

COMUNE DI VARZO
Provincia del Verbano Cusio Ossola

IDRABLU s.p.a.

Via Romita n.13bis - 28845 Domodossola (VB)

**REALIZZAZIONE RETE FOGNARIA ED IMPIANTO
DEPURAZIONE IN FRAZIONE COGGIA
IN COMUNE DI VARZO**



PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

ELABORATO N.1
RELAZIONE GENERALE E SPECIALISTICA

Omegna, luglio 2018

Il Tecnico
Dott. Ing. Fabio Morea
Albo Professionale degli Ingegneri
della Provincia del VCO - n.290

A handwritten signature in dark ink, appearing to read 'Fabio Morea', written in a cursive style.

Indice

	Pag.
Premessa	3
1 Inquadramento geologico regionale	4
2 Inquadramento geomorfologico	5
3 Idrologia ed idrogeologia	5
4 Inquadramento urbanistico, vincoli	6
5 Finalità degli interventi, descrizione	8
5.1 Fognatura e tubazione di scarico acque depurate	12
5.1.1 <i>Caratteristiche principali</i>	12
5.1.2 <i>Calcolo della portata nera</i>	12
5.1.3 <i>Criteri di scelta delle tubazioni</i>	13
5.1.4 <i>Caratteristiche tecniche del polietilene</i>	14
5.1.5 <i>Calcolo idraulico della tubazione</i>	17
5.1.6 <i>Utilizzo ed installazione</i>	18
5.1.7 <i>Manicotti</i>	18
5.1.8 <i>Scarico ed immagazzinamento in cantiere</i>	19
5.1.9 <i>Letto di posa</i>	19
5.1.10 <i>Scavi</i>	19
5.1.11 <i>Installazione</i>	19
5.1.12 <i>Installazione di pozzetti e collegamento agli stessi</i>	20
5.1.13 <i>Riempimento dello scavo</i>	20
5.1.14 <i>Collaudo idraulico</i>	20
5.2 Impianto di depurazione	21
5.2.1 <i>Descrizione particolareggiata dell'impianto di depurazione</i>	23
5.3 Muri di sostegno a gravità, verifiche geotecniche e strutturali	26
5.4 Impianto elettrico, opere di allacciamento alla rete pubblica	30
5.5 Possibili impatti sull'ambiente circostante	31
5.6 Quadro economico	34
5.7 Elaborati progettuali	35

Premessa

Idrablu s.p.a. con sede a Domodossola in via Romita n.13bis ha incaricato lo scrivente di redigere di la progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva delle opere necessarie alla *“realizzazione di rete fognaria ed impianto di depurazione in frazione Coggia in Comune di Varzo”*.

L'esecuzione di tali opere si rende necessaria ed opportuna in quanto la frazione ad oggi non risulta dotata di una rete fognaria per la raccolta delle acque nere che vengono pertanto scaricate nei terreni limitrofi mediante pozzi perdenti.

Il primo progetto redatto nel 2015 non ha avuto riscontro positivo da parte di ASL VCO a causa della posizione dell'impianto di depurazione ritenuta dai funzionari pubblici sostanzialmente troppo vicina ai nuclei abitati.

Dopo una nuova serie di indagini, sopralluoghi e verifiche si propone la soluzione del presente progetto che verrà descritta dettagliatamente nelle pagine seguenti la quale sostanzialmente rispetto al progetto del 2016 comporta lo spostamento dell'impianto di depurazione in altra area, certamente più difficoltosa per le operazioni di manutenzione impianto, ma in grado di soddisfare le distanze minime dai nuclei abitati previste dalla normativa vigente.

Il presente progetto è stato redatto in conformità con quanto previsto dalla vigente normativa in materia, ed in particolare secondo i contenuti D.Lgs. 163/2006 e s.m.i.,

1 Inquadramento geologico regionale

L'area d'intervento è situata geograficamente nella catena montuosa delle Alpi Lepontine, dove l'intensa attività tettonica ed erosiva ha portato alla luce gli elementi strutturali più profondi dell'edificio alpino.

Le falde pennidiche inferiori affiorano esclusivamente nella finestra tettonica dell'Ossola-Ticino, al di sotto della linea del Sempione, faglia distensiva poco inclinata che ha favorito il loro denudamento tettonico (Mantchelow 1985).

Secondo le classiche suddivisioni di Argand, la struttura del settore italiano comprende, dall'alto al basso, le falde del Monte Leone (III), Lebendum (II) ed Antigorio (I) ed il carapace della cupola di Verampio, l'unità più profonda (elemento zero) visibile nell'edificio alpino.

Nel contiguo settore svizzero, le falde Pennidiche inferiori (dette anche Lepontine) sono costituite dalle unità di basamento dell'Adula-Cima Lunga, nota per la presenza di eclogiti e delle peridotiti a granato dell'Alpe Arami, della Maggia, Simano (Antigorio) e Lucomagno-Leventina (Verampio).

La finestra dell'Ossola-Ticino è il regno del metamorfismo Lepontino (Mesoalpino) che raggiunge in questa zona la facies anfibolitica ed incipienti condizioni di anatessi; esso è culminato circa 38 Ma dall'attuale ed il suo lento raffreddamento, associato al sollevamento regionale (in media 1 mm/anno), è segnato da innumerevoli età radiometriche oligocenico-neogeniche fornite da miche, zirconi ed apatiti (Hunziker e Martinetti 1987; Hurford et al. 1990).

Il basamento di Monte Leone, Antigorio e Verampio è costituito da gneiss occhiadini e da graniti gneissici derivati da corpi intrusivi di età tardo-paleozoica; la falda del Lebendum è formata invece da sequenze metamorfiche psefitico-psammitiche di età discussa (paleozoica superiore e/o mesozoica). Il monte Leone comprende anche scisti polimetamorfici e la massa femica-ultrafemica del Cervandone-Geispfad.

Le falde Pennidiche inferiori erano state interpretate come ultrapieghe coricate, separate da sottili sinclinali mesozoiche di calcescisti co limitate intercalazioni ofiolitiche, attribuite in seguito alla Zona Vallesana (o Nord-Pennidica).

Al Mesozoico erano riferiti anche i micascisti granatieri di Baceno, con alcuni boudins di metabasiti, interposti tra Antigorio e Verampio. Ricerche successive hanno interpretato le grandi pieghe isoclinali come strutture secondarie, posteriori alla messa in posto delle falde, ed assegnato alle unità di Antigorio, Verampio e Lucomagno-Leventina una origine Elvetica s.l. per la loro posizione geometrica e per i caratteri delle loro coperture (Trumpy 1980). L'ubicazione del fronte Pennidico, limite tettonico tra Pennidico ed Elvetico, va quindi ridefinita e ricercata in una posizione, non ancora ben precisata, al di sotto del monte Leone.

Le litologie presenti appartengono alla sinclinale mesozoica de Veglia avente caratteristiche simili alla sinclinale di Baceno e sono, in posizione stratigrafica dall'alto verso il basso, le seguenti:

- micascisti cartonatici con intercalazioni di gneiss minuti a volte sotto forma di lenti;
- micascisti filladici con noduli calcareo quarzosi;
- calcescisti micacei con superfici di foliazione e lenti di quarzo metamorfico;

2 *Inquadramento geomorfologico*

Il versante dove si prevede di realizzare l'opera appartiene al versante idrografico sinistro della valle Divedro in comune di Varzo, ove sono presenti litotipi appartenenti alle falde Pennidiche medio-inferiori, ed in particolare il basamento della falda Antigorio, costituito da gneiss occhiadini con giacitura a franapoggio ed immersione a S-SW.

L'area è stata interessata da fenomeni glaciali, come testimonia la presenza di numerosi cordoni morenici maggiori e minori disposti in direzione N-S a diverse quote sul versante occupato dalle frazioni Vicino, Mozzio, Cravegna, Traversano, Coggia e Trasquera.

Da ciò è quindi possibile risalire alle singole posizioni studiali occupate dai ghiacciai nelle varie fasi di avanzata e ritiro. In altri casi il deposito glaciale risulta essere più irregolare e definibile come morenico sparso, caratterizzato cioè da erratici distribuiti senza ordine. Le morene hanno carattere, ben osservato nel corso di scavi in altri siti più a valle, di depositi costituiti da ciottoli fortemente eterometrici talora a grossi blocchi.

Altri depositi di copertura sono costituiti dalla coltre eluvio-colluviale prodotta dalla degradazione meteorica delle rocce del substrato, in parte sciolte o dilavate dai versanti e direttamente a contatto con le rocce del substrato; esse sono presenti in spessori metrici lungo i versanti e diventano di spessore centimetrico nella parte sommitale dei rilievi. Tali depositi possono raggiungere spessori anche metrici solamente laddove le pendenze del versante sono quasi nulle.

3 *Idrologia ed idrogeologia*

La zona d'intervento (fig. 1) non interseca corsi d'acqua di rilievo se si esclude il rio Blanca dove confluirà lo scarico delle acque depurate dall'impianto in progetto.

La morfologia dei luoghi è caratterizzata da pendenze discrete in corrispondenza dell'abitato della frazione Coggia che non favoriscono certamente accumuli significativi di acqua superficiale.

In generale è possibile affermare che le condizioni idrauliche nell'area circostante l'intervento dipendono quasi esclusivamente dalle condizioni di apporti idrici superficiali, questi ultimi legati direttamente al mutare delle condizioni meteorologiche.

Da dati granulometrici ed idraulici si evidenzia una permeabilità, secondo letteratura, da media ad alta compresa quindi tra 1 e 0,1 cm/sec.

