DGR Regione Sardegna 75/15 del 30 dicembre 2008.

Di seguito la verifica che la portata da avviare a trattamento sia almeno pari alla portata di punta di tempo secco.

CONDIZIONE DI SIMULAZIONE	Domus de Maria inverno	Domus de Maria estate	
Popolazione complessiva residenti+fluttuanti	7 815	17 548	
Q media nera Q24 di progetto giornaliera Qciv+Qind	2 189	5 771	mc/gg
coeff.al biologico della q di pioggia	2.57	2.33	-
Q massima al biologico 3/5 della Q di Pioggia	5 627	13 459	mc/gg
coeff. Pioggia	4.28	3.89	-
Q di pioggia massima ai pretrattamenti SECONDO 1200 L/AB G	9 378	22 432	mc/gg
Coeff. Picco orario da NPRGA 1.3*1.15*2	2.99	2.99	-
Portata di Picco in tempo secco	6 546	17 255	mc/gg
Portata di Picco in tempo secco+30%	8 509	22 432	mc/gg
Qsfioro iniziale/Portata di picco in tempo secco+30%	110%	100%	
Qsfioro iniziale/Portata di picco in tempo secco	43%	30%	

In tale verifica sono stati applicati i coefficienti di punta da NPRGA anche alla portata media degli abitanti fluttuanti.

VOLUMI IMPIANTO ESISTENTE DESUNTI DAI SOPRALLUOGHI E RILIEVI PRELIMINARI E DALLA DOCUMENTAZIONE RECUPERATA

I volumi principali a fini di processo sono i seguenti, desunti dai rilievi preliminari effettuati sull'impianto e dalla documentazione reperita in merito grazie al contributo di Abbanoa. Nel complesso le informazioni reperite sono coerenti e omogenee, in merito alla geometria delle vasche ecc.

- GRIGLIATURA: un rotostaccio di capacità e luce filtrante sconosciute, da sostituire
- DISSABBIATURA PRELIMINARE: un dissabbiatore tipo pista diam. 4.2 m Vol= 37mc al netto del volume tramoggia.
- EQUALIZZAZIONE: 2 vasche esistenti da 11.5x20.1m in pianta e circa 2.5 m di altezza utile. Una prima vasca di equalizzazione è già stata convertita nel progetto e.4, con dimensioni 11.5x20.1x2.5 m di altezza utile, e volume utile $V = 580$ mc. Da verificare nel prog. Definitivo (successiva fase), il reale volume disponibile svuotando le vasche (si sono avute informazioni di una profondità utile di 4,00 m);
- PERCOLATORE: dismesso e non utilizzato
- SOFFIANTI per biologico: in sostituzione degli attuali flowjet, il progetto e.4 prevede installate 1+1R soffianti da circa 460 mc/h cad @ 450 mbar di prevalenza (17 kw cad.)
- VASCA DI CONTATTO: vasca di contatto per dosaggio reagenti, disponibile, dimensioni $4.5 \times 4.5 \times 2.5$ m(h) = circa 50 mc
- SEDIMENTAZIONE SECONDARIA: n. 1 sedimentatore esistente diametro 15 m interno canaletta, altezza utile a 2/3 del raggio pari a 3.7 m, superficie 176 mq e volume utile 651 mc
- FILTRI A GRAVITA' A SABBIA PER SEZIONE DI AFFINAMENTO: filtro di diametro circa 3600 mm, portata massima STIMATA in assenza di dati certi pari a 105 mc/h
- DISINFEZIONE: vasca di dimensioni utili pari a $8.8 \times 15.4 \times 1.5$ (h), volume complessivo 200 mc circa; dosaggio PAA esistente da adeguare alle normative vigenti
- VASCA DI ASPIRAZIONE PER POMPE RILANCIO AL BACINO DI RIUSO IRRIGUO: vasca di dimensioni utili pari a $5 \times 17 \times 1.3$ (h), volume complessivo 110 mc circa;
- POMPE DI RILANCIO AL BACINO IRRIGUO: N. 2 pompe esistenti sistemate da Abbanoa, Il progetto e.4. ha visto l'installazione di una terza pompa da 5.5 kw e 180 mc/h.
- ISPESITORE FANGHI: n. 1 ispessitore diametro utile 6 m, altezza utile 3.9 m, 28.2 mq e 110 mc utili
- DIGESTORE ANAEROBICO: mai entrato in funzione per la sua funzione specifica, utilizzato solo come accumulo fanghi, n. 1 vasca di diametro

➤ DISIDRATAZIONE:

13.4 m interno x10 m(h), volume disponibile con altezze idonee per trattamento fanghi, senza prevedere soffianti ad alta prevalenza pari a circa 850 mc (6 m di altezza utile); Nastropresse presenti in apposito locale, con sistema di dosaggio polielettrolita, da dismettere e sostituire con nuove centrifughe

5.2 Verifiche preliminari di impianto – situazione attuale ed a breve termine con esecuzione del progetto di adeguamento e.4.

Le verifiche della situazione attuale sono state eseguite nell'ambito del progetto e.4., con carichi non comparabili con quelli oggetto del presente adeguamento, ovvero sensibilmente inferiori (2.500-3.000 a.e.). Nell'ambito delle verifiche di processo la prima vasca di equalizzazione viene convertita in reattore biologico esercito a cicli intermittenti di aerazione, con contestuale fornitura di soffianti adeguate allo scopo. Il citato progetto, prevede inoltre le seguenti opere:

SEZIONE IMPIANTO	OPERE IN PROGETTO
PRETRATTAMENTI	1- Installazione di gruppo di misura nell'arrivo di Domus de Maria; 2- Manutenzione del classificatore di sabbie esistente al fine di consentirne il corretto Funzionamento; 3- Sostituzione tubazioni presenti nel pozzetto di by-pass dopo i pretrattamenti.
EQUALIZZAZIONE/ OSSIDAZIONE	1- Completamento del pozzetto di alloggio della saracinesca in ingresso alla prima vasca di equalizzazione con installazione di aste di manovra per consentire le manovre sulle saracinesche dall'esterno; 2- Adeguamento funzionale e strutturale della sezione equalizzazione che verrà trasformata (una sola vasca) in trattamento di ossidazione biologica a cicli alternati, con fornitura ed installazione di soffianti, tappeto di diffusione a microbolle, mixer, linee elettriche, quadri e centraline.
RICIRCOLO- CONNESSIONI IDRAULICHE	1- Sostituzione dell'attuale condotta in PVC in uscita dalle attuali vasche di equalizzazione con una nuova condotta che andrà collegata all'attuale tubazione presente in uscita alla tubazioni in ingresso alla vasca di contatto; 2- Sostituzione della condotta provvisoria di ricircolo dei fanghi.
DISINFEZIONE	1- Impermeabilizzazione della vasca di disinfezione.
APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE	1- Sostituzione delle pompe di ricircolo con portate adeguate a quelle in ingresso; 2- Installazione di una terza pompa nel sollevamento finale per rilancio al bacino di accumulo.
RIUTILIZZO FINALE	1- Manutenzione del bacino di accumulo della rete di riutilizzo irriguo mediante pulizia della vasca, realizzazione di rivestimento con calcestruzzo e successiva impermeabilizzazione.
ELETTRICHE	1- Installazione di nuovo gruppo elettrogeno e relativa cabina; 2- Certificazione dell'impianto elettrico di impianto.

ID e.4 - "Adeguamento impianto depurazione di Domus de Maria – Chia"

Estratto da ALLEGATO 2.2. - Relazione Tecnica

Le verifiche di processo preliminari che seguono, sono mirate a progettare le opere in maniera complementare al citato progetto, fatte salve le necessità di adeguamento generale ai nuovi carichi di progetto, di cui al paragrafo precedente.

5.3 Considerazioni in merito all'adozione di trattamento ad aerazione intermittente

Il processo di depurazione biologica con rimozione dell'azoto (Nitro-Denitro) può essere realizzato in bacino unico, attraverso l'alternanza delle fasi di aerazione (ox-nitificazione) e di non-aerazione (denitrificazione).

In altri termini, si realizza una trasformazione "spazio/tempo", mediante temporizzazione ciclica delle fasi depurative in volume unico, equivalenti ai volumi di reazione prefissati, come nel caso dei sistemi tradizionali. La fornitura ciclica (on/off) di aria consente la creazione la formazione di condizioni aerobiche ed anossiche adeguate per l'implementazione di fasi sequenziali di nitrificazione e denitrificazione. La portata di acque reflue influente rimane di tipo continuo.

Dal punto di vista del controllo, il processo di aerazione intermittente può essere implementato attraverso:

- il controllo temporizzato (prefissato dei cicli): più economico, ma in genere meno efficiente (applicabile a situazioni di carico in ingresso con caratteristiche pressoché costanti nel tempo);
- il controllo real-time (cicli definiti di volta in volta in base alle condizioni di processo) utilizzando strumentazione analitica per la misura on-line dei parametri di processo (es.: OD, ORP, pH, NH₄, NO₃): controllo più accurato e che fornisce maggiori garanzie rispetto alla qualità dell'effluente depurato.

Una strategia di controllo ottimale per i processi a cicli intermittenti di aerazione, prevede un controllo dell' N_{tot} nell'effluente attraverso una corretta gestione delle fasi di aerazione e anossia, non soltanto in termini di durata, ma anche sulla base del trend di concentrazioni di N_{tot} esistenti.

Confrontando lo schema di processo convenzionale (continuo) di nitrificazione/ denitrificazione con quello ad aerazione intermittente, quest'ultimo risulta caratterizzato da un più alto grado di flessibilità. Infatti, è possibile regolare facilmente la lunghezza della fase di nitrificazione e quella della denitrificazione, ad esempio, sulla base delle concentrazioni misurate in tempo reale nell'effluente. Inoltre, questo schema consente di evitare la fase di ricircolo dei nitrati (richiesto nello schema di pre-denitrificazione convenzionale), spesso caratterizzato da elevati valori di portata e consumo di energia.

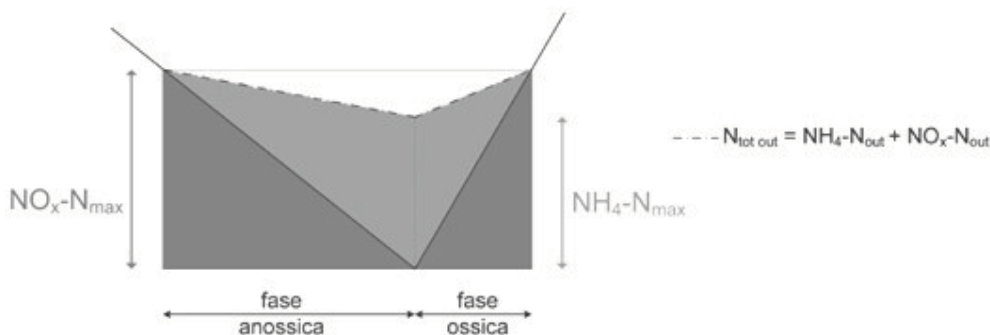
Si tratta comunque di un processo meno intuitivo rispetto al Ciclo Continuo, ma più flessibile rispetto alla variabilità dei carichi inquinanti in ingresso. Vi è inoltre, una maggiore complessità di configurazione del Modello (set T_c/HRT , t_n/t_d , NO_3out , NH_4out , ecc.).

