

GIULIO BARTOLI

Dott. Ingegnere

Via Orazio Quinto Flacco 22, 43123 Parma



Committente:

ARA 1965 S.P.A

Commessa:

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
SCHEDA T1**

Ubicazione:

S.S. 9 Via Nazionale Emilia – FONTEVIVO, PR

Titolo:

**RELAZIONE IDRAULICA FOGNATURA NERA ED IMPIANTI DI
TRATTAMENTO**

Data: settembre 2024

File: 230923 Fognatura Nera T1_REV03.docx

Revisione: 03

Timbro e firma:



Giulio Bartoli



1	INTRODUZIONE	3
2	CALCOLO DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI (A.E) E PORTATE DELLE ACQUE NERE DOMESTICHE	4
3	IMPIANTO DI TRATTAMENTO DEI REFLUI DOMESTICI	5
3.1	<i>Dimensionamento delle stazioni di trattamento.....</i>	<i>6</i>
3.1.1	Degrassatore.....	6
3.1.2	Fossa Imhoff	7
3.1.2.1	Comparto di sedimentazione	7
3.1.2.2	Comparto del fango	7
3.1.3	Filtro percolatore anaerobico	8
3.1.4	Finissaggio tramite carbone attivo granulare (GAC).....	8
4	TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA.....	11
4.1	<i>Dimensionamento vasca di prima pioggia.....</i>	<i>12</i>
5	VERIFICA IDRAULICA DELLA FOGNATURA NERA.....	14
5.1	<i>Verifiche Idrauliche dei tratti di fognatura.....</i>	<i>14</i>
5.1.1	Verifica idraulica tratto 1-2.....	14
5.2	<i>Analisi delle velocità.....</i>	<i>15</i>



1 INTRODUZIONE

Su incarico conferito dalla committenza si è proceduto alla stesura di uno studio idraulico con lo scopo di progettare e dimensionare la fognatura nera ed i sistemi di trattamento in servizio al PUA di riferimento.

In particolare, l'intervento prevede la realizzazione di un edificio destinato ad attività commerciale/uffici e relativi parcheggi. Importante sottolineare come gli scarichi provenienti dall'edificio si riconducono esclusivamente ad acque reflue domestiche e non riguardano acque reflue industriali o assimilabili.

La soluzione progettuale intrapresa individua il Cavo Gaiffa come corpo recettore dei reflui trattati (scarico in acque superficiali), in quanto la fognatura pubblica si trova ad una distanza tale da non permettere lo scarico a gravità; gli impianti di trattamento dovranno quindi tenere in considerazione del tipo di recettore e dei limiti richiesti allo scarico dalla normativa settoriale più stringente. In riferimento alla realizzazione degli impianti di trattamento varranno quindi le disposizioni dell'art. 4.7 "Scarichi di insediamenti, installazioni o edifici/nuclei isolati" punto IV del D.G.R. 1053/2003. Come definito dallo stesso articolo, i valori limite di emissione previsti dalla tabella D della D.G.R. "Valori limite di emissione da applicarsi agli scarichi degli insediamenti/nuclei isolati di cui al punto 4.7 con recapito in corpi idrico superficiale" non si applicano agli scarichi derivanti dagli insediamenti, edifici/nuclei isolati di consistenza inferiore a 50 AE. Il titolare dello scarico dovrà comunque garantire nel tempo il corretto stato di conservazione, manutenzione e funzionamento degli impianti ed il rispetto di ogni altra condizione prevista dal procedimento di autorizzazione.

Le acque meteoriche di dilavamento dei piazzali (acque di prima pioggia) verranno accumulate temporaneamente in vasche di prima pioggia e quindi convogliate nello stesso canale recettore a seguito di appositi trattamenti.