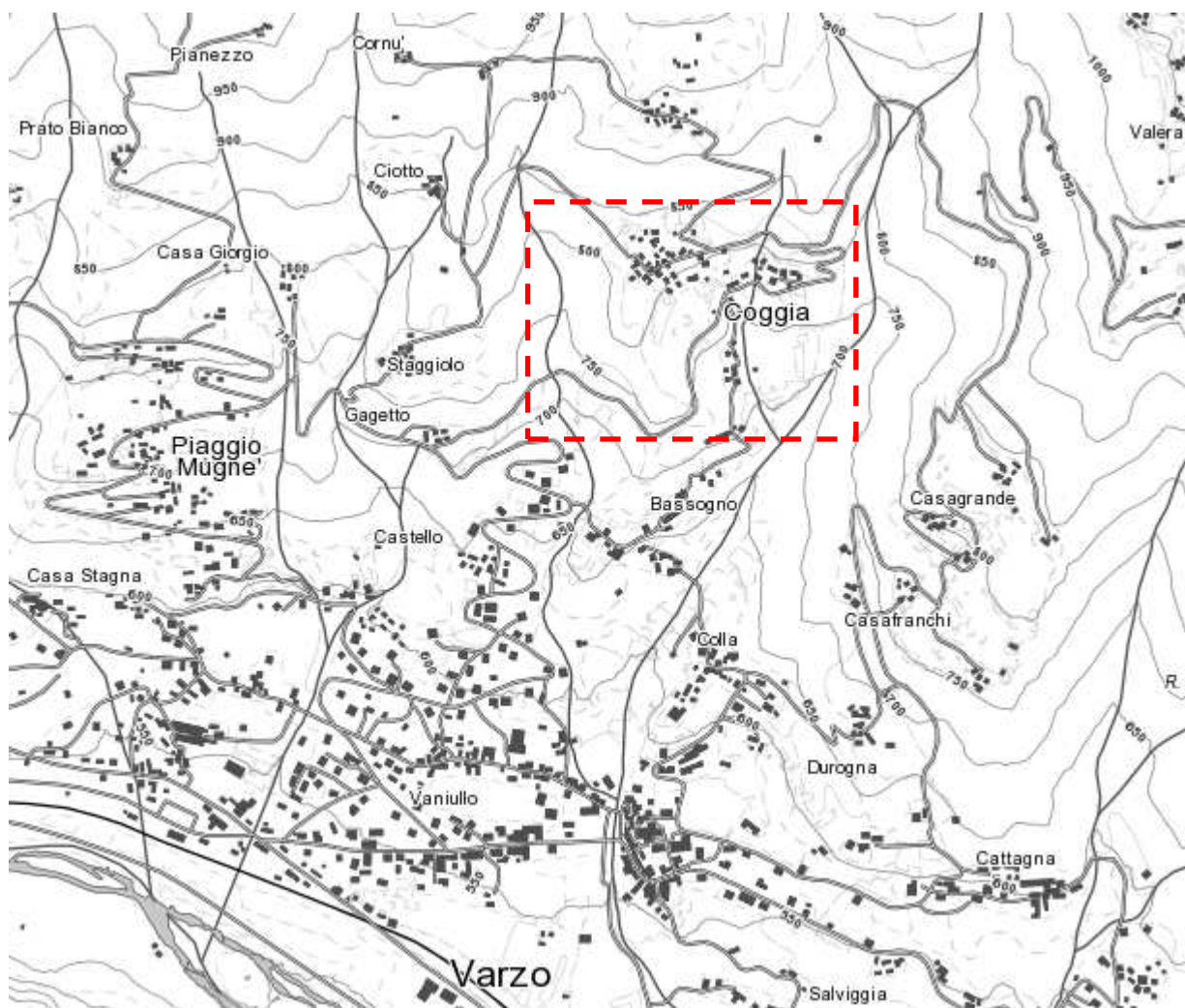


Fig.1 - Estratto BDTRE Piemonte (area d'intervento)

4 Inquadramento urbanistico, vincoli

Il vigente P.R.G.C. di Varzo (vedasi carta dei vincoli e degli usi del suolo urbano - fig.2, estratto) suddivide l'abitato della frazione Coggia e l'area oggetto d'intervento in:

- centro storico e nuclei di antica formazione (art. 24 delle N.T.A.);
- aree agricole (art. 24 delle N.T.A.);
- boschi cedui e di neoformazione (art. 35 delle N.T.A.).

Gli unici vincoli di salvaguardia riscontrati nella cartografia di piano regolatore sono i seguenti:

- fascia di rispetto delle strade all'esterno dei centri abitati ai sensi del D.L. 285/1992;
- perimetro dei centri abitati ai sensi del D.L. 285/1992, approvato con delibera della giunta municipale n.46 del 17.02.2002 e n.45 del 19.11.2003 relativa alla viabilità provinciale e statale;
- fascia di rispetto dei corsi d'acqua ai sensi dell'art.29 della L.R. 56/1977 (riferita al rio Blanca).

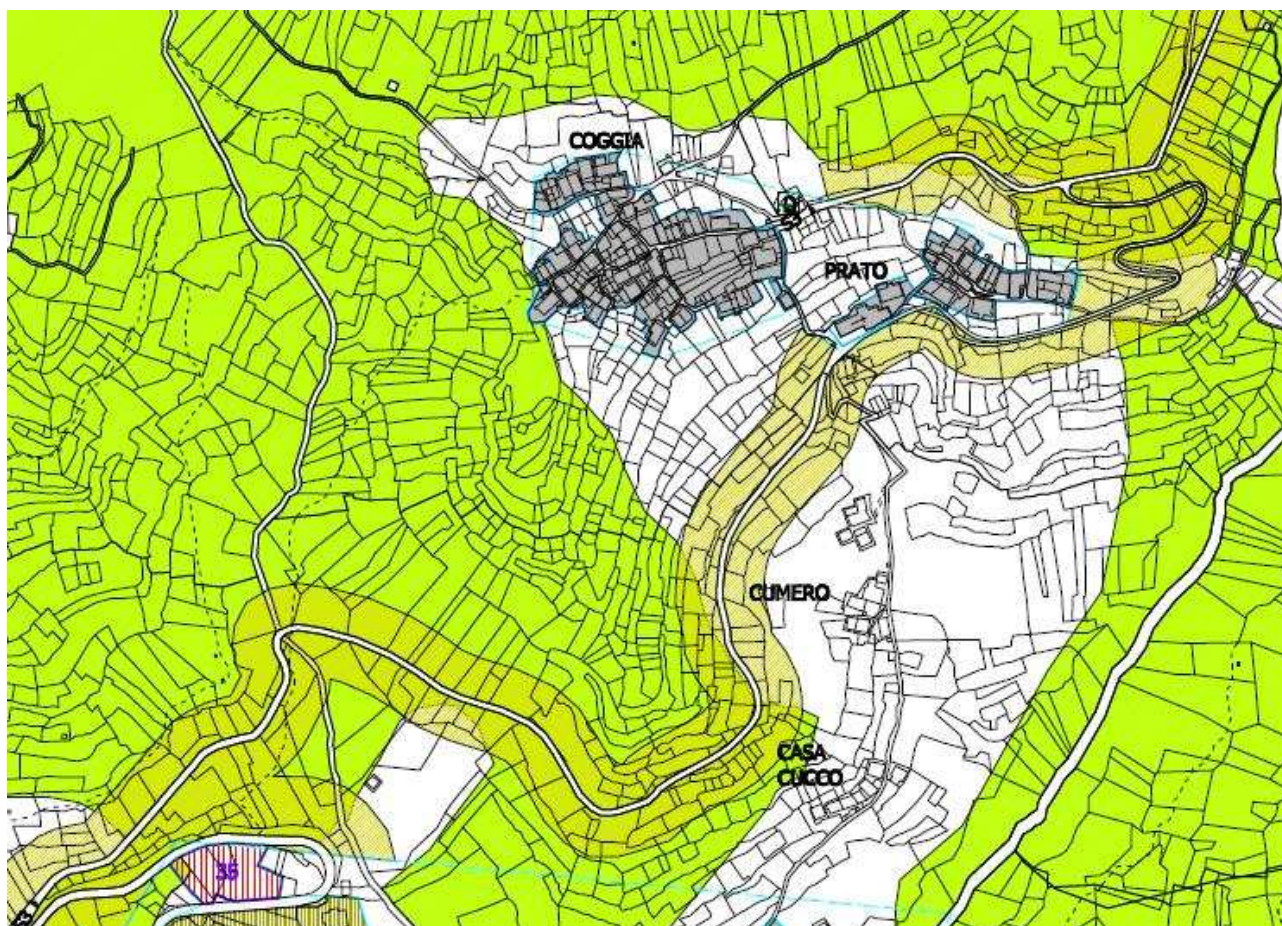
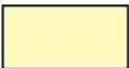




Fig.2 - Estratto P.R.G.C. (Tav. P2za- 2005)

Per quanto riguarda la classe di pericolosità geomorfologia la Tav.9b di piano regolatore (fig. 3) evidenzia come la zona dell'intervento sia così caratterizzata:

	II A	Porzioni di territorio ad acclività media; aree i cui terreni di fondazione richiedano una verifica delle caratteristiche geotecniche; inondazioni a bassa energia dell'altezza di qualche decimetro; aree con difficoltà di drenaggio e possibili ristagni d'acqua
	III A	Versanti soggetti a dinamica gravitativa e/o caratterizzati da elevata energia di rilievo; Alvei attivi dei corsi d'acqua, fasce spondali soggette a dinamica idraulica e limitate porzioni di territorio morfologicamente depresse, caratterizzate da difficoltà di drenaggio e ristagno d'acqua
	III B2	Fasce spondali dei corsi d'acqua soggetti a dinamica idraulica; aree situate in conoide; versanti soggetti a dinamica gravitativa e/o caratterizzati da elevata energia di rilievo