Per assicurare il rispetto dei limiti C,N nell'effluente è necessario verificare preliminarmente che il volume V del reattore biologico (in progetto o esistente) realizzi un Fattore di Carico $F_c < 0,15$ [KgBOD/KgMLSS·d], ovvero: $V > 24 \cdot Q \cdot \text{BOD} / (0,15 \cdot \text{MLSS})$.

Inoltre, deve verificarsi che il Carico Specifico Volumetrico dell'Azoto: $\text{NLR} [\text{Kg}/\text{m}^3 \cdot \text{d}] = 24 \cdot Q \cdot \text{N}_{\text{tot}} / (1000 \cdot V) = 0,010 \div 0,240$; ovvero il rapporto COD/TKN deve essere compatibile ($> 8 \div 10$) con lo sviluppo del processo Nitro/Denitro.

In definitiva, l'applicabilità dei cicli intermittenti di aerazione nel processo Nitro/Denitro, dipende essenzialmente da due fattori preliminari:

- HRT, ovvero dal tempo di ritenzione idraulica, in quanto il volume V della vasca biologica deve essere maggiore di quello strettamente sufficiente perché avvenga (secondo le cinetiche del caso con una prefissata concentrazione MLSS, OD, Temperatura, ecc.) la rimozione del carbonio e dell'azoto e inoltre, il Carico Specifico di Azoto e il rapporto COD/TKN devono essere nel range di funzionalità.
- dal livello di efficienza richiesto, in termini di limiti C, N allo scarico (fissati NH_4out e NO_3out): più i limiti C, N, sono restrittivi, più diventa critica la distribuzione dei tempi di aerazione e spegnimento, perché se da un lato si aumenta il tempo (t_n) richiesto alla ossidazione del C e alla nitrificazione N, dall'altro si deve avere a disposizione un tempo (t_d) perché avvenga e si completi la fase di denitrificazione.



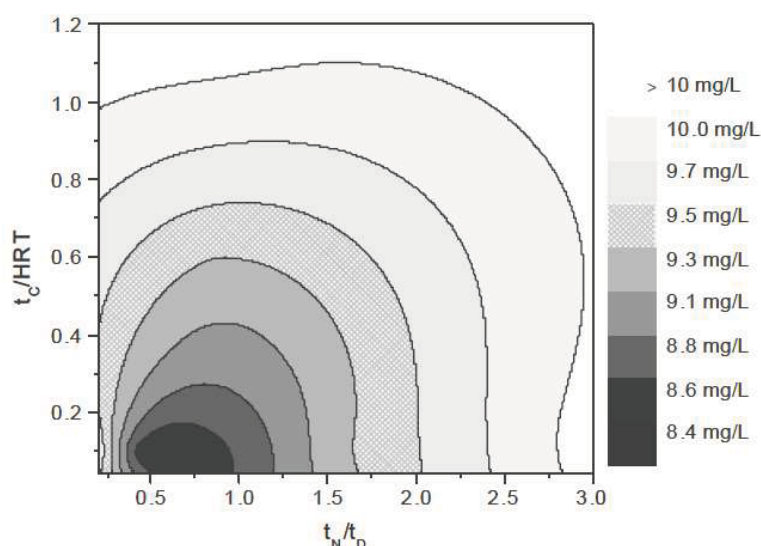
Il grafico mostra l'andamento delle diverse forme di azoto durante la durata di un intero ciclo

In merito alla valutazione dei tempi di ciclo più corretti, da simulazioni condotte su scala reale, risulta che è possibile individuare il range ottimale della durata dei cicli e il rapporto tra i tempi di nitrificazione e denitrificazione.

Gli studi di letteratura sono stati condotti al fine di valutare la concentrazione di N_{tot} nell'effluente sotto differenti condizioni di esercizio, a parità di condizioni stazionarie e di parametri cinetici al variare dei cicli di alternanza. È risultato che le prestazioni del processo Denitro/Nitro a Cicli intermittenti di aerazione dipendono principalmente da due parametri: il rapporto t_n/t_d e dalla lunghezza temporale dei cicli t_c .

Il rapporto t_n/t_d rappresenta il rapporto tra la durata della fase della nitrificazione (t_n) e quella della denitrificazione (t_d), valutati rispettivamente sulla base dei periodi di aerazione e non-aerazione. Il parametro t_c rappresenta la lunghezza di un intero ciclo, somma di t_n e di t_d .

In letteratura sono state testate differenti strategie di temporizzazioni t_n e t_d : variando il rapporto t_n/t_d (nel range 0,5-3) e variando il valore di t_c (nel range 1-24 h), si sono ottenuti corrispondenti concentrazioni di $\text{NO}_3\text{-N}$, $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_2\text{-N}$, ovvero dell' N_{tot} nell'effluente. La dipendenza tra la concentrazione di N_{tot} rispetto ai due parametri di controllo sopracitati è mostrato nel grafico bi-dimensionale della figura seguente.



Concentrazione di N_{tot} nell'effluente in funzione di t_c/HRT e di t_n/t_d . Fissando ad es. $t_c/\text{HRT} = 0,10$ (valore ottimale) si determina il valore di $t_c = 0,1 \cdot \text{HRT}$
Da "Optimization of nitrogen removal in a full-scale intermittently aerated process"

Dalla figura risulta infatti che il valore minimo di concentrazione di N_{tot} nell'effluente si ottiene per valori t_c/HRT intorno a 0.10-0.13 e valori di t_n/t_d nel range 0,6-1,0. In questo modo, la simulazione consente di valutare i valori di tempo di ciclo (t_c) che minimizzano la concentrazione di N_{tot} nell'effluente.

In particolare, il rapporto t_n/t_d influenza la concentrazione di N_{tot} nell'effluente, sia nel senso che lontano dai valori ottimali di t_n/t_d si ha che N_{tot} aumenta (andamento a V con minimo nel range di ottimalità), sia nel senso che il comportamento della concentrazione di $\text{NO}_3\text{-N}$ e di $\text{NH}_4\text{-N}$ nell'effluente è simmetricamente opposto, dal momento che valori elevati di t_n , a parità di tempo di ciclo t_c , sottraggono tempo alla denitrificazione t_d che, non completandosi, provoca un innalzamento del valore di nitrati in uscita. Viceversa, valori elevati di t_d sottraggono tempo alla fase di nitrificazione, provocando un innalzamento dei valori di ammonio (non nitrificato) in uscita.

L'influenza del tempo di ciclo t_c sulla qualità dell'effluente in termini di N_{tot} manifesta anch'esso un range di ottimalità, in maniera proporzionale al valore del rapporto t_c/HRT .

Una verifica preliminare del metodo di trattamento ad aerazione intermittente per il caso in esame, verrà illustrato nei successivi paragrafi.

5.4 Verifiche preliminari di impianto – situazione di progetto

Le verifiche preliminari di impianto, inerenti la parte idraulica, vengono eseguite con le portate già illustrate in precedenza, che si riportano di seguito per brevità.

condizione di calcolo	Domus de Maria inverno	Domus de Maria estate
	mc/g	mc/g
Qmedia	2 189	5 771
Qmassima PRETRATT	9 378	22 432
Qmassima BIOL	5 627	13 459
	mc/h	mc/h
	l/s	l/s
Qmedia	91	240
Qmassima PRETRATT	391	935
Qmassima BIOL	234	561
	l/s	l/s
	l/s	l/s
Qmedia	25.3	66.8
Qmassima PRETRATT	108.5	259.6
Qmassima BIOL	65.1	155.8

Verranno utilizzate le geometrie delle unità esistenti ricapitolate nel paragrafo 5.1 e verranno espone le necessità di ampliamento.

5.4.1 Pretrattamenti

5.4.1.1 Grigliatura fine

Il reflu in arrivo al depuratore di Domus de Maria è proveniente dalle stazioni di sollevamento terminali di Domus (SP Domus nei pressi della SS195) e Chia (SP5 Chia). In accordo con la stazione appaltante, in quelle stazioni, in futuro, si prevede di eseguire la grigliatura grossolana, a protezione della possibilità di intasamenti delle condotte prementi, e per effettuare lo scolmo delle portate di pioggia per efficientare il sistema ed evitare il pompaggio di acque parassite. Pertanto al depuratore è prevista la sola grigliatura fine. Nel periodo transitorio il rotostaccio risulta in grado di trattare il reflu, in quanto lo stesso proviene da sole condotte prementi (reflu pompato).

Attualmente è presente un rotostaccio di capacità e luce filtrante sconosciute. Esso dovrà quindi venire sostituito con almeno due nuovi rotostacci analoghi con luce di filtrazione di 3mm, e portata massima compatibile con la massima in tempo di pioggia, pari a 22.432 mc/g (2+nessuna riserva al fine di contenere i costi).

5.4.1.2 Dissabbiatura - disoleatura

E' presente in impianto un dissabbiatore tipo pista.

I principali manuali di dimensionamento (Bonomo, Metcalf & Eddy 4th ed. ecc.), e le evidenze sperimentali, prescrivono un tempo minimo di ritenzione idraulica (HRT) per questo tipo di dissabbiatori pari a 30 sec. sulla portata media.

In questo caso tali tempi sono rispettati con il volume esistente di 37 mc circa.

Non è presente una unità di riserva, che potrà venire realizzata in caso di nuove somme economiche a disposizione della stazione appaltante.

Come emerge dalle ricognizioni dello stato attuale, va sostituita la parte elettromeccanica ormai vetusta.

Nel progetto definitivo verranno dettagliate le verifiche della presente sezione di trattamento.

5.4.1.3 Sfiore portate eccedenti quelle da avviare a trattamento secondario

Dalle stazioni di pompaggio, come detto, giungerà all'impianto la portata massima limitata pari a 5/5 della portata di riferimento, pari a 22.432 mc/g (eventuale scolmo con valvola motorizzata a monte impianto come già descritto).

A valle della sezione di dissabbiatura-disoleatura, va realizzato lo scolmo delle portate di pioggia eccedenti quelle da avviare a trattamento secondario, ovvero quelle eccedenti i 3/5 della portata di riferimento della DGR 69/25.

La portata massima da avviare a trattamento secondario, in inverno, è pari a 12.635 mc/g. Risulta pertanto necessario realizzare uno sfioro a monte reattori biologici per lo scolmo della portata pari a 9.747 mc/g (114 l/s).

Lo sfioro viene realizzato con sfioratore laterale presidiato da paratoia di valle. In tal modo come approssimazione cautelativa si può considerare lo stramazzo frontale in parete grossa (La lunghezza dello sfioratore andrebbe calcolata con il metodo tradizionale alle differenze finite con l'ipotesi di energia costante lungo la soglia). Utilizzando pertanto l'equazione

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

Dove il coeff. μ vale 0.385, L è la lunghezza di sfioro, h è il battente idrico sulla soglia, e non considerando l'ingresso in funzione della paratoia di valle, si ottiene una lunghezza della soglia di sfioro pari a circa 3 m con un battente di circa 8 cm. Considerando le approssimazioni adottate si sceglie la lunghezza di sfioro pari a circa 3.5 m.

Il progetto definitivo riporterà nel dettaglio la soluzione prescelta per lo sfioro.