2 CALCOLO DEGLI ABITANTI EQUIVALENTI (A.E) E PORTATE DELLE ACQUE NERE DOMESTICHE

Per il calcolo della portata degli scarichi reflui domestici si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$Q_{med} = \frac{P \cdot D_i \cdot \varphi}{t_{sca} \cdot 3600}$$

dove:

- P: Abitanti equivalenti insediabili nell'ambito, gravanti sulla fognatura di progetto. Per la determinazione degli abitanti equivalenti si è fatto riferimento al documento "Linea guida per il trattamento delle acque reflue domestiche assimilate" redatto da ArpaFVG nel 2004. Sulla base dei 50 addetti previsti si è applicato il rapporto di conversione relativo a "fabbriche e laboratori artigianali", pari a 1 AE ogni 2 dipendenti (fissi o stagionali). Il numero di abitanti equivalenti è quindi pari a 25.
- D: Dotazione idrica giornaliera ipotizzata di 300 litri/abitante giorno;
- Φ : Coefficiente di riduzione pari a 0.8;
- t_{sca} : tempo di scarico considerato pari a 8 ore;

Applicando un coefficiente di punta C_p (coefficiente di contemporaneità) pari a 2 si ottengono i seguenti risultati:

Q_{media}	0.21 l/s
Q_{punta}	0.42 l/s



3 IMPIANTO DI TRATTAMENTO DEI REFLUI DOMESTICI

Le acque reflue in uscita dai due edifici vengono definite come "Acque reflue domestiche", secondo la definizione contenuta nell'articolo 74 comma 1-g del D.lgs. 152/2006 "Acque reflue provenienti da insediamenti di tipo residenziale e da servizi e derivanti prevalentemente da metabolismo umano e da attività domestiche". Nonostante questo tipo di acque possano contenere molteplici composti, i contaminanti più comuni che possono peggiorare la qualità dei corpi idrici recettori e creare problemi per l'uso della risorsa idrica da parte dell'uomo, che quindi devono essere eliminati in via prioritaria sono:

- sostanza organica misurata tramite i coefficienti BOD5 (Richiesta biochimica di ossigeno) e COD (richiesta chimica di ossigeno);
- solidi sospesi;
- azoto (N);
- fosforo (P);
- microorganismi patogeni.

Le acque reflue provenienti dall'edificio verranno convogliate in un unico impianto di trattamento, comprendente le seguenti stazioni in sequenza:

- degrassatore, costituito da un pozzetto con la funzione di separare oli e grassi vegetale e tensioattivi dall'acqua;
- fossa Imhoff, costituita da una vasca interrata ispezionabile dall'alto. In essa avrà luogo una prima sedimentazione e depurazione del refluo con una riduzione dal 30-35% del carico inquinante in ingresso e del 55-65% dei solidi sospesi totali;
- filtro percolatore anaerobico, costituita da una massa filtrante formata da una serie di corpi di riempimento opportunamente sagomati, realizzati in materiale plastico. All'interno del reattore si instaurano condizioni di tipo anaerobico, dove le popolazioni microbiche specializzate assimilano la sostanza organica accrescendosi gradualmente;
- finissaggio tramite carbone attivo granulare (GAC, Granular Activated Carbon). Questo processo di trattamento tramite adsorbimento non è



obbligatorio per il caso in esame ma si ritiene opportuno visto che il corpo ricettore convoglia le acque nel vicino Cavo Gaiffa, individuato nell'Allegato 5 del P.T.C.P. come "Corso d'acqua meritevole di tutela". Il carbone attivo permette il miglioramento della qualità dell'acqua ed è in questo caso impiegato per la rimozione di:

- molecole organiche specifiche che causano odore;
- molecole organiche naturali (*NOM, Natural Organic Matter*) che causano il colore dell'acqua;
- eventuali tensioattivi, oli, grassi vegetali rimasti a seguito dei trattamenti precedenti.

3.1 Dimensionamento delle stazioni di trattamento

3.1.1 Degrassatore

Come definito dalla tabella A "Definizione e caratterizzazione dei sistemi di trattamento delle acque reflue domestiche derivanti da insediamenti, installazione ed edifici isolati con recapito diverso dalla rete fognaria" del D.G.R. 1053/2003, il volume del degrassatore si definisce sulla base degli AE asserviti:

AE	Volume (l)
5	250
7	350
10	550
15	1000
20/30	1700
35/45	2500

Tabella 3-1 AE e volume degrassatore

La tabella A dello stesso D.G.R. definisce i tempi di detenzione che devono essere garantiti per consentire la separazione delle sostanze:

- 15 minuti sulla Q_{media}
- 3 minuti sulla Q_{punta}



Sulla base dei tempi di detenzione precedentemente riportati, il volume complessivo della camera di separazione dei grassi deve essere di almeno 190 l.