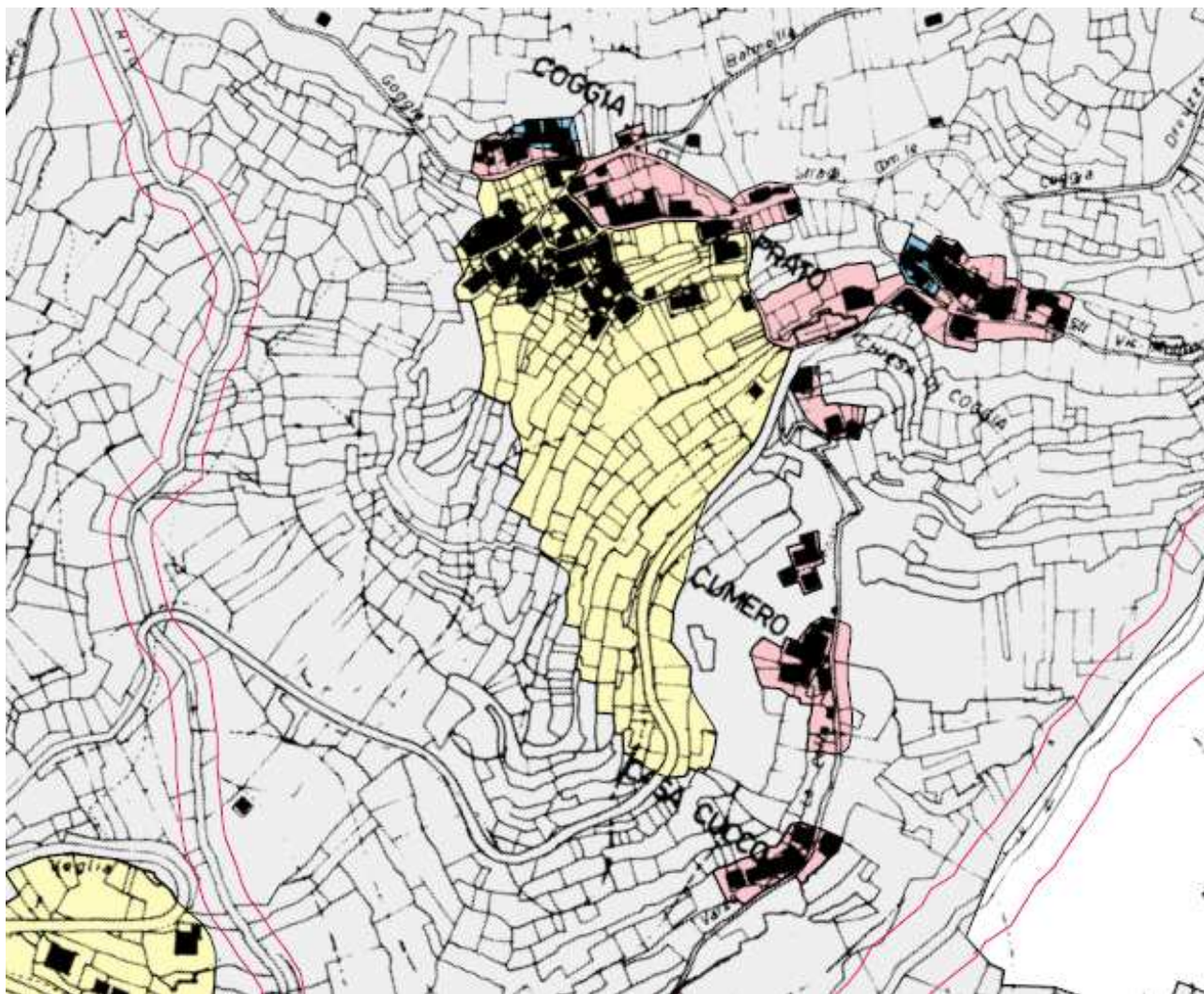


Fig. 3 - Estratto carta sintesi pericolosità geomorfologia (Tav. 9b)

5 Finalità degli interventi, descrizione

Attualmente la frazione Coggia in comune di Varzo (foto 1) non risulta servita dalla pubblica fognatura. Le acque nere derivanti dagli scarichi domestici vengono quindi disperse nei terreni circostanti mediante pozzi perdenti, mentre le acque meteoriche (bianche) sono in parte raccolte da una piccola rete di drenaggio ubicata nella zona centrale del nucleo storico della frazione, mentre la maggior parte scorre superficialmente su terreni e strade per confluire poi naturalmente nel limitrofo rio San Giovanni.

Scopo del presente progetto consiste pertanto nel raccogliere le sole acque nere provenienti dall'abitato di Coggia, provvedere mediante un idoneo impianto a fanghi attivi a depurarle, e convogliarle infine tramite idonea rete di scarico nel limitrofo rio Blanca (fig. 4 - foto 2, 3, 4, 5).

La soluzione adottata consentirà quindi di ottenere un importante beneficio di carattere ambientale e sanitario grazie all'abbandono di numerosi pozzi perdenti sparsi in tutto l'intorno dell'abitato di Coggia.



Foto 1 - Frazione Coggia (comune di varzo)

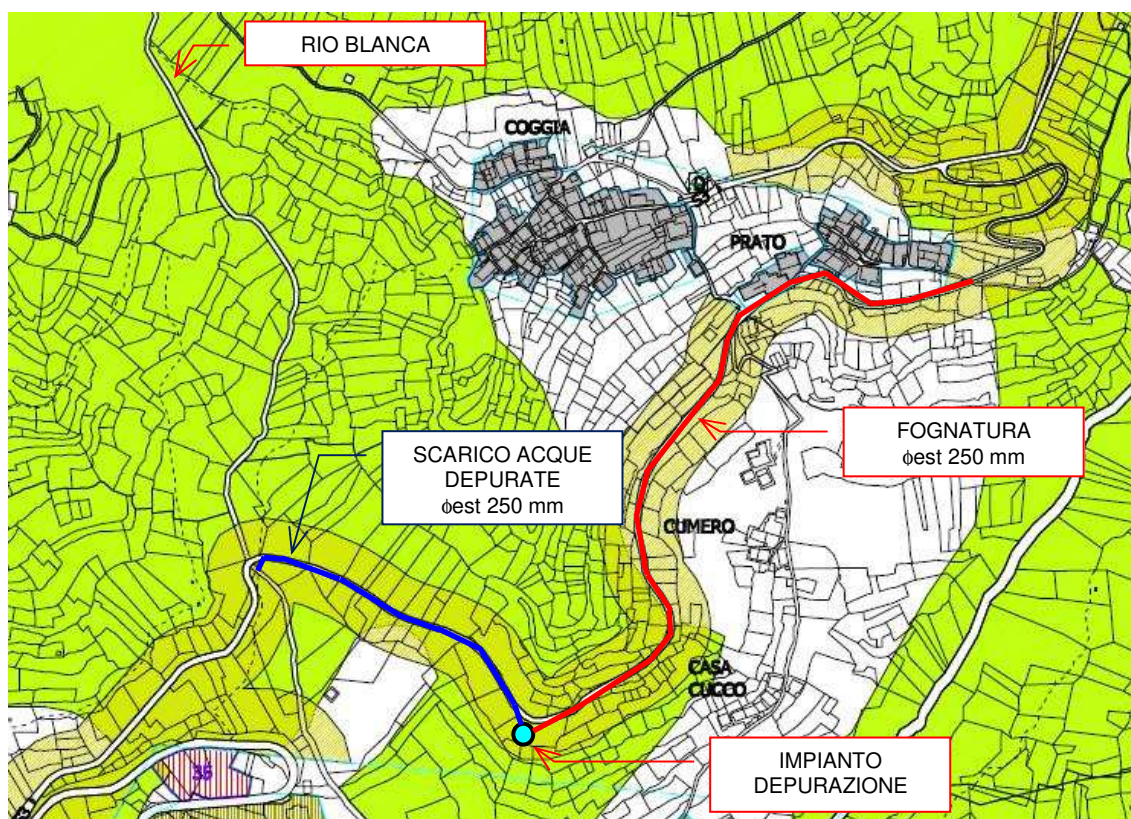


Fig. 4 - Opere in progetto



Foto 2 - Inizio collettore fognario



Foto 3 - Rio Blanca



Foto 4 - Area impianto depurazione



Foto 5 - Particolare area impianto depurazione

5.1 Fognatura e tubazione di scarico acque depurate

5.1.1 Caratteristiche principali

Le reti fognaria e di scarico del depuratore risultano costituite da una tubazione in PEAD strutturato costolato con diametro esterno di 250 mm, interrata al di sotto della strada di collegamento con la S.P. n.93, ed avente le seguenti caratteristiche:

- lunghezza complessiva 677,24 m
- dislivello complessivo 71,44 m
- pendenza media 10,55
- pendenza massima 16,01% (in corrispondenza del tratto iniziale)
- pendenza minima 2,70% (dopo circa 145 m di tratto fognario)

5.1.2 Calcolo della portata nera

La valutazione della portata fecale riveste ampio margine di incertezza data l'impossibilità intrinseca di conoscere attendibilmente:

- la quantità della portata addotta dall'acquedotto che raggiunge la rete di fognatura;
- l'entità delle eventuali perdite dalle canalizzazioni;
- la possibile immissione di acque parassite;
- la distribuzione dei flussi nell'arco della giornata.

Si perviene ad attendibili stime della portata fecale considerando le dotazioni idriche assentite e la numerosità della popolazione da servire. Peraltro non tutta l'acqua immessa nella rete di distribuzione idrica perviene alla rete di fognatura. Parte, a causa delle perdite fisiologiche proprie della rete di distribuzione, non perviene agli utenti. Inoltre parte della portata effettivamente utilizzata viene dispersa per evaporazione, evapotraspirazione e dispersione nel suolo (innaffiamento piante e giardini, lavaggio di biancheria e pavimenti, ecc.).

I dati relativi a rilevamenti mirati alla valutazione della percentuale dell'acqua immessa nella rete di distribuzione che raggiunge la fognatura risultano molto dispersi. L'ordine di grandezza delle perdite è del 30-40%. Nel caso di fognatura separata, facendo riferimento per il dimensionamento idraulico degli specchi alle portate fecali, prudenzialmente si assume che l'80% della dotazione idrica verrà vettoriata dal sistema fognante.

Noti pertanto la dotazione idrica del giorno dei maggiori consumi d ($l/ab \times$ giorno) ed il numero N di abitanti da servire con la rete di fognatura, risulta agevole determinare il valore della portata media fecale con la relazione:

$$q_{media} = \frac{0,8 \times N \times d}{86400} (l/s) \quad (1)$$

Per acquisire il valore della portata di picco fecale necessita definire il valore del coefficiente di punta C_p , rapporto tra la portata fecale massima e la portata fecale media giornaliera. Non è corretto fare riferimento all'analogo coefficiente di punta adottato nel dimensionamento della rete in pressione idropotabile, dato il potere regolatore delle reti di fognatura correlato al funzionamento di queste in condizioni di moto vario a superficie libera.

Un'espressione analitica che stima il coefficiente di punta C_p è quella di Rich (1980):

$$C_p = 15,85 \times N^{-0.167} \quad (2)$$

ove N è la popolazione servita.