5.4.2 Reattori biologici per la rimozione dei nutrienti

Sono state effettuate simulazioni preliminari di stato stazionario a cicli intermittenti di aerazione. Sono state eseguite delle simulazioni dell'impianto preliminari a 11°C ed a 20°C.

Assumendo come ipotesi iniziale, che le cinetiche delle reazioni di nitrificazione e denitrificazione siano di ordine zero e che la concentrazione di nitrati nell'influente sia trascurabile, la condizione base per la funzionalità del processo scaturisce dal calcolo del Tempo Totale di Ciclo Tc, che deve essere inferiore al Tempo di Ritenzione Idraulica HRT, il quale dipende dalle volumetrie disponibili (in progetto o esistenti).

Nel caso in esame, si prevedono verifiche con il raddoppio del volume adibito a reattori biologici rispetto al progetto e.4, ovvero attrezzando anche la seconda vasca di equalizzazione, e con l'aggiunta di una ulteriore vasca, per un totale complessivo di 1.900 mc di reattori.

L'ingrandimento dei volumi permette di mantenere delle età del fango compatibili con un funzionamento stabile in tutte le condizioni (incluse quelle invernali e quelle estive a maggiore carico e le fluttuazioni giornaliere di portata).

Si hanno pertanto le seguenti grandezze operative:

VERIFICA APPLICABILITA' PRELIMINARE DEI CICLI INTERMITTENTI DI AERAZIONE			
	INVERNO	ESTATE	
Qmedia:	2 189	5 771	mc/g
BOD5 ingresso	214.1859	182.4443888	mg/l
TKN ingresso	42.83717	36.48887777	mg/l
COD ingresso	464.0694	395.2961758	mg/l
MLSS in vasca reattori:	4500	4500	mg/l
VOLUME REATTORI DISPONIBILE (ESISTENTI O IN PROGETTO):	1900	1900	mc

Fc	0.0548	0.1231	< 0.15
Cv azoto	0.0494	0.1108	0.01 < e < 0.24
Rapporto COD/TKN	10.8333	10.8333	>8-10

ovvero i carichi volumetrici sono nel range compatibile per l'applicazione del metodo di aerazione intermittente, salvo verificare comunque l'applicabilità dei cicli intermittenti di aerazione nel processo Nitro/Denitro che, si ricorda nuovamente (v. teoria al paragrafo 5.3), dipende essenzialmente dai due fattori preliminari HRT e limiti di scarico.

Si procede quindi alla verifica dei tempi minimi di ciclo.

CASO INVERNALE

Calcolo Tempi di Ciclo di Aerazione Intermittente

Il processo di depurazione biologica Nitro-Denitro può essere realizzato in un bacino unico (bioreattore), mediante la trasformazione "spazio/tempo", ovvero attraverso la temporizzazione ciclica delle fasi depurative in volume unico, equivalenti ai volumi di reazione prefissati, come nel caso dei sistemi tradizionali.

DATI DI CALCOLO

PARAMETRI	Simbolo	Valore	U.M.
Portata liquami in ingresso al biologico	Qb	91	[m3/h]
Temperatura liquami	T	11	[°C]
pH liquami	pH	7	[-]
Concentrazione della biomassa nel biologico	MLSS	4 300	[mg/l]
Volume del Bioreattore	Vb	1 900	[m3]
Tempo di Rediscesa Idraulico	HRT	20.9	[h]
Ossigeno Disciolto nel bioreattore	OD	2.0	[mg/l]
Concentrazione del BOD in ingresso al biologico	BODin	214.0	[mg/l]
Concentrazione del BOD in uscita al biologico	BODout	20.0	[mg/l]
Concentrazione del TKN in ingresso al biologico	TKNin	43.0	[mg/l]
Concentrazione del TKN in uscita al biologico	TKNout	1.0	[mg/l]
Concentrazione del NO3 in uscita al biologico	NO3out	6.0	[mg/l]

Calcolo Tempi Cicli Globali (T) Nitro-Denitro

Innanzitutto, occorre verificare che il Volume del Bioreattore sia sufficiente per operare rispetto alla rimozione del carico organico (BOD) e rispetto alla rimozione Nitro/Denitro dell'azoto (N). Se si indica con Tc il tempo complessivo dei cicli di ox-nitrificazione (Tn) e di denitrificazione (Td), deve risultare che:

$$T_c = T_n + T_d < HRT \quad T_c = 19.32 \quad [h/ciclo]$$

dove:

HRT : tempo di Residenza Idraulico

Tn : tempo totale di nitrificazione (aerazione on) = $\sum t_n$

Td : tempo totale di denitrificazione (aerazione off) = $\sum t_d$

Il tempo **Tn** necessario per far completare la fase di nitrificazione è definito dal carico di azoto (TKN) che deve essere eliminato, in relazione alla velocità di nitrificazione (vn) e alla frazione (f) di batteri nitrificanti:

$$T_n = (1000/Q \cdot MLSS) \cdot \Delta TKN_{elim} / (f \cdot v_n) \quad T_n = 13.56 \quad [h]$$

dove:

$$\Delta TKN_{elim} = 24 \cdot Q_b \cdot [(TKN_{in} - TKN_{out}) - 0,05 \cdot \Delta BOD] / 1000$$

$$\Delta TKN_{elim} = 70.54 \quad [kg/d]$$

$$f = [1 + (BOD_{in} - BOD_{out}) / (TKN_{in} - TKN_{out}) \cdot (Y/Y_n)]^{-1} \quad f = 0.0553$$

$$v_{nT} = 24v_{n20} \cdot [TKN_{out}/(K_{TKN} + TKN_{out})] \cdot [OD/(K_O + OD)] \cdot \delta_n^{(T-20)} \cdot [1 - 0.833 \cdot (7.2 - pH)]$$

$$V_{nT} = 0.2404$$

con:

Velocità di nitrificazione, in assenza di fattori limitanti, alla temperatura di riferimento di 20°C

$$V_{n20} = 0.075 \quad [KgTKN/KgSS \cdot h]$$

Costante di semisaturazione relativa all'ammoniaca

$$K_{TKN} = 0.5 \quad [mg/l]$$

Costante di semisaturazione relativa all'ossigeno disciolto

$$K_O = 1.0 \quad [mg/l]$$

Coefficiente di correzione relativo alla temperatura

$$\delta = 1.12 \quad [-]$$

Analogamente, il tempo T_d necessario per far completare la fase di denitrificazione è definito dal carico di nitrati (NO_3) che deve essere eliminato, in relazione alla velocità di denitrificazione (vd):

$$T_d = (1000/Q \cdot MLSS) \cdot \Delta N - NO_{3elim} / v_{dN} \quad T_d = 5.75 \quad [h]$$

$$\Delta NO_{3rid} = NO_{3in} + \Delta TKN_{elim} - (24 \cdot Q_b \cdot NO_{3out} / 1000) \quad \Delta NO_{3rid} = 57.44 \quad [kg/d]$$

$$v_{dT} = 24 \cdot v_{d20} \cdot [N - NO_{3out} / (K_n + N - NO_{3out})] \cdot [BOD / (K_s + BOD)] \cdot \delta_d^{(T-20)}$$

$$v_{dT} = 0.0255 \quad [KgN - NO_3/KgSS \cdot h]$$

con:

Velocità di nitrificazione, in assenza di fattori limitanti, alla temperatura di riferimento di 20 gradi

$$v_{d20} = 0.003 \quad [KgN - NO_3/KgSS \cdot h]$$

Costante di semisaturazione relativa ai nitrati

$$K_n = 0.1 \quad [mg/l]$$

Costanti di semisaturazione relativa al substrato carbonioso

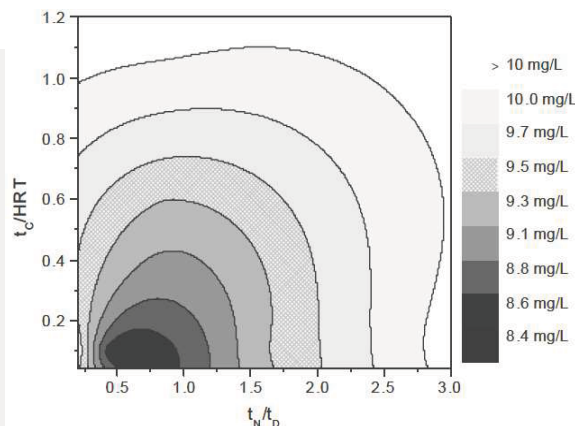
$$K_s = 0.1 \quad [mg/l]$$

Coefficiente di correzione relativo alla temperatura

$$\delta_d = 1.12 \quad [-]$$

Calcolo Tempi Cicli Unitari (t) Nitro-Denitro

Si fissi il rapporto t_c/HRT in base alle condizioni più favorevoli (v. grafico seg.):



$$t_c/HRT = 0.10 \quad [-]$$

Si ha che:

$$T_n/T_c = 0.70 \quad [-]$$

da cui si ricavano i tempi unitari di ciclo:

$$t_c = 2.09 \quad [h]$$

$$t_n = 1.47 \quad [h]$$

$$t_d = 0.62 \quad [h]$$

$$N_c = 11.5 \quad [n/d]$$

$$T_{aer} = 16.9 \quad [h/d]$$

In definitiva, si ottiene un **Processo a Cicli di Aerazione Intermittente** caratterizzato da un numero di cicli giornaliero **Nc**, da cicli di aerazione (nitrificazione) **tn**, tempi di miscelazione non aerata (denitrificazione) **tn**, con un tempo complessivo giornaliero di aerazione **Taer**.

Considerando i seguenti parametri:

- Temp. Aria media in inverno: 10°C;
- Temp reflui in inverno: 11°C
- Peak factor per il calcolo dei fabbisogni di aerazione coerenti con quanto indicato nel Manuale EPA Nitrogen Removal;
- Sovradimensionamento per i cicli di aerazione intermittenti;
- Limitata efficienza media dei sistemi di diffusione aria alla profondità di circa 2.4 m pari al 15% (da confermare in sede di prog. definitiva);

si hanno i seguenti fabbisogni per il totale delle 3 vasche:

- SOTR max invernale: 85 kgO₂/h;
- Qaria: 1.100 mc/h

I dettagli delle calcolazioni eseguite saranno confermati nelle successive fasi di progettazione.

CASO ESTIVO

Calcolo Tempi di Ciclo di Aerazione Intermittente

Il processo di depurazione biologica Nitro-Denitro può essere realizzato in un bacino unico (bioreattore), mediante la trasformazione "spazio/tempo", ovvero attraverso la temporizzazione ciclica delle fasi depurative in volume unico, equivalenti ai volumi di reazione prefissati, come nel caso dei sistemi tradizionali.