3.1.2 Fossa Imhoff

Per il corretto dimensionamento della fossa Imhoff si è fatto riferimento alle disposizioni contenute nel D.G.R. 1053/2003 "Direttiva concernente indirizzi per l'applicazione del D.lgs. 11 maggio 1999 n. 152 come modificato dal D.lgs. 18 agosto 2000 n. 258 in materia di tutela delle acque dall'inquinamento" e successivamente alla "Deliberazione del Comitato Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977". In particolare, le fosse Imhoff sono costituite da due diversi comparti: un comparto di sedimentazione in testa ed un comparto di digestione fanghi sottostante. I due comparti sono idraulicamente collegati tra loro tramite l'opportuna sagomatura a tramoggia del comparto di testa e la presenza di setti interni.

3.1.2.1 Comparto di sedimentazione

I solidi sedimentabili convergono per gravità al comparto di digestione anaerobica, dove si ispessiscono con una diminuzione del volume del 50% e subiscono un processo di degradazione anaerobica riducendone il carico inquinante ed il contenuto di solidi sospesi. Come contenuto nella Deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977 "Come valori medi del comparto di sedimentazione si hanno circa 40-50 l per utente; in ogni caso, anche per le vasche più piccole, la capacità non dovrebbe essere inferiore a 250-300 l complessivi".

Considerando un volume di 50 l per utente si ottiene un volume minimo del comparto di sedimentazione di 1.25 m³.

3.1.2.2 Comparto del fango

Dallo stesso D.C.M. 4/2/1977 "Per il compartimento del fango si hanno 100/120 l pro capite, in caso di almeno due estrazioni all'anno; per le vasche più piccole è consigliabile adottare 180/200 l pro capite, con una estrazione all'anno".



Il volume del comparto del fango dovrà perciò essere di almeno 5 m³ considerando una estrazione all'anno.

3.1.3 Filtro percolatore anaerobico

L'effluente in uscita dalla fossa Imhoff non può essere immesso direttamente nella rete fognaria e viene perciò convogliato in un filtro percolatore anaerobico.

Le acque reflue vengono immesse all'interno del reattore attraverso una tubazione orizzontale forata per garantire una distribuzione uniforme all'interno della massa filtrante, su cui tende a svilupparsi una pellicola di film biologica. All'interno del reattore si instaurano condizioni di tipo anaerobico, accrescendo lo spessore del film biologico. Periodicamente la pellicola tende a staccarsi ed a depositarsi sul fondo del reattore dove i fanghi vengono trasformati in sostanze volatili e digeriti anaerobicamente. Secondo il punto 5 della tabella A del DGR 1053/2003: "Volume della massa filtrante: a fronte di una altezza della massa filtrante di 1 metro, il volume del filtro è proporzionato agli AE serviti in ragione di 1 m³ per ogni AE. Al fine di garantire una buona efficienza è opportuno che l'altezza del filtro non sia inferiore a 90 cm e non superi 1.5 m. Granulometria della ghiaia: la pezzatura sarà diversa (0.4 – 0.6 – 0.7 cm); quella più grossolana viene disposta a contatto della griglia".

Il volume del filtro dovrà perciò essere di almeno 25 m³.

La vasca dovrà essere dotata delle necessarie aperture per consentirne la rimozione ed il lavaggio del filtro con cadenze prescritte dalla ditta fornitrice del filtro.

3.1.4 Finissaggio tramite carbone attivo granulare (GAC)

Il rendimento di depurazione combinato Imhoff-filtro percolatore anaerobico è tale da rendere lo scarico conforme alle disposizioni per il recapito in corpo idrico superficiale. L'ulteriore trattamento tramite finissaggio si ritiene necessario vista la natura del canale recettore Cavo Gaiffa, individuato nell'Allegato 5 del P.T.C.P. come "Corso d'acqua meritevole di tutela".