Il valore della portata nera di progetto è dato quindi dalla relazione:

$$q_{\max} = C_p \times q_{\text{media}} \quad (l/s) \quad (3)$$

Nel caso di reti separate la q_{\max} sarà la portata di dimensionamento dello speco per un assegnato valore del Grado di Riempimento, 50%÷60 % della sezione totale dello speco, generalmente di forma circolare.

Sulla base delle informazioni raccolte presso IDRABLU s.p.a. si è cautelativamente stimato un numero massimo di abitanti potenzialmente presenti nell'area di interesse pari a 200 unità, mentre la dotazione idrica procapite ammonta a circa 250 l/ab.giorno.

Essendo pertanto:

- $N = 200$ abitanti (fonte IDRABLU s.p.a.)
- $d = 250$ l/ab.giorno (fonte IDRABLU s.p.a.)

si ottengono applicando le relazioni (1), (2) e (3) i seguenti risultati:

- $q_{\text{media}} = 0,463$ l/s (1,667 m³/ora)
- $C_p = 6,54$
- $q_{\max} = 3,028$ l/s (10,90 m³/ora)

5.1.3 Criteri di scelta delle tubazioni

Considerate le caratteristiche ed i requisiti richiesti alle tubazioni di fognatura di seguito elencati:

- buone caratteristiche idrauliche a breve e lungo termine
- adeguata resistenza alla pressione interna, anche in caso di temporanee sovrappressioni
- buona resistenza ai carichi esterni
- giunti a perfetta tenuta bidirezionale a breve e lungo termine
- resistenza ottimale alle aggressioni chimiche ed elettrochimiche
- resistenza alla abrasione
- ridotta aderenza delle incrostazioni
- facilità di pulizia con le moderne tecniche
- facilità e rapidità di assemblaggio e di posa
- costo concorrenziale

ed in base all'analisi della situazione oggetto di studio, in particolare delle caratteristiche idrauliche necessarie per la tubazione da utilizzare e dell'interazione tubo-terreno, si progetta la realizzazione di un collettore in PEAD a parete strutturata.

Tale tipo di tubazione risulta particolarmente idoneo al caso specifico, in cui sono necessari elevati valori di rigidità che sconsigliano l'utilizzo di una tubazione in PEAD a parete piena che presenterebbe spessori eccessivi e pesi più elevati.

Da tale considerazione, unitamente alla valutazione delle caratteristiche di limitata resistenza idraulica al moto del fluido convogliabile, è derivata sostanzialmente l'opportunità di ricorrere ad una tubazione costolata per la presente applicazione. Tale tipo di tubazione presenta inoltre un'ottima resistenza all'aggressione da parte delle acque reflue convogliate, alle sollecitazioni di posa e di esercizio, elevata facilità di posa, lunga vita con ridotta manutenzione ed un rapporto ottimale costo/efficienza.

5.1.4 Caratteristiche tecniche del polietilene

Tensione ammissibile e modulo elastico

Il Polietilene utilizzato per la produzione delle tubazioni costolate presenta le ben note caratteristiche di tutte le resine termoplastiche, in altre parole i parametri tecnici come il modulo di elasticità E e la deformazione sotto carico sono variabili con la temperatura ed il tempo.

Il polietilene come tutte le resine ha un comportamento più propriamente viscoelastico, quindi sotto sollecitazione alcune proprietà variano molto ed alcune di meno.

Per quantificare tale comportamento si è utilizzata la classificazione dei polietileni usati per i tubi a pressione. Si è preso come riferimento il PE63, ben noto ed usato per i tubi a pressione per liquidi, come ottimale nella produzione di tubi strutturati. Naturalmente questo sistema viene integrato con opportune prove in modo da garantire il buon comportamento nel tempo.

La norma consiglia le seguenti ulteriori proprietà:

modulo di elasticità	$E > 800 \text{ MPa}$
densità media	940 kg/m^3
coefficiente di espansione termica	$0,17 \text{ mm/m K}$
conduttività termica	$(0,36 \text{ , } 0,50) \text{ W K}^{-1} \text{ m}^{-1}$
capacità termica	$(2300 \text{ , } 2900) \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$
resistenza superficiale	$> 10^{13} \text{ W}$

Resistenza all'aggressione chimica ed elettrochimica

Sono ben note le caratteristiche di resistenza alla aggressione chimica del PE.

La caratteristica è esaminata nella prEN 13476-1, in cui si afferma che i materiali in PE sono resistenti ad acque con una vasta gamma di valori di pH, quali reflui domestici, acqua piovana, acque superficiali e di falda.

Viene precisato che se i prodotti sono usati per acque contaminate da prodotti chimici provenienti da scarichi industriali, si deve tenere presente la resistenza chimica e termica. Informazioni in proposito sono contenute nella ISO/TR 7474.

Per quanto concerne la resistenza all'aggressione elettrochimica, il PE è elettricamente inerte, quindi la stessa non può presentarsi.

In pratica, si può affermare ragionevolmente che il tubo in PE non viene aggredito dall'ambiente e, a sua volta, non cede sostanze dannose per l'ambiente stesso.

Resistenza all'abrasione

La resistenza all'abrasione, od erosione, dei vari materiali è sempre oggetto di dibattito, sia per quanto concerne il meccanismo della stessa che la valutazione degli effetti e della durata nel tempo dei materiali soggetti a fluido contenente materiale abrasivo.

Riguardo al fenomeno, che si presenta evidente nelle fognature sia bianche sia nere, si è tentato di valutarne gli effetti attraverso prove pratiche, che quasi sempre non sono comparabili in quanto eseguite con fluidi ed in condizioni diverse.

In generale, si è operato verso due parametri di controllo: la quantità di materiale abraso in un dato tempo, od il tempo necessario a "forare" il tubo in un certo materiale.

Nelle fognature, l'abrasione si verifica soprattutto nella parte inferiore del tubo, ma turbolenze localizzate possono estenderla a tutta la parete.

L'abrasione avviene per attrito, sfregamento, rotolamento o taglio, sia per trascinamento che per turbolenza, o per urto ed è tanto più accentuata quanto più la particella è dura ed irregolare. Le modalità d'abrasione si possono così classificare:

- penetrazione: la particella "incide" il materiale, e successivamente si libera lasciando una cavità nel materiale del tubo.
- aratura: la particella crea un solco, accumulando di fronte o di lato il materiale che poi è rimosso.
- taglio: la particella agisce come un utensile tagliente che rimuove particelle di materiale.
- frattura: la particella crea una rottura degli strati superficiali.

Il meccanismo d'abrasione è diverso secondo la durezza superficiale e la "elasticità" del materiale, ma anche questo non può assolutamente essere generalizzato.

Si sono condotti diversi studi, tesi sia a verificare l'effettivo comportamento delle particelle solide nelle tubazioni, la relativa quantità è sempre indeterminata e comunque estremamente variabile, sia i meccanismi di sedimentazione e di autopulizia nelle condotte che hanno una stretta relazione col fenomeno. Sono disponibili in letteratura sia dati di prova ma anche dati reali; in genere, per la variabilità dei parametri del fenomeno [parliamo di tipo e materiale del particolato e relativa velocità di sedimentazione, velocità di flusso, pendenza, presenza o meno di camerette, dei parametri meccanici e della scabrezza iniziale della superficie interna del tubo, ecc.] è difficile raggiungere conclusioni univoche.

Nel campo delle fognature, solo il grès deve sottostare a prove d'usura (EN 476) poiché le eventuali imperfezioni della superficie vetrificata possono innescare abrasioni localizzate.

Per quanto concerne il PE, si può affermare che, a parità di condizioni, esso presenta migliori caratteristiche di resistenza all'abrasione rispetto ad altri materiali. Quanto detto è stato evidenziato con prove specifiche, condotte in particolare presso l'Istituto per le Materie Plastiche di Darmstat e da alcuni produttori, ma soprattutto dalla durata in esercizio di tubazioni convoglianti scorie minerarie.

Un'indicazione si trova nei risultati delle prove intese a determinare i tempi necessari alla rimozione pari quantità di materiale dalla parete interna per diversi materiali, a parità di condizioni (sabbia in acqua, rapporto 15/85%, velocità 10 m/s):

cemento:	20 ore
acciaio:	34 ore
PVC:	50 ore
grès:	60 ore
PE:	100 ore.

Comportamento in temperatura e dilatazione termica

Secondo prEN 13476-1, tubazioni e raccordi secondo la norma sono idonei a resistere alla temperatura in accordo con quanto indicato nella norma EN 476 e cioè a 45 °C per diametri fino a 200 mm ed a 35°C per i diametri superiori.

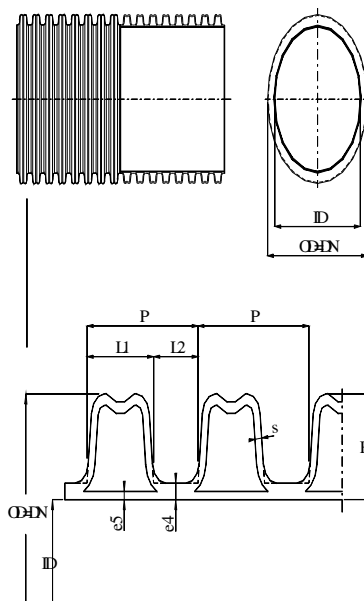
Il PE presenta un coefficiente di dilatazione lineare generalmente pari a $(1,7 \div 2) \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. La variazione dimensionale sui tubi strutturali non fa parte dei requisiti di norma, se non in quanto causa di delaminazioni o screpolature. La dilatazione può tuttavia essere un fattore significativo per la installazione, in quanto si potrebbero creare, in conseguenza ad errori nel corso della stessa, tensioni anomale o sfilamento dei giunti. Occorre quindi tenere conto della dilatazione in fase di posa e ricoprimento.

Si può affermare tuttavia che, in generale, un tubo strutturato presenta una dilatazione lineare inferiore a quella del materiale e dei tubi a parete piena. Tale affermazione si basa sul fatto che la struttura presenta valori del coefficiente di dilatazione uguali su tutta la superficie esposta, ma la espansione o contrazione è contrastata parzialmente dagli elementi della struttura stessa e si sviluppa maggiormente in direzione radiale. Si sono eseguite alcune prove di laboratorio su tubazioni in PEAD costolate per verificarne il comportamento nei riguardi della dilatazione. I provini sono stati condizionati a -10 e +70 °C e la lunghezza confrontata con i valori misurati a temperatura ambiente e con quelli di un campione della stessa lunghezza di tubo estruso dello stesso diametro e materiale. L'allungamento è risultato in media inferiore del 50% a quello del tubo estruso. Si dovrebbe poter affermare che il coefficiente di dilatazione apparente è dell'ordine di grandezza di $1 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Sono state inoltre condotte prove per la verifica della variazione del diametro esterno in funzione della temperatura.