DATI DI CALCOLO

PARAMETRI	Simbolo	Valore	U.M.
Portata liquami in ingresso al biologico	Qb	241	[m ³ /h]
Temperatura liquami	T	20	[°C]
pH liquami	pH	7	[-]
Concentrazione della biomassa nel biologico	MLSS	4 300	[mg/l]
Volume del Bioreattore	Vb	1 900	[m ³]
Tempo di Redisenza Idraulico	HRT	7.9	[h]
Ossigeno Disciolto nel bioreattore	OD	2.0	[mg/l]
Concentrazione del BOD in ingresso al biologico	BODin	183.0	[mg/l]
Concentrazione del BOD in uscita al biologico	BODout	20.0	[mg/l]
Concentrazione del TKN in ingresso al biologico	TKNin	36.5	[mg/l]
Concentrazione del TKN in uscita al biologico	TKNout	1.0	[mg/l]
Concentrazione del NO ₃ in uscita al biologico	NO ₃ out	6.0	[mg/l]

Calcolo Tempi Cicli Globali (T) Nitro-Denitro

Innanzitutto, occorre verificare che il Volume del Bioreattore sia sufficiente per operare rispetto alla rimozione del carico organico (BOD) e rispetto alla rimozione Nitro/Denitro dell'azoto (N). Se si indica con Tc il tempo complessivo dei cicli di ox-nitrificazione (Tn) e di denitrificazione (Td), deve risultare che:

$$(1) \quad T_c = T_n + T_d < HRT \quad T_c = 5.80 \quad [h/ciclo]$$

dove:

HRT : tempo di Residenza Idraulico

Tn : tempo totale di nitrificazione (aerazione on) = $\sum t_n$

Td : tempo totale di denitrificazione (aerazione off) = $\sum t_d$

Il tempo **Tn** necessario per far completare la fase di nitrificazione è definito dal carico di azoto (TKN) che deve essere eliminato, in relazione alla velocità di nitrificazione (vn) e alla frazione (f) di batteri nitrificanti:

$$(2) \quad T_n = (1000/Q \cdot MLSS) \cdot \Delta TKN_{elim} / (f \cdot v_n T) \quad T_n = 4.12 \quad [h]$$

dove:

$$\Delta TKN_{elim} = 24 \cdot Q_b \cdot [(TKN_{in} - TKN_{out}) - 0,05 \cdot \Delta BOD] / 1000$$

$$\Delta TKN_{elim} = 158.19 \quad [kg/d]$$

$$f = [1 + (BOD_{in} - BOD_{out}) / (TKN_{in} - TKN_{out}) \cdot (Y/Y_n)]^{-1} \quad f = 0.0556$$

$$v_n T = 24 v_n 20 \cdot [TKN_{out} / (K_{TKN} + TKN_{out})] \cdot [OD / (K_O + OD)] \cdot \delta_n^{(T-20)} \cdot [1 - 0.833 \cdot (7.2 - pH)]$$

$$v_n T = 0.6667$$

con:

Velocità di nitrificazione, in assenza di fattori limitanti, alla temperatura di riferimento di 20°C

$$v_n 20 = 0.075 \quad [KgTKN/KgSS \cdot h]$$

Costante di semisaturazione relativa all'ammoniaca

$$K_{TKN} = 0.5 \quad [mg/l]$$

Costante di semisaturazione relativa all'ossigeno disciolto

$$K_O = 1.0 \quad [mg/l]$$

Coefficiente di correzione relativo alla temperatura

$$\delta = 1.12 \quad [-]$$

Analogamente, il tempo **Td** necessario per far completare la fase di denitrificazione è definito dal carico di nitrati (NO3) che deve essere eliminato, in relazione alla velocità di denitrificazione (vd):

$$T_d = (1000/Q \cdot MLSS) \cdot \Delta N - NO3_{elim} / v_d N \quad T_d = 1.68 \quad [h]$$

$$\Delta NO3_{rid} = NO3_{in} + \Delta TKN_{elim} - (24 \cdot Q_b \cdot NO3_{out} / 1000) \quad \Delta NO3_{rid} = 123.49 \quad [kg/d]$$

$$v_d T = 24 \cdot v_d 20 \cdot [N - NO3_{out} / (K_n + N - NO3_{out})] \cdot [BOD / (K_s + BOD)] \cdot \delta_d^{(T-20)}$$

$$v_d T = 0.0708 \quad [KgN-NO3/KgSS \cdot h]$$

con:

Velocità di nitrificazione, in assenza di fattori limitanti, alla temperatura di riferimento di 20 gradi

Vd20 =

0.003

[KgN-NO3/KgSS-h]

Costante di semisaturazione relativa ai nitrati

K_n =

0.1

[mg/l]

Costantedi semisaturazione relativa al substrato carbonioso

K_s =

0.1

[mg/l]

Coefficiente di correzione relativo alla temperatura

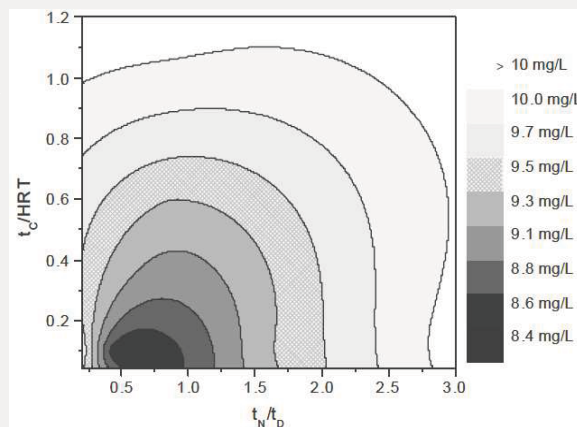
δ_d =

1.12

[-]

Calcolo Tempi Cicli Unitari (t) Nitro-Denitro

Si fissa il rapporto t_c/HRT in base alle condizioni più favorevoli (v. grafico seg.):



$t_c/HRT = 0.10$

[-]

Si ha che:

$T_n/T_c = 0.71$

[-]

da cui si ricavano i tempi unitari di ciclo:

$t_c = 0.79$

[h]

$t_n = 0.56$

[h]

$t_d = 0.23$

[h]

$N_c = 30.4$

[n/d]

$T_{aer} = 17.0$

[h/d]

In definitiva, si ottiene un **Processo a Cicli di Aerazione Intermittente** caratterizzato da un numero di cicli giornaliero N_c , da cicli di aerazione (nitrificazione) t_n , tempi di miscelazione non aerata (denitrificazione) t_n , con un tempo complessivo giornaliero di aerazione T_{aer} .

Considerando i seguenti parametri:

- Temp. Aria media in estate: 30°C;
- Temp reflui in estate: 20°C
- Peak factor per il calcolo dei fabbisogni di aerazione coerenti con quanto indicato nel Manuale EPA Nitrogen Removal;
- Sovradimensionamento per i cicli di aerazione intermittenti;
- Limitata efficienza media dei sistemi di diffusione aria alla profondità di circa 2.4 m pari al 15% (da confermare in sede di prog. definitiva);

si hanno i seguenti fabbisogni per il totale delle 3 vasche (ipotesi h utile 4.0 m della nuova vasca da confermare nel prog. definitivo):

- SOTR: 360 kgO₂/h;
- Qaria: 5100 mc/h

I dettagli delle calcolazioni eseguite saranno confermati nelle successive fasi di progettazione, così come valutazioni inerenti il riutilizzo delle soffianti esistenti (schede tecniche non reperite durante i sopralluoghi e non fornite dalla Stazione appaltante, ma sembra in ogni caso disponibile una portata d'aria trascurabile). Al momento in particolare si prevede la seguente impostazione: Nuove soffianti eventualmente separate tra vasche nuove ed esistenti se le profondità fossero molto diverse. Ipotesi 1+1R da cad. 4500 Nmc/h@400mbar@75kW, per le due vasche esistenti, e 1+1R da cad. 2000 Nmc/h@500mbar@45kW per la nuova più profonda. Da valutare successivamente il riutilizzo degli esistenti compressori da 600 mc/h cad e prevalenza 600 mbar (1+1R da 18.5 kw cad.) che paiono fornire una portata trascurabile rispetto al totale complessivo come detto.

L'utilizzo dell'aerazione intermittente necessita dell'installazione di centraline e di sensori dedicati, di mixer in vasca da utilizzare durante le fasi non aerate, come già eseguito nell'ambito del progetto e.4 in corso di appalto.

Si prevedono età dal fango maggiori di 10 gg in tutte le configurazioni, con una quantità di fango di supero massima prevista intorno a 1400-1500 kgTSS/g incluso il fango di defosfatazione precipitato per via chimica.

5.4.3 Sedimentazione secondaria

L'aumento delle portate da trattare comporta sicuramente un adeguamento della sezione di chiarificazione. Purtroppo lo spazio a disposizione non consente la realizzazione di più linee simmetriche di sedimentazione (servirebbero almeno ulteriori n. 3 sedimentatori circolari di pari diametri rispetto all'esistente). Si è pertanto verificato in questa fase l'assetto che prevede l'affiancamento del sedimentatore attuale da 15 m con un nuovo sedimentatore di diametro 26 m.

Le verifiche di dimensionamento del comparto di sedimentazione nello scenario progettuale saranno finalizzate ad accertare che i valori dei principali parametri operativi (flusso solido FS , carico idraulico superficiale C_i , tempo di ritenzione idraulica HRT , carico allo sfioro CS) risultino compresi all'interno dei *range* utilizzati come riferimento nella pratica progettuale per applicazioni analoghe, suggeriti dai più importanti manuali tecnici nazionali ed internazionali di settore (Metcalf & Eddy, 2014; Riva e Guadagni, 2011; Bonomo, 2008; Masotti, 1987).

In aggiunta a ciò, verrà verificata, applicando la procedura descritta dalle linee guida tedesche ATV (DWA, 2000), la profondità minima della vasca che consente un adeguato ispessimento del fango sul fondo e un'efficace chiarificazione dell'effluente, facendo riferimento cautelativamente alle condizioni operative più gravose in termini di portata in ingresso (Q_p) e indice di volume del fango SVI.

Il carico idraulico (o velocità ascensionale) applicato alla superficie utile di sedimentazione A_{sed} verrà calcolato con riferimento alla sola aliquota di liquame in ingresso Q (flusso di ricircolo escluso) secondo l'equazione

$$C_i = \frac{Q}{A_{sed}}$$

Il flusso solido FS corrisponde al carico di SST applicato per unità di superficie utile del sedimentatore, secondo la relazione

$$FS = \frac{M(SST)}{A_{sed}} = \frac{Q_{in,sed} \cdot x_b}{A_{sed}} = \frac{(Q + Q_{ric}) \cdot x_b}{A_{sed}}$$

in cui:

- $M(SST)$ (kgSST/h) rappresenta la portata massica di SST in ingresso alla vasca di sedimentazione;
- x_b (kgSST/m³) rappresenta la concentrazione di solidi sospesi nel reattore biologico;
- $Q_{in,sed}$ (m³/h) rappresenta la portata di fango in ingresso al sedimentatore, somma della portata di liquame Q e di quella di ricircolo dei fanghi Q_{ric} .

Per quanto riguarda il carico idraulico applicato si possono considerare accettabili valori inferiori a 8-16 m³/m²/g con riferimento alla portata media e a 24-32 m³/m²/g con riferimento alla portata massima di punta. Per quanto concerne il flusso solido FS occorre verificare il rispetto del cosiddetto flusso solido limite (FS_L), che, per il tipo di impianto in esame, può essere assunto cautelativamente pari a 5 kgSST/m²/h con riferimento alla portata media e a 7 kgSST/m²/h con riferimento alla portata massima.