Le acque in uscita dal filtro percolatore anaerobico dovranno essere convogliate in una colonna filtrante a carbone attivo granulare (GAC) inserita



all'interno di una vasca prefabbricata in cemento armato senza giunti. Per le caratteristiche dell'acqua da trattare si prevede di utilizzare un carbone attivo granulare in lignite. Per il dimensionamento preliminare del filtro si sono ipotizzate le seguenti grandezze:

Parametro	Valore
Volume totale dei pori	0.5 – 1.1 m ³ /g
Granulometria (D ₁₀)	0.9-1 mm
Densità apparente	450-500 kg/m ³
Coefficiente di uniformità	<=1.9
Superficie specifica	1000 m ² /g
Numero di iodio	900 mg/g
<i>EBCT_{min} (Empty Bed Contact Time)</i>	7 min
Portata trattata (Q)	0.42 l/s
Sup. orizzontale del filtro (Af)	0.2 m ²
Altezza critica del filtro (L)	0.9 m
Carico Idraulico (CI)	7.5 m/h

Tabella 3-2 Dimensionamento preliminare del filtro a carbone attivo

L'EBCT non rappresenta l'effettivo tempo di contatto acqua/carbone, ma viene utilizzato nella formula di dimensionamento in quanto può essere facilmente calcolato. Il tempo di contatto effettivo andrebbe calcolato sulla base della porosità del GAC utilizzato, che cambia in funzione della dimensione granulometrica e del tipo di carbone scelto. Valori di EBCT più elevati prolungano la durata del GAC mentre valori più bassi ne determinano un rapido esaurimento. Il tempo del funzionamento del GAC tra installazione e rigenerazione dipende pertanto dall'EBCT. Nella maggior parte delle applicazioni per il trattamento dell'acqua viene applicato un EBCT tra 5 e 25 minuti:

- 5-10 minuti, tempo minimo sufficiente per semplici processi di dechlorazione;
- 15-20 minuti ed oltre sono necessari per la rimozione di particolari microinquinanti o per valori di TOC elevati.

Per il nostro caso risulta più che soddisfacente un tempo compreso fra 5-10 minuti.

Il carbone attivo deve essere soggetto a rigenerazione periodica: una volta raggiunta la saturazione del processo di adsorbimento: la colonna filtrante



perde le sue proprietà e deve essere assoggettata ad un trattamento chimico di rigenerazione termica presso azienda specializzata. La vita di un filtro a carbone attivo dipende dalle dinamiche di adsorbimento dello stesso (curva di breakthrough), nell'ordine di circa 1-2 anni.

Periodicamente il filtro deve essere pulito per controlavaggio con frequenza concorde alla disposizioni della ditta fornitrice del GAC. Questo genere di trattamento serve a ridurre le perdite di carico che il processo di adsorbimento induce nel tempo e per evitare proliferazioni batteriche all'interno del filtro stesso. Il sistema di controlavaggio, in funzione anche della tipologia del carbone, deve essere tale da garantire il riclassamento per differente diametro dei granuli del carbone in modo da perturbare il meno possibile l'effetto "colonna cromatografica".



4 TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

In modo da proteggere il corso d'acqua recettore si ritiene necessaria l'installazione di un impianto di raccolta e trattamento delle acque di dilavamento superficiale (vasca di prima pioggia).