Per il complesso meccanismo della dilatazione longitudinale e di quella della costola, si è rilevato che, sia a -10 che a +70 °C, lo scostamento dal valore iniziale a temperatura ambiente non supera il $\pm 0,5 \%$.

La tubazione costolata reagisce quindi agli sbalzi termici meno del tubo estruso.

Il profilo



in cui :

- ID : diametro interno
- e5 : spessore minimo normalizzato
- P : passo della corrugazione

Per tutti i diametri risulta $L1 > L2$. I valori di ID e quindi quello di H, pur ricadendo nei limiti di normalizzazione, derivano da una scelta del produttore in funzione del tipo di produzione.

La caratteristica struttura ad onda o doppio arco della parte superiore della costola, che si trova per i diametri > 250 mm, è determinata dal tipo della attrezzatura di produzione, basata su una tecnologia molto sofisticata. La struttura con costola larga offre la possibilità di modificare la rigidità circonferenziale, entro i limiti $SN = 4-8$ kPa, agendo prevalentemente sullo spessore "s" della corrugazione.

5.1.5 Calcolo idraulico

Per la verifica idraulica della tubazione si ricorre alla formula di Chézy utilizzando il coefficiente di scabrezza di Strickler.

La verifica viene effettuata nella sezione più critica e si ipotizza la portata massima di 3,028 l/s pari a 6,54 volte la portata media nera.

La tubazione in progetto presenta un diametro interno pari a 218 mm, mentre il diametro esterno è di 250 mm.

Nel punto più critico la sua pendenza è del 2,7% (0,027) mentre il coefficiente di scabrezza di Strickler cautelativamente può essere assunto $k = 80$ (tubazioni in PEAD in servizio da più anni).

Si procede quindi al calcolo dell'altezza di moto uniforme per le varie portate convogliabili dalla tubazione utilizzando la formula di Chezy:

$$Q(h) = A(h) \cdot C(h) \cdot \sqrt{R(h) \cdot i}$$

in cui:

R è il raggio idraulico

C è un coefficiente di scabrezza che secondo la formula di Strickler è espresso dalla relazione: $C = k R^{1/6}$

Dai calcoli effettuati si ottiene la seguente scala delle portate

Diametro interno tubazione	0,218 m
Scabrezza di Strickler	80,000 m ^(1/3) /s
Pendenza canale (tratto critico)	0,0270 adimensionale
Intervallo delle altezze	0,020 m

h (m)	Q (l/s)	Q (mc./s)	V (m/s)	h/D	β (rad.)	A (mq.)	P (m)
0,01	0,28173793	0,0003	0,459	4,59%	0,86339	0,00061	0,09411
0,03	2,86842093	0,0029	0,926	13,76%	1,52019	0,00310	0,16570
0,05	8,13751472	0,0081	1,260	22,94%	1,99766	0,00646	0,21775
0,07	15,7435332	0,0157	1,522	32,11%	2,40977	0,01035	0,26267
0,09	25,1760681	0,0252	1,731	41,28%	2,79118	0,01454	0,30424
0,11	35,8147757	0,0358	1,897	50,46%	3,15994	0,01888	0,34443
0,13	46,9408526	0,0469	2,022	59,63%	3,52934	0,02321	0,38470

0,15	57,7231117	0,0577	2,108	68,81%	3,91286	0,02739	0,42650
0,17	67,1645827	0,0672	2,151	77,98%	4,32948	0,03123	0,47191
0,19	73,9311819	0,0739	2,141	87,16%	4,81703	0,03452	0,52506
0,21	75,45437	0,0755	2,046	96,33%	5,51216	0,03688	0,60083
0,031	3,0700996	0,0031	0,945	14,22%	1,54664	0,00325	0,16858

Pertanto, considerata la portata idrica precedentemente assunta a base di calcolo ($q_{\max} = 3,028$ l/s), l'altezza di moto uniforme nel tratto più critico con pendenza del 2,7% risulta pari a circa 31 mm.

5.1.6 Utilizzo ed installazione

Riacciandoci a quanto affermato precedentemente, una corretta installazione è, insieme alla qualità ed alle caratteristiche del materiale tubolare, uno dei punti chiave del risultato finale.

5.1.7 Manicotti

I manicotti sono conformi a quanto indicato nel prEN 13476–1 e sono provati in conformità alle prescrizioni delle prEN 13476–1 stesse.

Le prescrizioni per i manicotti sono perfettamente analoghe a quelle per i tubi.

L'elemento geometrico determinante è il diametro interno che deve essere congruente con il diametro esterno della tubazione; sono indicati diametri e la tolleranza per i manicotti destinati sia ai tubi con normalizzazione sul diametro esterno che a quelli con normalizzazione sul diametro interno.

Il manicotto ha lunghezza tale da permettere l'inserimento di almeno 2 - 3 costole per parte, in modo da assicurare la coassialità delle tubazioni.

L'eventuale deviazione orizzontale o verticale, che negli altri tipi di tubazioni con giunti a bicchiere viene permessa dallo scostamento angolare nel giunto stesso, viene assicurata dalla possibile curvatura del corpo della tubazione, mentre il manicotto assicura il fissaggio assiale senza deformazioni anomale della guarnizione.

La guarnizione è realizzata su specifico disegno, già ampiamente collaudato e sempre rispondente alle prescrizioni della normativa.

Essa è alloggiata tra le prime due costole che seguono la testata del tubo, con il labbro rivolto nella direzione opposta a quello di infilaggio.

Oltre ad assicurare la tenuta dall'interno verso l'esterno, verificata a pressioni ben superiori a quelle minime di norma anche in condizioni di schiacciamento sotto carico, il labbro rivolto verso l'esterno assicura una resistenza ottimale alle infiltrazioni dovute all'acqua di falda, che sono particolarmente pericolose per la gestione degli impianti di trattamento.

La particolare forma e posizione della guarnizione e la lunghezza del manicotto garantiscono che in fase di infilaggio la guarnizione non venga danneggiata né si possa verificare una deviazione angolare tale da causare deformazioni differenziate e quindi perdite.

L'infilaggio del manicotto deve avvenire previa lubrificazione dell'interno del manicotto.

L'infilaggio deve essere eseguito con leve o comunque con spinta costante o tiro assiale, accertandosi del corretto imbocco ed evitando di dare martellate che possono danneggiare guarnizione e manicotto.

La guarnizione, contrariamente a quanto avviene in altri tipi di collegamento, si trova in posizione protetta. Il materiale presenta comunque un'adeguata resistenza alla eventuale

abrasione che si potrebbe verificare in conseguenza di fenomeni vorticosi per difettoso avvicinamento delle testate del tubo .

5.1.8 Scarico ed immagazzinamento in cantiere

Lo scarico deve avvenire o direttamente con l'intero bancale o separatamente, per i piccoli diametri anche a mano.

Occorre porre attenzione ad evitare l'uso di ganci alle estremità (evita danni alle testate e curvature eccessive dovute al tiro angolare; eventualmente andrebbe usato un bilancino).

È consigliabile sempre l'uso di fasce in materiale non abrasivo o di funi in canapa.

Il primo strato di tubazioni, poggiante sul terreno si deve sistemare su uno strato uniforme in maniera di evitare possibili danni alla superficie esterna del tubo e flessioni longitudinali.

5.1.9 Letto di posa

Buona norma è realizzare un letto di sabbia di piccola pezzatura, mai materiale di cava che presenta spigoli vivi, con uno spessore di almeno due volte l'altezza di parete del tubo. Come per tutti gli altri tipi di tubo, è anche importante realizzare un buon appoggio del tubo stesso, in relazione alla influenza che l'angolo di supporto ha sulla deformazione.

L'appoggio comunque può anche realizzarsi in fase di compattazione dei primi strati, purché la compattazione venga eseguita senza sollevare il tubo.

5.1.10 Scavi

Se si esamina la normativa europea (soprattutto tedesca) si vede che la configurazione degli scavi per l'alloggiamento di fognature deve rispettare ben precise prescrizioni.

L'unica raccomandazione che si può dare ragionevolmente in merito è quella di prescrivere la trincea stretta, massimo 2-3 volte il diametro, almeno fino ad 1 m sopra la generatrice superiore del tubo.

Le pareti devono essere il più possibile verticali, almeno in tale zona, ed eventualmente stabilizzate con sbadacchiature o palancole, per la protezione del personale che lavora nello scavo.

In sede di posa particolare attenzione va posta alle eventuali dilatazioni, anche se l'allungamento del tubo è nettamente inferiore (circa il 50%) a quello dei tubi estrusi a parete piena.

5.1.11 Installazione

Nel caso di collegamento con manicotti, potrebbero teoricamente presentarsi fenomeni di sfilamento. Occorre avere in questo caso l'avvertenza di bloccare con un riempimento parziale il tubo ogni 30/40 m e, previo controllo degli eventuali movimenti, completare il riempimento dello scavo nelle ore più fresche della giornata.

È comunque da tenere presente che, una volta effettuato correttamente il riempimento, non sono prevedibili spostamenti in senso longitudinale in quanto il terreno compattato attorno alle costole "frena" qualsiasi effetto della dilatazione.

5.1.12 Installazione di pozzetti e collegamento agli stessi

Per il collegamento a pozzetti realizzati tradizionalmente in calcestruzzo, si ricorre a particolari accorgimenti, sia con guarnizione inversa fissata nel foro di passaggio predisposto nel pozzetto prefabbricato, sia con pezzi speciali inseriti in fase di getto nella parete del pozzetto stesso.

5.1.13 Riempimento dello scavo

Il riempimento dello scavo costituisce la parte più delicata ed importante del lavoro di installazione di tutti i tubi da fognatura. Abbiamo visto come un riempimento senza adeguata compattazione influisca negativamente sia sui tubi rigidi che sui tubi flessibili.

Si è visto altresì come una compattazione eseguita senza i necessari accorgimenti possa portare a rotture, si sono visti, ad una ispezione televisiva eseguita dopo l'installazione, collettori in cemento, grès e anche PVC distrutti prima ancora di entrare in esercizio.