Il valore minimo di riferimento per il tempo di ritenzione idraulico HRT (valutato considerando la sola portata di liquame, non considerando il flusso ricircolo) può infine essere assunto pari a 2.5-3 ore, mentre il carico allo sfioro C_s (rapporto tra portata di liquame trattata e lunghezza complessiva del profilo perimetrale di sfioro) deve risultare inferiore a 250 m³/m/d in corrispondenza della portata media di progetto.

Le portate andranno quindi divise per circa il 75% sul nuovo sedimentatore e per circa il 25% sull'esistente.

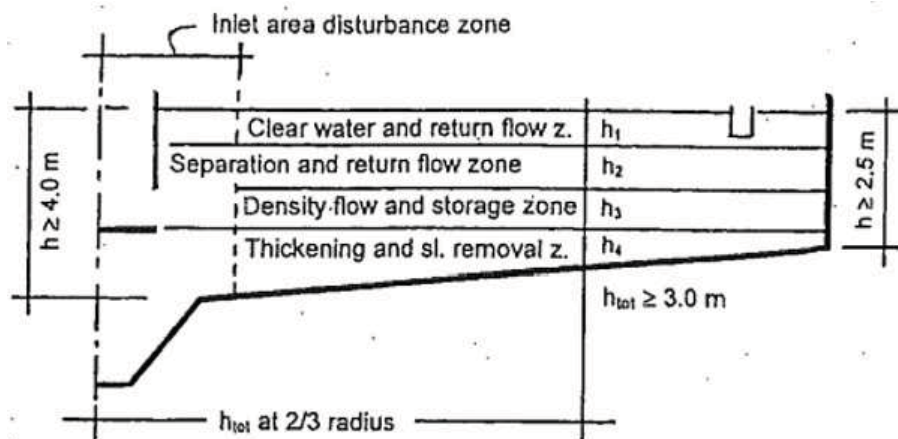
condizione di calcolo	Totale	Sed. Esistente	Sed. Nuovo
	mc/g	25%	75%
Qmedia	5 771	1442.7	4 328.2
Qmassima BIOL	13 459	3364.8	10 094.4

SED. SECONDARI	esistente	nuovo	U.M.	NOTE
Diametro (m)	15	26		
Superficie cad. (mq)	176.7	530.9		
Volume (mc)	618.5	1858.3		
n. sedim	1	1		
lunghezza sfiori (m) TOT	47.1	81.7		
HRT med totale (h)	10.3	10.3		
HRT min totale (h)	4.4	4.4		
overflow rate med (m3/m2 g) totale	8.2	8.2		tra 8 e 16 m3/m2 g
overflow rate max (m3/m2 g) totale	19.0	19.0		tra 24 e 32 m3/m2 g
weir loading med (m3/m g) totale	30.6	53.0		125-250 m3/m g
weir loading max (m3/m g) totale	71.4	123.6		125-250 m3/m g
CONTROLLO FLUSSO SOLIDO SU PORTATA DI PICCO				

Recirculation Ratio $Q_r/Q=$	1.00	1.00		
design average Flow $Q=$	1 443	4 328	m ³ /d	
peak factor =	2.33	2.33		
design peak Flow $Q=$	3 365	10 094	m ³ /d	
Q sludge recirculation peak $Q_r=$	1 443	4 328	m ³ /d	
MLSS assumed=	4 500.00	4 500.00	mg/l	
Inlet incoming solids =	21 633.93	64 901.80	kg/d	
Inlet incoming solids =	901.41	2 704.24	kg/h	
Total Area of Clarifier=	176.71	530.93	m ²	
Solid flux	5.10	5.09	Kg SST / m² h	<i>normalmente < 7 kg/m² h per imp. Fanghi attivi (v. pag. 162 tab. 6.6 bonomo) per Q_{peak}</i>
CONTROLLO FLUSSO SOLIDO SU PORTATA MEDIA				
Recirculation Ratio $Q_r/Q=$	1.00	1.00		
design average Flow $Q=$	1 443	4 328	m ³ /d	
peak factor (1 PER Q _{MEDIA})=	1.00	1.00		
design peak Flow $Q=$	1 443	4 328	m ³ /d	
Q sludge recirculation peak $Q_r=$	1 443	4 328	m ³ /d	
MLSS assumed=	4 500.00	4 500.00	mg/l	
Inlet incoming solids =	12 984.67	38 954.01	kg/d	
Inlet incoming solids =	541.03	1 623.08	kg/h	
Area of Clarifier=	176.71	530.93	m ²	
Solid flux	3.06	3.06	Kg SST / m² h	<i>normalmente tra 1 e 5 kg/m² h per imp. Fanghi attivi (v. pag. 162 tab. 6.6 bonomo) per Q_{average}</i>

Con queste premesse i 2 sedimentatori secondari previsti sono idonei. Occorre adeguare la stazione di sollevamento del fango di ricircolo secondario ad un valore massimo di dimensionamento.

Infine, la profondità della vasca viene determinata come somma di quattro zone funzionali, la cui altezza viene calcolata in funzione delle specifiche condizioni operative previste (fig. seguente) verificando a contempo che, per vasche circolari, le profondità minime a centro vasca, a 2/3 del raggio e allo sfioro risultino superiori rispettivamente a ≥ 4.0 , ≥ 3.0 e ≥ 2.5 m.



Distribuzione delle zone funzionali all'interno di un sedimentatore secondario a pianta circolare (adattato da DWA, 2000)

Tali verifiche saranno eseguite appunto con le norme ATV131 nel progetto Definitivo.

5.4.4 Affinamento terziario

L'attuale sezione di affinamento è costituita da un filtro a sabbia a gravità, alimentato da un sollevamento posto a valle dei sedimentatori. La portata del filtro non è nota, non si ritrovano targa della macchina o marca o modello. Ipotizzando, sulla base del diametro di circa 3600-4000 mm, una portata di circa 100 mc/h, che però potrebbe venire ridotta sulla base dell'efficacia dello stato dello strato filtrante esistente.

Riguardo la sezione di filtrazione finale, rispetto alla previsione di recupero e potenziamento della esistente filtrazione su sabbia, è sicuramente preferibile scegliere l'alternativa di nuovi filtri a disco che peraltro presentano un minore costo.

In questa sede si prevedono, come concordato con la stazione appaltante, 1+1Riserva (futura) nuovi filtri a disco per Q_{tot} 560 mc/h. Non si prevede quindi una riserva del filtro (in futuro con nuove disponibilità economiche).

Andrà adeguato di conseguenza il sollevamento ai filtri, prevedendo la posa di nuove pompe a secco e nuovo piping di collegamento con i filtri. Nel progetto Definitivo, in base alle quote disponibili tra sedimentatori e disinfezione finale, si valuterà di poter eliminare il sollevamento intermedio.

5.4.5 Clorazione

Sulla base dei carichi in ingresso alla sezione, la stessa appare correttamente dimensionata dal punto di vista dei volumi esistenti (tempi di contatto maggiori di 30 minuti sulla portata media e maggiori di 10 minuti sulla portata massima).

Come evidenziato dalla stazione appaltante, sono necessari dei ripristini alle parti di calcestruzzo ammalorate (v. interventi in progetto).

Nel progetto Definitivo verranno presentate le verifiche di dettaglio della sezione. Da valutare in accordo con il gestore ed a seguito del completamento del progetto e.4, la necessità di intervenire sul pompaggio verso il bacino di riutilizzo irriguo (piping già esistente). In questa sede, in base alle informazioni ricevute, si prevede solamente il controllo delle nuove pompe installate o riparate nel prog. e.4 e la sostituzione clapet o altri interventi minimali, non essendo stato possibile recuperare le schede tecniche delle pompe esistenti.

5.4.6 Dosaggio Chemicals

Si prevedono i dosaggi dei seguenti reagenti principali:

- Cloruro ferrico per la rimozione del fosforo per via chimica
- Acido peracetico per disinfezione con PAA
- Polielettrolita per la sezione di disidratazione (centrifuga, v. par. seguente).

I dimensionamenti dei sistemi di dosaggio e stoccaggio sono stati eseguiti in via preliminare e verranno confermati nel progetto definitivo. Sulla base di questi si sono definite le seguenti caratteristiche, per uno stoccaggio di almeno 20 gg:

- Serbatoio dosaggio cloruro ferrico a norma, con pompe dosatrici, ecc, volume 10 mc, portata max 65 l/h 1+1R
- Serbatoio dosaggio acido peracetico a norma (raffreddato ad acqua, con doccia lavaocchi ecc), volume 10 mc, portata massima dosatrice 1+1R da 120 l/h+gruppo dosatore per portate di by-pass 1+1R da 120 l/h, con pescaggio dal medesimo serbatoio di PAA della sezione di disinfezione, riducendo, in funzione del tempo di azionamento, la riserva per la disinfezione della linea acque.

La portata di bypass in tempo di pioggia a valle dei pretrattamenti verrà disinfettata con reagente (senza rispettare parametri sul tempo di contatto o quantità minime di dosaggio).

Visti i limitati tempi di contatto a disposizione dell'agente ossidante, non è detto che la disinfezione del refluo sia completa prima di giungere allo scarico nel ricettore finale.

I nuovi sistemi di dosaggio verranno previsti compatibilmente con le somme a disposizione.

5.4.7 Linea Fanghi

La linea fanghi è costituita da una serie di comparti destinati a garantire, in fasi successive, la completa stabilizzazione e la riduzione volumetrica mediante l'incremento della concentrazione di solido e il ritorno dei dreni sulla linea acque.

La configurazione adottata prevede il mantenimento dell'attuale filiera di trattamento tranne che per la conversione del digestore anaerobico in digestore aerobico:

- Ispessimento mediante utilizzo dell'ispessitore attuale;
- la stabilizzazione aerobica dei fanghi, mediante conversione del digestore, per un volume di circa 850 mc utili ai fini di ispessimento;
- l'estrazione dei fanghi stabilizzati e l'invio a disidratazione in centrifuga (dismissione della preesistente nastropressa e nuova installazione della centrifuga a carico di Abbanoa con appalto separato).

5.4.7.1 Ispessitore

Le condizioni massime di produzione del fango di supero, relative ai modelli di simulazione dinamica, indicano una produzione massima giornaliera compresa nel range 1400- 1500 kgSS/g e circa 150-190 mc/g, nelle varie configurazioni indagate (varie concentrazioni del fango di supero).

L'ispessitore attuale, come detto, ha un diametro utile 6 m, altezza utile 3.9 m, ovvero 28.2 mq e 110 mc utili di volume.

Il carico solido superficiale risulta quindi elevato, oltre 40 kgSS/mq g, che sarebbero normalmente accettati. Si tollera il sottodimensionamento in quanto la condizione estiva di carico elevato è una condizione futura e non protratta nel tempo, ed eventualmente la sezione è bypassabile per alimentare direttamente il digestore. Il reperimento di ulteriore spazio per un ulteriore ispessitore risulta problematico.

Si può considerare una concentrazione del fango ispessito in uscita pari a circa il 2.5%, con portata massima giornaliera pari a circa 28-35 mc/g.

Nel progetto definitivo verranno concordate con la stazione appaltante le linee di intervento per questa sezione, anche in base alle disponibilità economiche (es. installazione di un ispessitore dinamico) oppure procrastinazione dell'intervento tra le opere di completamento.