Ante scarico nel corpo idrico superficiale le acque di prima pioggia necessitano di un processo di trattamento in modo da eliminare i possibili inquinanti trasportati nel processo di dilavamento superficiale. Nell'art. 8 "Acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne" della "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne (art. 399, D. lgs 11 maggio 1999, n.132)" viene riportato: "Qualora l'acqua meteorica vada a "lavare", anche in modo discontinuo, un'area determinata destinata ad attività commerciali o di produzione di beni nonché le relative pertinenze (piazzali, parcheggi, ecc.) trasportando con sé i "residui", anche passivi, di tale attività, la stessa acqua perde la sua natura di acqua meteorica per caratterizzarsi come "acqua di scarico", da assoggettare alla disciplina degli scarichi compreso l'eventuale regime autorizzativo". Come inoltre disposto dal punto C), CASO 1 del D.G.R. 286/2005: "Lo scarico in corpo idrico superficiale delle acque di prima pioggia o di lavaggio raccolte in vasche di accumulo è ammesso previo adeguato trattamento. A tale scopo dette acque possono essere convogliate all'impianto di depurazione a servizio delle acque reflue industriali dello stesso insediamento; quando ciò non sia possibile, di norma, è da ritenersi coerente l'adozione di sistemi sedimentazione e disoleatura, dimensionati in relazione ai volumi da smaltire. Gli scarichi di cui trattasi, da qualificarsi come "acque di prima pioggia" sono soggetti ad autorizzazione allo scarico da rilasciarsi da parte dell'Autorità competente".

Nel caso in esame le acque di prima pioggia deriveranno principalmente dal dilavamento dei parcheggi e dalle aree pertinenziali dell'edificio, il dilavamento delle superfici scoperte può quindi ritenersi esaurito nell'arco di tempo definito per la valutazione delle acque di prima pioggia. Esauriti i primi 5 minuti di precipitazione le acque di seconda pioggia verranno quindi conferite nel canale recettore tramite un *by-pass*.

Le acque di prima pioggia verranno stoccate durante tutta la durata delle precipitazioni. Entro 24-48 ore dal termine, la vasca di accumulo verrà svuotata completamente e le acque, previo trattamento, immesse nel canale recettore. Viste la tipologia di superficie drenante scolante si prescrive



l'utilizzo di un impianto di sedimentazione e successivo rilancio tramite pompa in impianto di disoleazione (Figura 4-1).

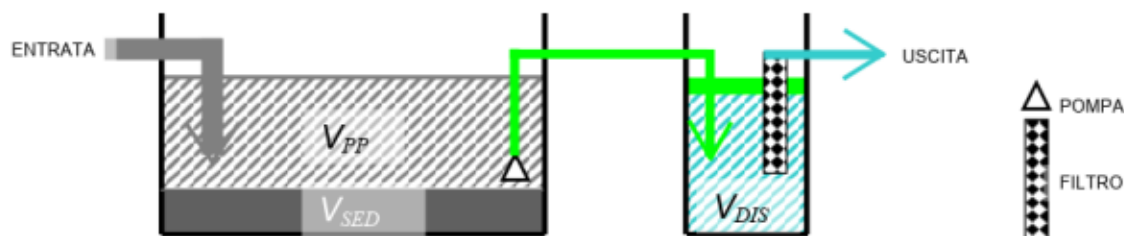


Figura 4-1 Impianto di trattamento tipo (Criteri di applicazione DGR 286/05 e 1860/06 – acque meteoriche e di dilavamento, ARPA Emilia-Romagna, 2008)

In particolare, le acque accumulate nella vasca defluiranno per mezzo di una pompa sommergibile nel modulo di disoleazione. Il disoleatore è un impianto atto alla separazione di benzine, oli, grassi e altre frazioni leggere di prodotti petroliferi. Per il caso di progetto si prevede l'utilizzo di un comparto di disoleazione con filtro per coalescenza in telaio in acciaio inox estraibile e lavabile. La frequenza di lavaggio dovrà essere conforme alle disposizioni previste dal fornitore del filtro.

4.1 Dimensionamento vasca di prima pioggia

Dalle disposizioni contenute nell'art. 39 del D. Lgs. 11 maggio 1999 n. 152 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne", il calcolo dell'intensità di pioggia per le acque di prima pioggia viene valutato considerando che i 5 mm di prima pioggia si verifichino nei primi 15 minuti di precipitazione, ricavando così l'intensità:

$$i = 0.0056 \frac{l}{s \cdot m^2}$$

Vista la natura dei piazzali, il coefficiente di produzione di fango è stato considerato pari a 100, considerando le modeste quantità di limo che si potrebbero depositare a causa del traffico veicolare all'interno dei lotti. Cautelativamente, il coefficiente di afflusso è stato considerato pari a 1.