Indipendentemente dal tipo di tubo, il riempimento dello scavo va eseguito con una corretta compattazione a strati successivi, seguendo la prEN 1295.

Nel caso specifico, per non per non imbattersi durante le fasi di scavo in trovanti rocciosi di complessa e costosa rimozione, si è ritenuto opportuno contenere la profondità a soli 80 cm. Tale scelta determina la necessità di calottare la tubazione con idoneo getto di calcestruzzo al fine di prevenire qualsiasi tipo di schiacciamento dovuto al transito di mezzi anche pesanti lungo la strada di collegamento della frazione Coggia.

Non si prevede pertanto di riutilizzare il materiale di scavo per il reinterro, che sarà quindi ricollocato presso idoneo impianto regolarmente autorizzato nel rispetto del D.Lgs. 152/2006 (Norme in materia ambientale).

5.1.14 Collaudo idraulico

Premesso che le giunzioni con manicotto rispondono alle prescrizioni della prEN 13476-1 e quindi resistono alle pressioni di collaudo anche in presenza di deformazioni, è necessario porre attenzione a non causare deformazioni iniziali rilevanti in fase di riempimento e compattazione.

È sempre opportuno eseguire un collaudo idraulico di tenuta sulla condotta installata.

Il collaudo idraulico può essere effettuato con la chiusura con tappi amovibili di tratti di condotta, sottoposti successivamente a pressione statica applicata con piezometro o con pompa da collaudo a 0,5 bar o maggiore in accordo con il tipo di tubazione e di accoppiamento.

Nell'esecuzione con manicotti, una condotta ben installata resiste senza problemi anche a lungo termine a pressioni di 0,5 bar, come richiesto dalla norma.

Ciò in quanto subentrano fenomeni di dilatazione che causano l'abbassamento della pressione di prova anche in assenza di perdite.

5.2 Impianto di depurazione

I liquami da trattare sono di origine civile (acque nere) provenienti da un insediamento residenziale di circa 200 abitanti equivalenti (massima potenzialità).

La produzione di reflui dei piccoli centri residenziali è caratterizzata da grosse variazioni nell'arco della giornata sia di carico idraulico, sia organico. Le portate da trattare possono quindi subire fluttuazioni sia nell'arco giornaliero, sia stagionale.

Per questo motivo gli impianti a fanghi attivi a schema tradizionale (ossidazione - sedimentatore), che devono essere alimentati con una portata costante nell'arco delle 24 ore, presentano grosse difficoltà di funzionamento in corrispondenza dei picchi di portata nelle ore centrali e serali della giornata, con conseguente fuoriuscita di fanghi e comunque con un effluente fuori dei limiti previsti dalla normativa vigente.

Alla luce di ciò e con lo scopo di semplificare gli interventi ed ottimizzare l'investimento si ritiene opportuno proporre la seguente soluzione che prevede la realizzazione di un impianto di trattamento a fanghi attivi con reattore a ciclo discontinuo (batch).

Il sistema adottato è quello biologico a fanghi attivi in cui la depurazione delle acque avviene ad opera di microrganismi aerobici che si nutrono delle sostanze organiche contenute nelle acque reflue.

Il reattore a Batch si caratterizza per il fatto che le due principali funzioni degli impianti a fanghi attivi, ossidazione biologica e chiarificazione finale, avvengono nello stesso bacino secondo fasi operative orientate nel tempo in modo predefinito.

La grande flessibilità di questi reattori consente di soddisfare differenti esigenze, lo stesso sistema, è infatti in grado di operare a regime intensivo, con elevati carichi in ingresso o a regime minimo consentendo una notevole semplicità operativa e di conduzione, oltre a ridurre i costi di gestione.

La fase di sedimentazione si realizza spegnendo il sistema di aerazione dei liquami per cui la situazione di quiete all'interno della vasca di ossidazione determina la precipitazione dei fanghi attivi sul fondo della vasca e lascia in superficie l'acqua depurata che viene avviata allo scarico mediante una pompa sommersa. L'aerazione prolungata, determina la produzione di fanghi stabilizzati che quindi non necessitano di altri trattamenti biologici prima di essere smaltiti.

Sono previste tutte le automazioni necessarie per un funzionamento sicuro e corretto e per ridurre al minimo l'intervento degli operatori.

Tutte le apparecchiature elettromeccaniche sono di primarie Ditte presenti sul mercato nazionale e pertanto risultano di facile reperibilità eventuali pezzi di ricambio necessario e/o la macchina completa.

Le apparecchiature elettromeccaniche, elettriche, quadri elettrici, ecc..., soddisferanno le normative e regolamenti vigenti.

Dati di progetto

Il dimensionamento dell'impianto proposto è stato formulato sulla scorta dei seguenti "parametri di dimensionamento" relativi ai liquami affluenti all'impianto:

• Tipo di liquame	domestico
• Tipo di fognatura	Mista (nere e grigie)
• Nr. Totale Abitanti equivalenti	200
• Dotazione idrica procapite	250 litri/a.e. x g
• Coefficiente di afflusso	0,8
• Portata giornaliera Qd	40,0 m ³ /d
• Portata media oraria Qm	1,667 m ³ /h
• Portata di punta Qp (5Qm)	10,90 m ³ /h
• Carico organico	60 g BOD5/Ab x g
• Carico organico giornaliero	12,0 Kg BOD5/g

- | | |
|--|------------------------------|
| • Carico azoto ammoniacale | 12 g NH ₃ /Ab x g |
| • Carico azoto ammoniacale giornaliero | 2,4 Kg NH ₃ /g |

Il valore del pH viene considerato nel range 6,5 - 8,5.

L'impianto e tutti i suoi comparti sono dimensionati per trattare le sole acque di processo. Eventuali acque meteoriche provenienti dai piazzali o da pluviali non potranno essere addotte all'impianto.

Vantaggi dei reattori SBR

- Sono reattori particolarmente adatti per trattamento di reflui con scarico discontinuo;
- Gli SBR non presentano problemi di vie preferenziali (short circuiting) e la fase di sedimentazione avviene a velocità ascensionale nulla, e ciò garantisce un'elevata efficienza di separazione;
- La durata della fase di sedimentazione può essere variata in funzione delle caratteristiche di sedimentabilità del fango. La superficie di sedimentazione è pari alla superficie dell'intero reattore, normalmente il carico di solidi per unità di superficie è quindi estremamente ridotto;
- Flessibilità di funzionamento della fase di reazione che può essere modificata semplicemente variando i tempi di durata e le modalità di conduzione. Può essere infatti condotta in ambienti differenti, consentendo l'attuazione della rimozione delle sostanze carboniose, dell'azoto (nitrificazione/denitrificazione) e del fosforo;
- L'alternanza delle condizioni di processo è di estrema importanza ai fini della selezione di una comunità microbica con buone caratteristiche di sedimentabilità. Anche se non è possibile affermare con assoluta certezza che tali condizioni di processo sfavoriscono, in tutti i casi, la crescita di batteri filamentosi, esistono evidenze sperimentali che dimostrano la elevata sedimentabilità e resistenza agli shock del fango attivato di reattori SBR;
- Assenza di pompe per il ricircolo dei fanghi; questi ultimi sono sempre presenti nel reattore e ciò consente un netto guadagno in termini di volume di sedimentazione;
- Efficienza di ossigenazione molto elevata perché la fase di reazione ha inizio con concentrazioni di ossigeno prossime allo zero e conseguente efficienza di scambio pari al 30%.

5.2.1 Descrizione particolareggiata dell'impianto di depurazione

L'impianto sarà costituito dai seguenti comparti:

- Decantazione iniziale "Imhoff";
- Accumulo aerato e sollevamento liquami;
- Trattamento biologico SBR;
- Ispessimento fanghi di supero.

Decantazione iniziale "Imhoff"

La decantazione iniziale sarà realizzata mediante una vasca di sedimentazione (Imhoff) che permette una decantazione e flottazione del particolato influente all'impianto senza problemi di intasamento e pulizie frequenti (indicativamente si dovrà svuotare tale

comparto circa 2 volte l'anno con autobotte di spurgo). Tale soluzione limiterà inoltre il passaggio del "particolato" grossolano non desiderato ai comparti successivi.

Accumulo aerato e sollevamento liquami al trattamento biologico

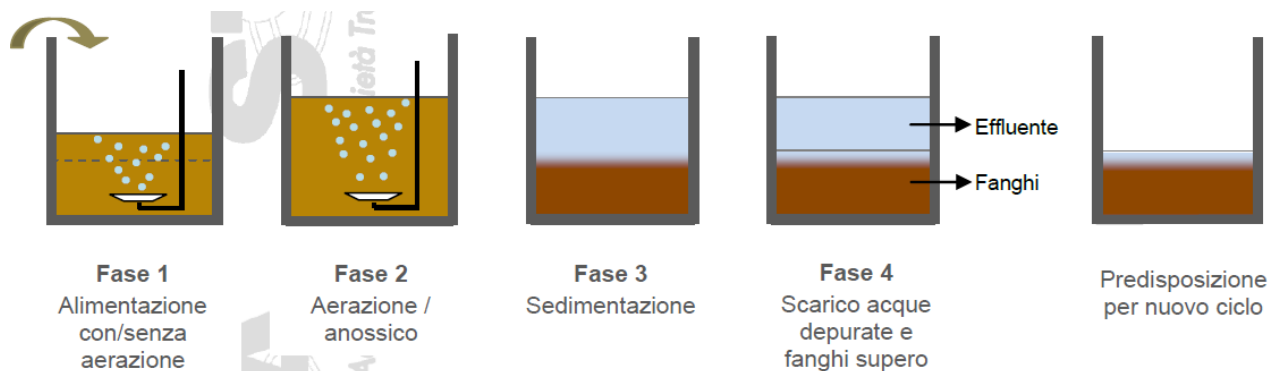
Tale comparto è fondamentale per una realtà di insediamento residenziale in cui la maggior parte dei reflui adottati al trattamento sono discontinui e concentrati solamente in alcune ore della giornata.

La sezione di accumulo ha la funzione di "smorzare" le punte di carico idraulico, omogeneizzare il carico organico e inviare a portata costante (tramite delle pompe di sollevamento) al trattamento biologico. L'accumulo sarà inoltre aerato per non creare fenomeni anossici del liquame tal quale in stazionamento che darebbero luogo ad odori molesti.