5.4.7.2 Digestore Aerobico

La digestione aerobica è un trattamento del fango che mira principalmente alla sua stabilizzazione, cioè alla diminuzione della sua putrescibilità mediante una fermentazione aerobica eterotrofa di tipo misto; obiettivo secondario è la concentrazione e quindi la riduzione del suo volume mediante separazione dell'acqua dal fango e una certa riduzione della carica batterica.

Vengono adottati per l'impianto età del fango maggiori di 9-10 giorni in tutte le configurazioni (con due vasche in inverno l'età del fango è ancora molto superiore), considerando anche i fattori di sicurezza necessari sulle cinetiche in tempo invernale.

In tal modo è possibile mantenere il comparto di digestione aerobica con le dimensioni attuali (che risultano comunque limitate), in quanto il fango in uscita dal trattamento biologico risulta già abbastanza stabilizzato.

I fanghi di supero saranno inviati quindi dalle pompe di estrazione alla sezione di ispessimento e/o a quella di stabilizzazione, costituita da 1 vasca circolare di diametro 13.4 m interno x10 m(h). Il volume disponibile con altezze idonee per trattamento fanghi, senza prevedere soffianti ad alta prevalenza, è pari a circa 840 mc (6 m di altezza utile).

I fanghi, già stabilizzati parzialmente, verranno ulteriormente stabilizzati aerobicamente.

Il volume utile totale di stabilizzazione è di circa 840 m³. La stabilizzazione aerobica sarà esercita ad una concentrazione stabile dei fanghi in vasca, fissata in questa fase al massimo in 60 g/l (6% tenore TSS), se la temperatura fosse di 11°C, e di 30 g/l se la temperatura fosse di 20 g/l.

In altre parole il volume di digestione sarebbe in teoria sufficiente a stabilizzare tecnicamente il fango di supero solo a temperature elevate. La concentrazione invernale di 60 g/l sarebbe di difficile raggiungimento e gestione.

Anche in questo caso il reperimento di spazio e fondi per nuove vasche di stabilizzazione sarebbe difficoltoso, e, in accordo con la stazione appaltante, si ritiene di dover accettare il compromesso derivante dal riutilizzo dei volumi disponibili.

Per l'aerazione dei bacini saranno utilizzate le soffianti volumetriche e sistema di insufflazione di nuova fornitura.

All'interno della stabilizzazione saranno mantenuti anche miscelatori sommergibili per migliorare o sostituire momentaneamente l'agitazione mediante aerazione, impedendo la formazione di condizioni riducenti.

In caso di spurgo del surnatante, ovvero mantenimento di concentrazioni in vasca maggiori, saranno possibili età del fango in digestione maggiori, ovvero maggiori efficienze di stabilizzazione (ma con maggiore fabbisogno di aria).

Nel progetto definitivo verranno concordate con la stazione appaltante le linee di intervento per questa sezione, anche in base alle disponibilità economiche (es. installazione di un ispessitore dinamico) oppure procrastinazione dell'intervento tra le opere di completamento.

5.4.7.3 Disidratazione

Mediante pompe mono esterne, il fango sarà estratto dalle vasche di stabilizzazione aerobica ed inviato al comparto di disidratazione.

Per quanto riguarda la disidratazione meccanica, il gestore prevede lo smaltimento della nastropressa attuale e la fornitura di una nuova centrifuga con relativo preparatore di polielettrolita. Il comparto di disidratazione con nuova centrifuga e unità di preparazione del polielettrolita, con relativo dosaggio, andrà posizionato nell'edificio esistente.

Considerando, con i volumi disponibili, un tenore di rimozione dei VSS in inverno pari al 20% circa e 40% circa in estate, alle concentrazioni nel digestore sopra menzionate, la quantità di fango in uscita sarebbe pari a

circa 1300 kgTSS/g in inverno e 1150 kgTSS/g in estate, con volumi variabili in base alle concentrazioni del digestore aerobico, ipotizzabile in 40 mc/g massimi.

La separazione dei solidi dai liquidi avviene all'interno di un tamburo rotante dalla forma troncoconica/cilindrica, sulla cui periferia la fase solida (più pesante) si sedimenta e viene espulsa in continuo dalla coclea interna.

Il fango viene alimentato all'interno di un reattore di flocculazione, collocato a monte di ogni macchinario, dove viene miscelato con il polielettrolita addizionato per favorire la formazione ottimale dei fiocchi di fango ed il relativo addensamento. Una stazione di preparazione del polielettrolita verrà installata a servizio di ogni centrifuga.

Considerando un orario lavorativo di 8 ore al giorno e 5 gg/settimana, si ha una portata complessiva da trattare con le centrifughe pari a circa 7 mc/h, con tenore di TSS pari a circa 230 kgTSS/g.

Il fango disidratato è previsto raggiungere una concentrazione del 20-25% circa, ovvero una portata di fango disidratato pari a circa 5-6 mc/g (ipotizzando costanti i carichi in ingresso).

In questa sede, in base alle informazioni ricevute, si prevede solamente il controllo delle nuove attrezzature installate nel prog. e.4 e le nuove attrezzature Huber di recente installazione (prep. Poli, pompaggio, decanter, coclee sino a cassone disidratato), non essendo stato possibile recuperare le schede tecniche delle pompe esistenti.

5.5 Verifiche di processo con simulazione dinamica

A supporto della fase di dimensionamento, nella fase di progettazione Definitiva, sarà in particolare sviluppato un modello di simulazione dinamica dei trattamenti secondari. Tale modello è stato utilizzato per confermare i calcoli di dimensionamento di processo effettuati con il modello stazionario descritto nei paragrafi precedenti.

La modellizzazione tradizionale degli impianti a fanghi attivi viene effettuata tramite modelli che si basano sullo stato stazionario, che prevedono, cioè, condizioni costanti, sia come caratteristiche del refluo da depurare, sia riguardo alle altre condizioni, sia operative (ad esempio concentrazione di ossigeno e di solidi sospesi totali in vasche) sia ambientali (soprattutto la temperatura dei fanghi). Questo approccio presenta senza dubbio vantaggi riguardo alla semplicità di calcolo, ma presenta anche alcuni difetti: il primo di questi riguarda le caratteristiche del refluo civile sono estremamente variabili sia durante la giornata che con cicli stagionali. Questa variabilità comporta che gli impianti da depurazione civili non lavorino mai allo stato stazionario, ma sempre nel periodo di transitorio e quindi l'efficienza di rimozione degli inquinanti ne risulta modificata e può variare in funzione delle variazioni delle caratteristiche del refluo stesso. Un altro problema insito nella modellizzazione con i modelli tradizionali è che questi non consentono di utilizzare tecniche di

depurazione che si basino su fasi alternate, che si tratti di impianti SBR o dell'utilizzo di nitrificazione e denitrificazione in alternanza.

Per superare i limiti dei modelli tradizionali, sono stati sviluppati nel corso degli anni diversi modelli matematici basati sulle equazioni differenziali che governano i fenomeni biochimici e non sulla loro approssimazione in stato stazionario. Oltre al superamento dei limiti dei modelli statici indicati, questo approccio, che viene definito dinamico, comporta il vantaggio di predire il comportamento dell'impianto di depurazione nelle diverse condizioni e quindi di prevedere non solo i valori medi o "di progetto" dei diversi parametri, ma anche la loro variazione nel tempo.

Diversi gruppi di ricerca hanno prodotto un modello dinamico che si differenzia dagli altri in base ai diversi fenomeni biochimici che vengono considerati e alla diversa forma matematica che le equazioni assumono. I modelli più usati sono però quelli sviluppati dal *International Association on Water Quality* (IAWQ): tali modelli vengono chiamati con la sigla ASM (*Activated Sludge Model*). Nella letteratura scientifica sono presenti tre modelli principali ASM (detti ASM 1, ASM 2 e ASM 3), ciascuno dei quali è stato ulteriormente elaborato da diversi gruppi di ricerca e pertanto presenta numerose varianti rispetto all'originale (indicate da una codifica numerica dopo la sigla) che permettono di tenere in considerazione diverse caratteristiche dei gruppi di batteri e quindi vengono applicati quando è necessario modellizzare correttamente un gruppo di batteri specifico. Nel caso, ad esempio, di impianti con defosfatazione biologica di solito è necessario modellizzare i PAO (*Phosphate Accumulator Organisms*) e pertanto vengono utilizzati solitamente i modelli ASM 2, ASM 2d o ASM 3P-EAWAG.

Il primo modello sviluppato, l'ASM 1, consente di modellizzare la rimozione della sostanza organica e dell'azoto da un reflu, ma presenta alcune semplificazioni: non modellizza il fosforo come inquinante e quindi neppure i diversi processi che hanno effetto principalmente su questo parametro (accumulo biologico, precipitazione chimica ecc.). Inoltre la nitrificazione è considerata ad uno stadio solo e quindi non viene modellata la produzione e il consumo di nitriti.

Il modello ASM 2 e i modelli derivati (ASM2d) sono simili al modello ASM 1, ma consentono la modellizzazione del fosforo e quindi della sua rimozione biologica.

Il modello ASM 3 presenta un sistema di rimozione della sostanza organica più completo: consente di modellizzare l'accumulo all'interno della cellula di sostanza organica da degradare in un secondo tempo. Esistono varianti del modello ASM 3 che consentono di affiancare a questo meccanismo quello di rimozione diretta e che reintroducono la modellizzazione del fosforo (es. ASM 3P-EAWAG).

La scelta del modello ottimale viene effettuata cercando di includere tutti i fenomeni che si giudicano fondamentali per l'impianto o la sezione di impianto modellizzata senza includere i fenomeni che si giudicano non fondamentali. Questo perché la modellizzazione di ogni fenomeno comporta l'introduzione di parametri che devono essere scelti e pertanto introduce un errore: se si vogliono modellizzare fenomeni marginali, si ha che il miglioramento della simulazione introdotto con l'inserimento di questi fenomeni è inferiore al peggioramento dovuto all'introduzione degli errori corrispondenti.

Per creare il modello dell'impianto in esame è stata scelta una variante dei citati modelli, ovvero un modello ASDM interno del software di modellazione, che tiene conto della dipendenza dalla temperatura delle cinetiche delle reazioni biochimiche, con la scelta di utilizzare anche le matrici di equazioni relative a

- Modellazione della fasi dell'ossigeno (calcolo delle condizioni di ossigeno disciolto reale in vasca ecc.)
- Calcolo pH sulle varie sezioni di impianto e delle limitazioni di processo a condizioni di pH sfavorevole;
- Precipitazione chimica del fosforo con cloruro ferrico (condizioni di calcolo stechiometriche);
- Modello di sedimentazione secondaria utilizzato: Modified Vesilind.

I modelli dinamici sono solitamente complessi da utilizzare per la presenza di numerose equazioni differenziali da risolvere con metodi numerici. Per questo motivo l'utilizzo di modelli dinamici non può prescindere dall'uso di *software* in grado di implementarli.

Fra i molti *software* commerciali che implementano alcuni modelli dinamici, è stato scelto di utilizzare Biowin® della casa software EnviroSim. Tale prodotto è caratterizzato da una notevole flessibilità: le librerie preinstallate consentono di modellizzare numerosi oggetti, fra cui vasche a fanghi attivi con miscelazione completa o comportamenti idraulici più complessi, digestori anaerobici, sedimentatori primari e secondari, reattori a membrane interne o esterne, SBR ecc.