S	Superficie piazzale scolante	16500 m ²
V_{pp}	Volume di prima pioggia	82.5 m ³
i	Intensità precipitazioni piovose (primi 15')	0.0056 l/s·m ²
Q	Portata dovuta all'evento meteorico	92.4 l/s
C_f	Coefficiente quantità di fango	100
V_{sed}	Volume utile della vasca di sedimentazione	9.24 m ³
V_{tot}	Volume totale vasca di prima pioggia	91.74 m ³

Tabella 4-1 Dimensionamento vasca di prima pioggia

Per il dimensionamento del volume di disoleazione si prende come riferimento la portata della pompa utilizzata per lo svuotamento della vasca di accumulo ed il tempo di separazione in funzione della densità dell'olio. In questo caso si è ipotizzata una portata di svuotamento di 2 l/s (la quale permetto il completo svuotamento della vasca in circa 13 ore), densità degli oli di 0.85 g/cm³ ed un relativo tempo di separazione di 16.6 minuti. Il volume della vasca di disoleatura risulta quindi pari a 2 m³.



5 VERIFICA IDRAULICA DELLA FOGNATURA NERA

La fognatura nera è prevista a gravità con tubazioni in PVC Ø200, determinati sulla base degli A.E. serviti. Le condotte dovranno essere posate con una pendenza minima dell'1.2%. Le acque nere derivanti dall'edificio verranno fatte recapitare all'impianto di trattamento precedentemente descritto e quindi scaricate nel Cavo Gaiffa.

Per le ispezioni lungo la fognatura sono previste camerette in C.A. prefabbricate gettate in opera a completa tenuta idraulica di dimensione minima 80 × 80 cm e posizionate in linea ad un interasse medio di 40 m. I chiusini di accesso dovranno essere in ghisa sferoidale con classe di resistenza conforme al tipo di mezzi e di traffico previsto (D400).

5.1 Verifiche Idrauliche dei tratti di fognatura

Le verifiche idrauliche dei tratti di fognatura sono state realizzate in ipotesi di moto uniforme completamente turbolento utilizzando la classica formula di Chezy. I coefficienti di scabrezza sono stati considerati pari a $100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (tubi nuovi) e $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (tubi usurati).

5.1.1 Verifica idraulica tratto 1-2

Q_p	Portata di Punta	0.42 l/s
D	Diametro	200 mm
i	Pendenza	1.2%
ks	Coeff. di scabrezza di Strickler	$80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Q_r	Portata a massimo riempimento	37.37 l/s
V_r	Velocità a massimo riempimento	1.19 l/s
V	Velocità di progetto	0.42 m/s
h/D	Riempimento	0.071

Q_p	Portata di Punta	0.42 l/s
D	Diametro	200 mm
i	Pendenza	1.2%
ks	Coeff. di scabrezza di Strickler	$100 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Q_r	Portata a massimo riempimento	46.7 l/s
V_r	Velocità a massimo riempimento	1.49 l/s
V	Velocità di progetto	0.49 m/s
h/D	Riempimento	0.064



5.2 Analisi delle velocità

Nelle verifiche idrauliche eseguite si registrano sempre velocità massime del flusso dei liquami abbondantemente inferiori ai 2.5 m/s. In tutti i rami di fognatura i riempimenti (h/D) risultano notevolmente inferiori a 0.5.

Nel contro, per il ramo di fognatura a monte dell'impianto di depurazione (tratto 1-2) si evidenziano delle velocità leggermente inferiori ai 50 cm/s, per cui i flussi potrebbero essere soggetti a fenomeni di sedimentazione dei liquami. Durante la vita utile dell'opera sarà quindi di notevole importanza garantire le comuni operazioni di manutenzione della rete fognaria, nel rispetto del sistema di trattamento di valle. Nel contempo, i flussi d'acqua delle operazioni di pulizia dovranno essere tali da non innescare fenomeni ondosi che potrebbero danneggiare le tubazioni in PVC.

Dott. Ing. Giulio Bartoli



Giulio Bartoli