Saranno eseguite delle simulazioni dell'impianto preliminari a 11°C ed a 20°C.

La modellizzazione è composta essenzialmente da quattro fasi:

- scelta del modello;
- costruzione del layout;
- scelta dei parametri;
- simulazione dell'impianto.

La scelta del modello viene fatta come detto fra i diversi modelli a disposizione, utilizzando le minime modellazioni dei processi necessarie, al fine di non introdurre errori dovuti alla scelta di variabili non note. A ogni modello corrisponde un elenco di variabili che vengono modellate (ad esempio la concentrazione di ossigeno, quella di sostanza organica solubile non biodegradabile e quella di batteri autotrofi).

La costruzione del layout comporta il posizionamento delle unità costituenti l'impianto (ad esempio una vasca di trattamento biologico, un sedimentatore o un separatore di flusso), la scelta per ciascuno di un metodo di calcolo (ad esempio reattore a miscelazione completa per una vasca biologica) e l'indicazione delle relazioni fra le unità costituenti, ossia i flussi di materia e di informazioni.

Dopo aver costruito il *layout* è necessario inserire per ogni unità tutti i parametri, scegliere i parametri generali del modello (ad esempio la durata della simulazione, la tipologia e le caratteristiche dell'integratore numerico) e indicare i file contenenti le caratteristiche del refluo influente e degli altri parametri (ad esempio

la temperatura delle vasche) e quelli su cui immagazzinare i dati, scegliere quali parametri mostrare su grafico a video e quali immagazzinare su file per future elaborazioni.

La scelta della sezione di impianto da modellizzare è critica quanto la scelta del modello: è possibile infatti dimenticare l'inserimento di vasche che ospitano processi la cui modellizzazione appare fondamentale per simulare le prestazioni dell'impianto oppure, viceversa, inserire vasche e processi tali da rendere necessaria l'aggiunta di parametri noti solo con grande incertezza, incrementando in questo modo l'errore sui risultati ottenuti.

I principali parametri operativi dei modelli dinamici sono:

- ingresso del refluo;
- sezione di pretrattamento iniziale, simulata con elemento sedimentatore primario ma con sola funzione di abbattimento del 2% del TSS circa, con rimanenti percentuali di rimozione calcolate in base alla rimozione del TSS
- Reattori eserciti a cicli intermittenti di aerazione in sequenza. Saranno simulate 3 linee parallele, ciascuna linea è frazionata in più vasche ai fini di una più dettagliata modellazione, in quanto i reattori sono considerati uniformemente miscelati (non si potrebbero apprezzare i vari stadi di rimozione dell'ammoniaca e le varie fasi dei nitrati nelle vasche); nelle vasche avvengono le reazioni di denitrificazione e nitrificazione/ossidazione secondo una logica ad aerazione fissa e temporizzata sulle vasche di ossidazione, con impostazione di set-point di concentrazione di OD (altre opzioni di esercizio sono comunque implementabili). Fabbisogni di ossigeno e soffianti come già descritto; nella fase aerata il tenore di ossigeno massimo tenuto in vasca è pari a 2 mgO₂/l.
- Concentrazione MLSS in vasca biologica media 4.2-4.5 kg/mc;
- Età del fango media del comparto biologico pari a circa 9-10 g (intesa come minima e media);
- Sedimentatori secondari, uno esistente ed anche quello di nuova realizzazione;
- Dosaggio cloruro ferrico per precipitazione chimica del Fosforo, sufficiente a contenere il fosforo entro i limiti di autorizzazione allo scarico. Si noti che le simulazioni dinamiche tengono conto dei parametri stechiometrici di reazione senza coefficienti di sicurezza (quantità dosate minori rispetto alle verifiche manuali);
- Effluente refluo;
- Non viene simulata cautelativamente la filtrazione finale a disco, caratterizzata solamente da un certo grado di cattura dei solidi sospesi, e dei restanti particolati ad essi associati (BOD ecc.).
- Settaggio del ricircolo fanghi secondari al 100% della Q_{media} in ingresso giornaliero, con portate al 25% al sedimentatore esistente e 75% a quello nuovo; non sarà simulata una variazione della portata di ricircolo nel tentativo di stabilizzare l'età del fango o la concentrazione di biomassa in vasca;
- Fango di supero come già descritto;
- Comparto di ispessimento dinamico non attivo (valutato inizialmente ma scartato, si utilizza l'ispessitore statico);
- Trattamento di digestione aerobica, (simulata senza introdurre ispessimento o estrazione del surnatante per non introdurre ritardi nelle computazioni delle simulazioni dinamiche, ma con aerazione

intermittente per il 75% circa del tempo al fine di perseguire una contestuale rimozione dell'ammoniaca anche nel digestore);

- Disidratazione finale con centrifuga.

Sia i pretrattamenti che i sedimentatori vengono simulati senza considerare il tempo di ritenzione nel volume e le reazioni che qui possono avvenire (cautelativamente).

Tutte le componenti hanno le caratteristiche geometriche ed i parametri di funzionamento già descritti in precedenza.

La schematizzazione dell'impianto completa permette di considerare i ritorni di surnatante dalle centrifughe ricchi di carico inquinante (ammoniaca a TSS) che l'impianto deve comunque riuscire a depurare.

Come noto, i parametri cinetici di crescita e scomparsa cellulare sono influenzati dalle condizioni ambientali (pH, temperatura, ossigeno disciolto). In particolare, la dipendenza dalla temperatura viene di solito stimata utilizzando relazioni di tipo Van't Hoff-Arrhenius, assumendo come riferimento i valori delle cinetiche a 20 °C: per un generico parametro p , tale relazione assume la forma

$$p_T = p_{20} \cdot \alpha^{(T-20)}$$

I valori dei parametri cinetici a 20 °C, dei relativi coefficienti α di correzione e dei parametri stechiometrici utilizzati nell'applicazione del modello di calcolo ai fini delle verifiche di dimensionamento dei comparti di trattamento biologico sono stati ricavati da letteratura (Ekama *et al.*, 1984; Metcalf & Eddy, 2014).

Maggiori dettagli saranno forniti nelle successive fasi progettuali.

Si premette che, a priori, ogni modello di simulazione dinamica dovrebbe venire realizzato e tarato sulla base di numerosi dati sperimentali (analisi dettagliate sulle componenti dei reflui in ingresso ed uscita, sottocategorie di COD ed inerti e particolati, respirometrie sui fanghi attivi di depurazione per determinare i reali parametri che regolano le cinetiche di reazione ecc.). Nel caso in esame tali dati non sono disponibili e pertanto vengono assunti parametri usuali desunti dalla letteratura e dalle casistiche precedentemente indagate nel corso dell'attività professionale.

5.5.1 Condizioni di simulazione medie

Le portate di verifica saranno quelle di cui al paragrafo 5.1, da intendersi come valori medi giornalieri.

Le simulazioni invernali avvengono con temperatura del refluo a 11 °C. Quelle estive con temperatura del refluo a 20 °C.

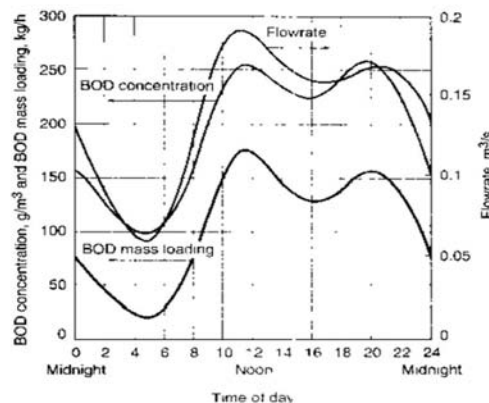
5.5.2 Influenze con caratteristiche variabili e condizioni operative

La variazione giornaliera di portate e carichi inquinanti, in accordo con i valori misurati, segue l'impostazione generale proposta in Metcalf & Eddy, 4th ed, e segue il grafico sottostante.

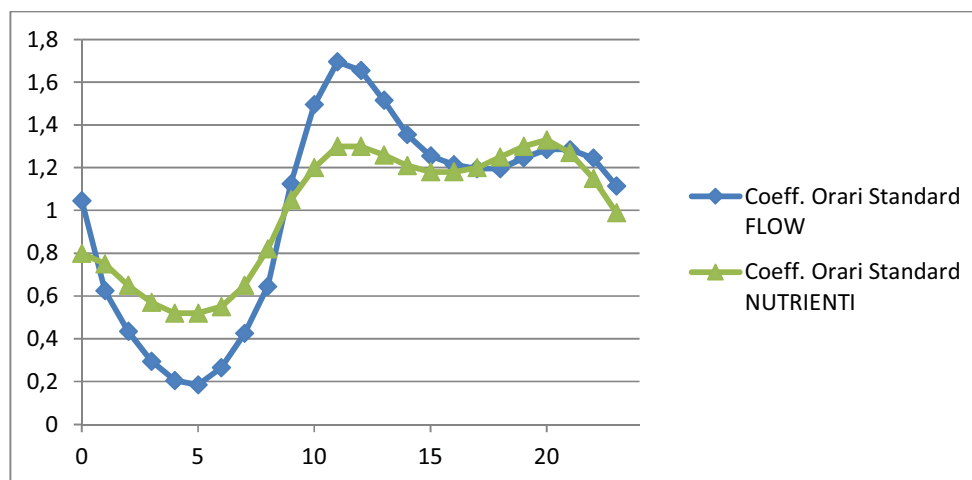
188 | Chapter 3 Analysis and Selection of Wastewater Flowrates and Constituent Loadings

Figure 3-6

Typical hourly variations in flow and strength of domestic wastewater.



Le massime amplificazioni dei picchi di portata sono pari a circa 1.7, mentre per i nutrienti si ha circa 1.3. Applicando le illustrate variazioni dei carichi, derivano i seguenti andamenti giornalieri delle portate e dei carichi inquinanti in ingresso, utilizzati nelle simulazioni.

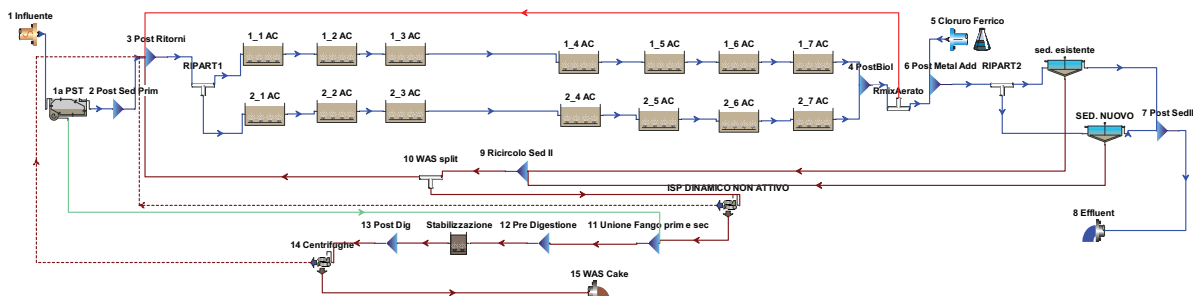


Esempio di parametri influenti di simulazione, con riferimento alla portata media annuale. Altre condizioni di esercizio saranno state indagate, es. portate massime in tempo di pioggia (ma senza ulteriori fluttuazioni delle portate orarie).

Applicando le illustrate variazioni dei carichi, derivano gli andamenti giornalieri delle portate e dei carichi inquinanti in ingresso.

5.5.3 Condizioni di simulazione

Di seguito un esempio delle configurazioni che verranno simulate.



Variante a cicli intermittenti di aerazione con ricircolo mix aerato non utilizzato (in rosso).

Il frazionamento dei reattori, di volume totale pari a 1900 mc, viene effettuato ai soli fini di simulazione, per verificare l'andamento dei parametri all'interno delle singole parti di vasca, che non si potrebbe altrimenti osservare visto che i reattori per definizione sono perfettamente omogenei e miscelati (un unico valore per ogni parametro).

Maggiori dettagli inerenti le simulazioni dinamiche ed i risultati ottenuti verranno illustrati nelle successive fasi di progettazione.

6 Opere in progetto

In base a quanto sopra esposto, alle verifiche eseguite, ed alla selezione delle varie priorità in merito alle opere da eseguire concordata con il gestore, si rimanda alla tabella riepilogativa delle previsioni progettuali presente nella relazione illustrativa.

7 Fasi di realizzazione

Le nuove vasche (nuovo reattore, nuovo sedimentatore, nuova sezione di affinamento con filtrazione a disco) ed i collegamenti idraulici in progetto possono essere realizzate ad impianto in funzione essendo realizzate fuori linea, pertanto sono minimi, ma saranno comunque da prevedersi, i tempi di fase transitoria ove l'impianto dovrà scaricare il refluo in deroga ai limiti di legge, con la parzializzazione delle unità di trattamento. L'intervento sui pretrattamenti risulta invece più invasivo in quanto richiede modifiche di piping direttamente sulle condotte prementi in arrivo al depuratore, e per questi ultimi si richiederà una deroga dei parametri di scarico.

8 Alternative progettuali valutate e non adottate

Le soluzioni di progetto proposte, coniugano la fattibilità tecnica con il minor esborso economico per la stazione appaltante, nel rispetto dei vincoli di spazio disponibile presso l'impianto attuale. Nel corso della redazione del progetto, si sono valutate alcune alternative progettuali, oltre a quelle già esposte, cui si è accennato negli elaborati e nelle riunioni presso i committenti. Esse non sono poi state sviluppate compiutamente e sono state scartate in accordo con la stazione appaltante in quanto non fornivano garanzie di funzionamento e gestione ottimale. Nel seguito si riportano i concetti basilari e le motivazioni per le quali sono state scartate in particolare le seguenti alternative progettuali:

- Mantenimento dei letti percolatori;
- Adozione cicli di trattamento con aerazione intermittente;
- Adozione altri processi di trattamento (tipo MBR).

8.1 Considerazioni in merito al mantenimento dei percolatori

Il percolatore esistente in impianto risulta dismesso e non più esercito. Si concorda con l'impostazione del gestore che non ne prevede la riattivazione.

Gli attuali limiti sulle forme azotate infatti, richiedono la presenza di comparti di ossidazione e denitrificazione di volumetrie adeguate, mentre invece i letti percolatori, hanno un buon effetto di abbattimento del BOD (se adeguatamente dimensionati e con opportune portate di ricircolo), con scarse prestazioni sulla rimozione degli altri inquinanti.

Anche con eventuali ulteriori ricircoli l'effetto alle basse temperature sarebbe comunque limitato, ma con l'aggravio di ulteriori costi di pompaggio.

Si vedano ad esempio le seguenti figure.

Tabella 13.5 Criteri di dimensionamento nei sistemi combinati percolatori-fanghi attivi, in funzione degli obiettivi prevalenti del trattamento.

Parametro	Unità di misura	Rimozione BOD	Bioflocculazione
Carico volumetrico su percolatore	kg BOD m ⁻³ giorno ⁻¹	1,2 - 2,5	0,3 - 1,2
SRT in aerazione	giorno	2,0 - 7,0	0,3 - 2,0
HRT in aerazione	h	0,5 - 1,0	0,5 - 1,0
Concentrazione dopo miscelazione flussi	g SS L ⁻¹	2,5 - 4,0	0,5 - 1,2
Concentrazione in aerazione	g SS L ⁻¹	2,5 - 4,0	1,0 - 3,0

Parametri funzionamento percolatori con sola funzione rimozione BOD, *Bonomo*

Table 9-5
Trickling filter
applications,
loadings, and
effluent quality

Application	Loading		Effluent quality	
	Unit	Range	Unit	Range
→ Secondary treatment	kg BOD/m ³ ·d ^a	0.3–1.0	BOD, mg/L	15–30
			TSS, mg/L	15–30
→ Combined BOD removal and nitrification	kg BOD/m ³ ·d	0.1–0.3	BOD, mg/L	<10
	g TKN/m ² ·d ^b	0.2–1.0	NH ₄ -N, mg/L	<3
→ Tertiary nitrification	g NH ₄ -N/m ² ·d	0.5–2.5	NH ₄ -N, mg/L	0.5–3
→ Partial BOD removal	kg BOD/m ³ ·d	1.5–4.0	% BOD removal	40–70

^aVolumetric loading.

^bLoading based on packing surface area.

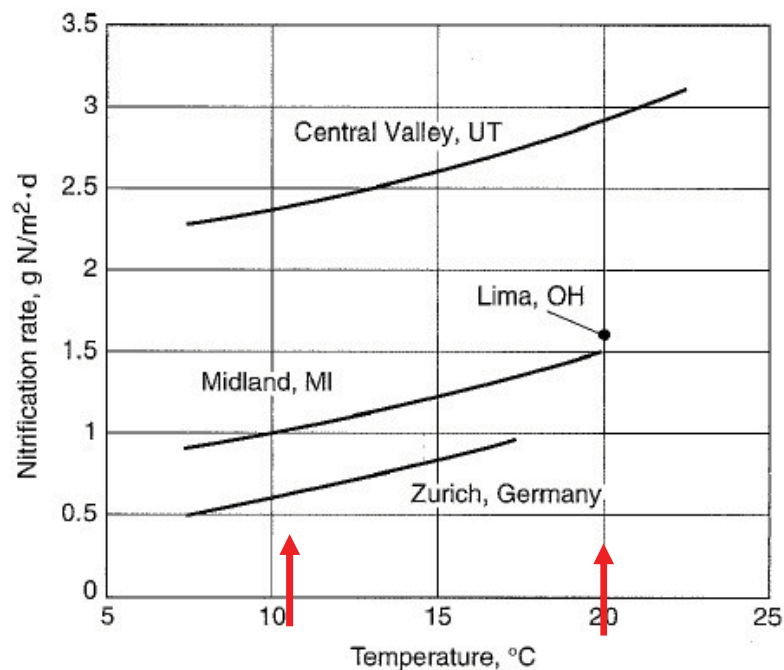
Note: kg/m³·d × 62.4280 = lb/10³ ft³·d.

g/m²·d × 0.204 = lb/10³ ft²·d.

Parametri funzionamento tipici di percolatori, *Metcalf & Eddy 4th edition*

Figure 9-9

Effect of temperature on
nitrification rates for
trickling filters.
(Adapted from Parker
et al., 1990.)



Influenza della temperatura sulla velocità di nitrificazione, *Metcalf & Eddy 4th edition*

Table 9-1
Historical classification of trickling filters applications^a

Design characteristics	Low or standard rate	Intermediate rate	High rate	High rate	Roughing
Type of packing	Rock	Rock	Rock	Plastic	Rock/plastic
Hydraulic loading, m ³ /m ² ·d	1-4	4-10	10-40	10-75	40-200
Organic loading, kg BOD/m ³ ·d	0.07-0.22	0.24-0.48	0.4-2.4	0.6-3.2	>1.5
Recirculation ratio	0	0-1	1-2	1-2	0-2
Filter flies	Many	Varies	Few	Few	Few
Sloughing	Intermittent	Intermittent	Continuous	Continuous	Continuous
Depth, m	1.8-2.4	1.8-2.4	1.8-2.4	3.0-12.2	0.9-6
BOD removal efficiency, %	80-90	50-80	50-90	60-90	40-70
Effluent quality	Well nitrified	Some nitrification	No nitrification	No nitrification	No nitrification
Power, kW/10 ³ m ³	2-4	2-8	6-10	6-10	10-20

Applicazioni dei percolatori in base al carico volumetrico di BOD, *Metcalf & Eddy 4th edition*

Considerando quindi:

- gli scarsi rendimenti dei percolatori nelle condizioni di verifica indagate con riferimento alla riduzione delle forme azotate, parametri critici rispetto ai limiti di scarico imposti;
- che tutte le configurazioni impiantistiche che prevedono i percolatori (es. *Metcalf & Eddy et al.*), raccomandano la presenza dei sedimentatori primari, (per evidenti motivi legati al funzionamento degli stessi ed alla loro manutenzione e/o problematiche dovute all'impaccamento delle lamelle del materiale di riempimento), e si deve considerare quindi che il mantenimento degli stessi non permetterebbe di utilizzare gli spazi disponibili in impianto per altri scopi;

è stato scelto di non prevedere configurazioni impiantistiche che prevedano la presenza dei percolatori, eliminando tra l'altro i costi di pompaggio in testa alla sezione (sommità dei filtri) per eventuali ricircoli.

8.2 Adozione altri processi di trattamento

L'adozione di altri sistemi di trattamento ibridi, quali MBBR, MBR, IFAS o similari, è stata scartata in quanto di solito vengono implementate per aumentare le capacità depurative dell'impianto in presenza di vincoli sostanziali sugli spazi a disposizione e nell'impossibilità di realizzare nuove vasche. In questo caso il

potenziamento dell'impianto è consistente e non compatibile con i volumi disponibili, ma nel contempo permette di rispettare l'area esistente dell'impianto.

La soluzione mista con biomasse adese e sospese a letto mobile ha maggiori complicazioni gestionali (gestione dei corpi di riempimento del letto mobile, compartimentazione, gestione delle maggiori concentrazioni in vasca, verifica dei sedimentatori secondari ecc.), e non eviterebbe comunque la necessità di dover realizzare nuove vasche di denitrificazione, seppur in misura minore. Inoltre sarebbero da rivedere e potenziare i pretrattamenti, a maggiore protezione dei reattori biologici (storicamente negli impianti di questo tipo si è notato un aumento della possibilità di sedimentazione in vasca da parte del materiale flottante e dei solidi sospesi, e una forte criticità costituita dalla possibilità di impaccamento dei corpi di riempimento, oltre ad una necessità di una attenta gestione e controllo dei corpi stessi), ed anche la sezione di sedimentazione.

La soluzione con membrane richiederebbe una modifica sostanziale dell'impianto e della sua gestione, eliminando i sedimentatori secondari, un potenziamento sostanziale della sezione di pretrattamento per evitare il fouling e l'usura delle membrane, e richiederebbe degli elevati consumi energetici. Sarebbe stata adottata solo nel caso non si fossero trovate le soluzioni progettuali compatibili con le aree di impianto esistenti per la linea acque.

Per tali motivazioni queste ipotesi di intervento sono state scartate.