Trattamento biologico SBR

Il comparto, funzionando ad ossidazione totale, raggiunge, mediante una ossigenazione intensiva e prolungata del liquame attivato dalle colonie di fanghi attivi, la completa depurazione del refluo da trattare e la stabilizzazione (cosiddetta digestione tecnica) dei fanghi del processo biologico.

In un sistema SBR il ciclo di trattamento è suddiviso in 4 distinti periodi temporali, cui corrispondono diverse fasi del processo: Alimentazione, Reazione, Sedimentazione e Scarico.



Il controllo del sistema è realizzato mediante sensori di livello collegati ad un timer che gestisce anche le pompe di alimentazione, di spurgo dei fanghi e la pompa di svuotamento.

Per il processo di ossidazione è necessaria una fornitura di ossigeno che viene erogata a mezzo di un sistema di insufflazione di aria posto sul fondo della vasca.

Il sistema di distribuzione e scambio dell'aria è realizzato con una serie di diffusori a membrana a bolle fini in EPDM ad alto rendimento.

Tali diffusori sono particolarmente adatti per realizzare sistemi di diffusione aria. Il diffusore è costituito da una membrana in elastomero opportunamente fustellata. In tal modo al venire meno dell'aria insufflata le fessure si richiudono e la membrana si appoggia sul supporto sottostante facendo tenuta idraulica, al riavviarsi dell'elettrosoffiatore le fessure si riaprono rimuovendo le eventuali impurità presenti sul diffusore. La scelta di questo tipo di diffusore comporta i seguenti vantaggi:

- non sono intasabili (anche con il temporaneo arresto del sistema di insufflazione) in quanto dotati di membrana microforata in grado di assicurare la chiusura dei vari passaggi in caso di non aerazione.
- non si usurano e non cambiano la loro capacità di ossigenazione nel tempo,
- hanno grosse rese nel trasferimento dell'ossigeno.

Il sistema di funzionamento viene ottenuto automaticamente asservendo la logica dell'elettrosoffiatore dal quadro elettrico di automazione a programmatori a tempo regolabili in modo da poter adeguare gli intervalli di funzionamento alle variazioni dei fabbisogni.

Terminata la fase di aerazione viene attivato il ciclo di scarico dell'acqua depurata, tale fase inizia dopo due ore dal fermo dell'elettrosoffiatore per permettere la sedimentazione del fango sul fondo della vasca di trattamento biologico. Lo scarico delle acque depurate viene effettuato da una pompa sommersa posizionata ad una opportuna quota nella vasca di ossidazione, oppure accoppiata ad un particolare dispositivo di galleggiamento. L'accensione e lo spegnimento dell'elettropompa viene comandato da un programmatore giornaliero e da due regolatori di livello del tipo a sonda con interruttore incorporato, muniti di contrappeso, completi di cavo elettrico, staffa di sostegno e particolari vari per la funzionale posa in opera. I fanghi così detti di "supero" che si depositano sul fondo del comparto della vasca verranno estratti ogni giorno automaticamente con un'apposita pompa di sollevamento che provvederà ad inviarli al comparto di ispessimento

Ispessimento fanghi

Per i fanghi di supero dal processo di depurazione è previsto un trattamento di ispessimento finalizzato ad una riduzione del contenuto di acqua nei fanghi, passando da una concentrazione di scarico al 1% ad una concentrazione dopo ispessimento del 2% circa. I fanghi ispessiti, che si depositano sul fondo della vasca, verranno estratti periodicamente in base alle necessità funzionali del comparto da una autobotte.

Impianto elettrico

I comandi ed i controlli delle varie apparecchiature saranno raggruppati e cablati in un unico quadro elettrico generale.

Il quadro elettrico di comando sarà dotato di tutti gli automatismi necessari per garantire l'automazione ed il funzionamento dell'impianto.

L'impianto elettrico comprenderà anche i collegamenti elettrici dal quadro generale a tutte le utenze, effettuati con cavi di adeguata sezione, completo di tubi di contenimento, tubi flessibili, cassette di derivazione, staffaggi e particolari vari.

Controllo e manutenzione

Il funzionamento dell'impianto é completamente automatizzato e controllato tramite PLC.

L'unico intervento necessario è costituito dall'asportazione periodica dei fanghi di supero, oltre che un controllo periodico generale dell'impianto e le determinazioni analitiche previste.

Descrizione particolareggiata, layout

Data l'ubicazione dell'impianto ed il contesto si opta per una soluzione con vasche in PE (polietilene) questo per facilitare i trasporti e le operazioni di posa dell'impianto di depurazione.

La fornitura è quindi costituita da un impianto di trattamento degli scarichi acque reflue civili derivanti, Sequential Batch Reactor 200 (fino a 200 AE con dotazione idrica pari a 250), prefabbricato in polietilene formato da una fase di pre-trattamento scarichi, una fase di accumulo/egualizzazione ed una di ossidazione/nitrificazione dei liquami tramite diffusione di aria a bolle fini ad opera di un compressore a membrana, una fase di denitrificazione in condizioni anossiche ed una fase di sedimentazione. Il sistema, è composto da:

- n.1 comparto di pretrattamento di decantazione primaria tipo *Fossa Biologica Settica*, prefabbricata in polietilene lineare monoblocco ad alta densità HDPE, con geometria cilindrica orizzontale rinforzata mediante costolature radiali, adatto a trattare i reflui provenienti da utenze civili e garantito per la tenuta idraulica, l'idoneità strutturale e la tenuta a corrosione passante è dimensionato per un utenza variabile fino a 200 A.E. La fossa Settica, della capacità di circa 31.000 litri, ha dimensioni in cm: l = 214, L= 950, H= 228, completa di coperchi in PVC per l'ispezione/prelievo 500x500 mm (n.5 totali), di tronchetti in ingresso ed in uscita in PVC (Ø200mm), con guarnizione esterna in neoprene brevettata. La fossa di decantazione è fornita pronta per la posa in opera.
- n.1 comparto di accumulo/egualizzazione, costruito in HDPE con geometria cilindrica orizzontale rinforzata mediante costolature radiali. Struttura a comparti stagni dotati di setti di rinforzo, accoppiati mediante flangiatura esterna non comunicante con il volume di stoccaggio del serbatoio volume pari a 21.000 litri circa, con n.3 coperchi di ispezione 500x500 mm.. L'egualizzazione è completa di:
 - n.2 elettropompe sommergibili con girante a vortice per il sollevamento dei liquami, aventi albero realizzato in acciaio inossidabile, motore monofase, grado di isolamento H, grado di protezione IP68, dotata di tenuta per il perfetto isolamento tra il motore elettrico ed il liquido pompato, tenuta inferiore meccanica carburo di silicio, aventi le seguenti caratteristiche: potenza 1,1 kW, tensione trifase - 380 V 50 Hz, mandata DN 50, n.2 valvole di ritegno DN 50 in PVC, n.2 valvole a sfera DN 50 in PVC, n.1 collettore di mandata in PVC DN65 a bordo vasca;
 - n.3 interruttori a galleggiante a variazione di assetto, completi di 10 m di cavo elettrico;
 - n.1 soffiante a canale laterale realizzata con corpi e giranti in lega di alluminio, in monoblocco, con giranti calettate direttamente sull'asse motore, completa di motore elettrico monofase, protezione IP 54, costruito secondo le norme IEC, dotata di filtro a cartuccia e valvola di sicurezza potenza 1,1 kW tensione 400 V trifase;
 - n.1 sistema di diffusione aria operata attraverso n.24 membrane a bolle fini in EPDM, completi di tubazioni in PVC, raccorderia ed organi di regolazione, per linee di distribuzione aria per percorsi interni alla vasca
- n.1 reattore biologico SBR, realizzato in n.2 serbatoi costruiti in HDPE con geometria cilindrica orizzontale rinforzata mediante costolature radiali. Struttura a comparti stagni dotati di setti di rinforzo, accoppiati mediante flangiatura esterna ciascuno di

dimensioni in cm 210x800x230 ed opportunamente collegati per un volume complessivo pari a 50.000 litri circa e dotati di n.2 coperchi di ispezione Ø620 mm. L'impianto è fornito pronto per la posa in opera. L'insufflazione d'aria per la fase di ossidazione è operata attraverso n.24 membrane a bolle fini in EPDM alimentate da un compressore esterno a canali laterali. Il sistema è dotato di una pompa sommersa con girante a vortice per lo scarico delle acque depurate e di una pompa sommersa per lo scarico dei fanghi. L'impianto è completo di:

- apparecchiature elettromeccaniche (compressore soffiante, pompa per svuotamento acque e pompa per svuotamento fanghi; potenza 5 kW, tensione 400 V);
 - interruttori di livello a galleggiante n.3;
 - quadro elettrico di comando e controllo completo di PLC.
- n.1 comparto di accumulo fanghi, costruito in serbatoio realizzato in HDPE con geometria rinforzata mediante costolature radiali di dimensioni in cm: I = 214, L = 347, H = 228, volume pari a 12.500 litri circa, con n.1 coperchio di ispezione 500x500 mm e completo di sistema di sfioro acque surnatanti

5.3 Muri di sostegno a gravità, verifiche geotecniche e strutturali

Per ricavare l'area pianeggiante presso cui sarà ubicato l'impianto di depurazione si dovrà procedere ad uno sbancamento dei terreni circostanti ed alla realizzazione di due muri perimetrale di sostegno in sasso del tipo a gravità.

I muri sono realizzati mediante blocchi di cava da reperire presso cave locali, l'altezza massima del terrapieno da sostenere è di circa 3 m, mentre la larghezza alla base è di 1 m e quella in sommità di 0,6 m.

Considerato il vincolo paesaggistico che grava sull'area interessata dall'intervento su indicazione specifica dell'ufficio tecnico del comune di Varzo è necessario provvedere al rivestimento delle parti in vista del muro di sostegno mediante blocchetti di pietra locale al fine di meglio armonizzare il manufatto con l'attuale contesto paesaggistico.

Si riassumono di seguito le verifiche tecniche eseguite nel rispetto delle vigenti N.T.C. delle costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, le quali hanno dato tutte esito positivo.

CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE DI MURI DI SOSTEGNO

CAMPO DI APPLICAZIONE

Terreni omogenei ed isotropi: spingente (1) - di fondazione (2)

Assenza di pressioni neutre - Condizioni di rottura drenate

Piano di posa fondaz. orizzontale; non si tiene conto dell'eventuale coesione del terreno spingente

Non si tiene conto della spinta passiva a valle

METODI DI CALCOLO

calcolo della spinta: teoria di Coulomb generalizzata

calcolo del carico limite del complesso fondazione-terreno: teoria di Prandtl-Cacquot-Terzaghi

stabilità globale: metodi di Fellenius e di Bishop

SISTEMA DI RIFERIMENTO

origine sull'estremo inferiore della fondazione di valle, asse x orizzontale verso monte, asse y verticale verso l'alto.

DATI DI INPUT

TIPOLOGIA E SEZIONE MURO

a gravità in muratura con sezione a gradonature

DATI GEOMETRICI

N° grad. B (m) H (m) R (m)

1 1 1

2 1 1 0,5

3 1 1 0,5

inclinazione pendio di monte i (°): 25

affond. piano di posa fondazione D (m): 0,6

spessore del magrone (m): 0,1

DATI GEOTECNICI TERRENI

peso dell'unità di volume del terreno spingente (kg/mc): 1800

peso dell'unità di volume del terreno di fondazione (kg/mc): 2500

angolo di resistenza al taglio terreno spingente (°): 35

angolo di resistenza al taglio terreno di fondazione (°): 35

angolo di attrito terrapieno-muro (°): 0

angolo di attrito muro-magrone o muro-terreno (°): 35

angolo di attrito magrone-terreno di fondazione (°): 40

coesione drenata terreno di fondazione (kg/mq): 0

DATI MATERIALE MURO

peso dell'unità di volume (kg/mc): 2500

peso dell'unità di volume del magrone (kg/mc): 0

tensione ammissibile a compress. (kg/cm²): 95

DATI ALTRI CARICHI

sovraccarico uniform. ripartito q (kg/mq): 0

sovraccarico q saltuario? Falso

presenza di sisma: Vero grado di sismicità, S: 6

DATI DI OUTPUT

1) AREE, PESI E BRACCI (rispetto all'origine del sist. di riferimento)

1.1) Manufatto

elem.	area (mq)	peso (kg)	Xg (m)	Yg (m)
1	1	2500	0,5	0,5
2	1	2500	1	1,5
3	1	2500	1,5	2,5
tot.	3	7500		

1.2) Terreno di riporto sopra la fondazione

elem.	area (mq)	peso (kg)	Xg (m)	Yg (m)
2	-1	-1800	1,25	2
3	-0,5	-900	1,75	2,5
4	0,23	420	1,33	2,84
tot.	-1,27	-2280		

COMBINAZIONE DI CARICO 2: presenza di sisma - assenza di sovraccarico

2) SPINTE AI FINI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE (piano di posa della fondazione)

2.1) Spinta effettiva attiva in condizione statiche

coeff. di spinta attiva K_a : 0,378479

spinta dovuta al terrapieno, S_a (kg): 2187

componente orizzontale (kg): 2187

braccio componente orizzontale (m): 0,84

componente verticale (kg): 0

braccio componente verticale (m): 1

spinta complessiva, S_a (kg): 2187

2.2) Effetti del sisma

coeff. di spinta dinamico K_{ad} : 0,425488

incremento di spinta attiva (kg): 270

componente orizzontale (kg): 270

braccio componente orizzontale (m): 1,69

componente verticale (kg): 0

braccio componente verticale (m): 1

forza d'inerzia F_i (kg): 209

braccio (m): 1,26

3) VERIFICHE GEOTECNICHE (rispetto al piano di posa della fondazione)

3.1) Verifica al ribaltamento rispetto all'estremo di fondazione di valle

momento ribaltante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 2566

momento stabilizzante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 4235

coeff. di sicurezza ($\geq 1,5$): 1,65

verifica soddisfatta

3.2) Verifica allo scorrimento

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro (kg): 2665

componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro (kg): 5220

coeff. di sicurezza sup. separazione muro-magrone o muro-terreno ($\geq 1,3$): 1,37

verifica soddisfatta

3.3) Verifica parzializzazione base muro

eccentricità (m): 0,18

$B/6$ (m): 0,17

base del muro parzializzata ma in presenza di carichi accidentali: verifica soddisfatta

3.4) Verifica al carico limite

q_{lim} (kg/cm^2): 2,27

Q_{lim} (kg): 14520

carico di esercizio R_v (kg): 5220

coeff. di sicurezza (≥ 2): 2,78

verifica soddisfatta

3.5) Verifica alla stabilità globale

coordinate centro e raggio cerchio di rottura (m): $X_c = 1$; $Y_c = 5,27$; $R_c = 5,37$

coefficiente di sicurezza col metodo di Fellenius ($\geq 1,3$): 1,17

coefficiente di sicurezza col metodo di Bishop ($\geq 1,3$): 1,44

4) VERIFICHE STRUTTURALI

posizione sezione rispetto alla testa del muro (m): 2

spinta complessiva dovuta al terrapieno e al sovraccarico, S_a (kg): 1063

momento ribaltante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 935

momento stabilizzante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 2747
coeff. di sicurezza al ribaltamento ($\geq 1,5$): 2,94
verifica soddisfatta
componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 1363
componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 4205
coeff. di sicurezza alla traslazione (≥ 1): 2,16
verifica soddisfatta
sezione non parzializzata ($e=0,07\text{m}$; $B/6=0,17\text{m}$)
tensione massima nel materiale (kg/cmq): 0,59
verifica allo sforzo normale eccentrico soddisfatta
posizione sezione rispetto alla testa del muro (m): 1
spinta complessiva dovuta al terrapieno e al sovraccarico, S_a (kg): 341
momento ribaltante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 192
momento stabilizzante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 1250
coeff. di sicurezza al ribaltamento ($\geq 1,5$): 6,53
verifica soddisfatta
componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 483
componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 2500
coeff. di sicurezza alla traslazione (≥ 1): 3,63
verifica soddisfatta
sezione non parzializzata ($e=0,08\text{m}$; $B/6=0,17\text{m}$)
tensione massima nel materiale (kg/cmq): 0,36
verifica allo sforzo normale eccentrico soddisfatta

COMBINAZIONE DI CARICO 4: assenza di sisma - assenza di sovraccarico

2) SPINTE AI FINI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE (piano di posa della fondazione)

2.1) Spinta effettiva attiva in condizioni statiche

coeff. di spinta attiva K_a : 0,378479
spinta dovuta al terrapieno, S_{at} (kg): 341
componente orizzontale (kg): 341
braccio componente orizzontale (m): 0,33
componente verticale (kg): 0
braccio componente verticale (m): 1

spinta complessiva, S_a (kg): 341

3) VERIFICHE GEOTECNICHE (rispetto al piano di posa della fondazione)

3.1) Verifica al ribaltamento rispetto all'estremo di fondazione di valle

momento ribaltante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 114
momento stabilizzante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 1250
coeff. di sicurezza ($\geq 1,5$): 11,01
verifica soddisfatta

3.2) Verifica allo scorrimento

componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro (kg): 341
componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano alla base del muro (kg): 2500
coeff. di sicurezza sup. separazione muro-magrone o muro-terreno ($\geq 1,3$): 5,14
verifica soddisfatta

3.3) Verifica parzializzazione base muro

eccentricità (m): 0,05
 $B/6$ (m): 0,17
base del muro non parzializzata

3.4) Verifica al carico limite

q_{lim} (kg/cmq): 11,54
 Q_{lim} (kg): 104962
carico di esercizio R_v (kg): 2500
coeff. di sicurezza (≥ 2): 41,98
verifica soddisfatta

3.5) Verifica alla stabilità globale

coordinate centro e raggio cerchio di rottura (m): $X_c = 0,5$; $Y_c = 1,67$; $R_c = 1,77$
coefficiente di sicurezza col metodo di Fellenius ($\geq 1,3$): 2,63
coefficiente di sicurezza col metodo di Bishop ($\geq 1,3$): 3,55
verifica soddisfatta
posizione sezione rispetto alla testa del muro (m): 2
spinta complessiva dovuta al terrapieno e al sovraccarico, S_a (kg): 1063
momento ribaltante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 626
momento stabilizzante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 2747
coeff. di sicurezza al ribaltamento ($\geq 1,5$): 4,39
verifica soddisfatta
componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 1063
componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 4205
coeff. di sicurezza alla traslazione (≥ 1): 2,77
verifica soddisfatta
sezione non parzializzata ($e=0\text{m}$; $B/6=0,17\text{m}$)
tensione massima nel materiale (kg/cm^2): 0,43
verifica allo sforzo normale eccentrico soddisfatta
posizione sezione rispetto alla testa del muro (m): 1
spinta complessiva dovuta al terrapieno e al sovraccarico, S_a (kg): 341
momento ribaltante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 114
momento stabilizzante ($\text{kg}\cdot\text{m}$): 1250
coeff. di sicurezza al ribaltamento ($\geq 1,5$): 11,01
verifica soddisfatta
componente orizz. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 341
componente vertic. della risultante delle forze che si scaricano sulla sezione (kg): 2500
coeff. di sicurezza alla traslazione (≥ 1): 5,14
verifica soddisfatta
sezione non parzializzata ($e=0,05\text{m}$; $B/6=0,17\text{m}$)
tensione massima nel materiale (kg/cm^2): 0,32
verifica allo sforzo normale eccentrico soddisfatta

5.4 Impianto elettrico, opere di allacciamento alla rete pubblica

Al fine di alimentare il quadro elettrico dell'impianto di depurazione è necessario realizzare un cavidotto interrato all'interno dello stesso scavo che ospita le tubazioni della fognatura. La tubazione utilizzata per lo specifico scopo è di tipo corrugato e presenta un diametro 90 mm, risulta completamente calottata ed isolata dalla sottostante fognatura mediante un getto di calcestruzzo, mentre la lunghezza dal prevedibile punto di consegna (foto 6) all'area impianto è di circa 300m.



Foto 6 - Punto di allaccio alla rete ENEL

La figura seguente illustra il particolare circa le modalità di posa interrata del cavidotto.

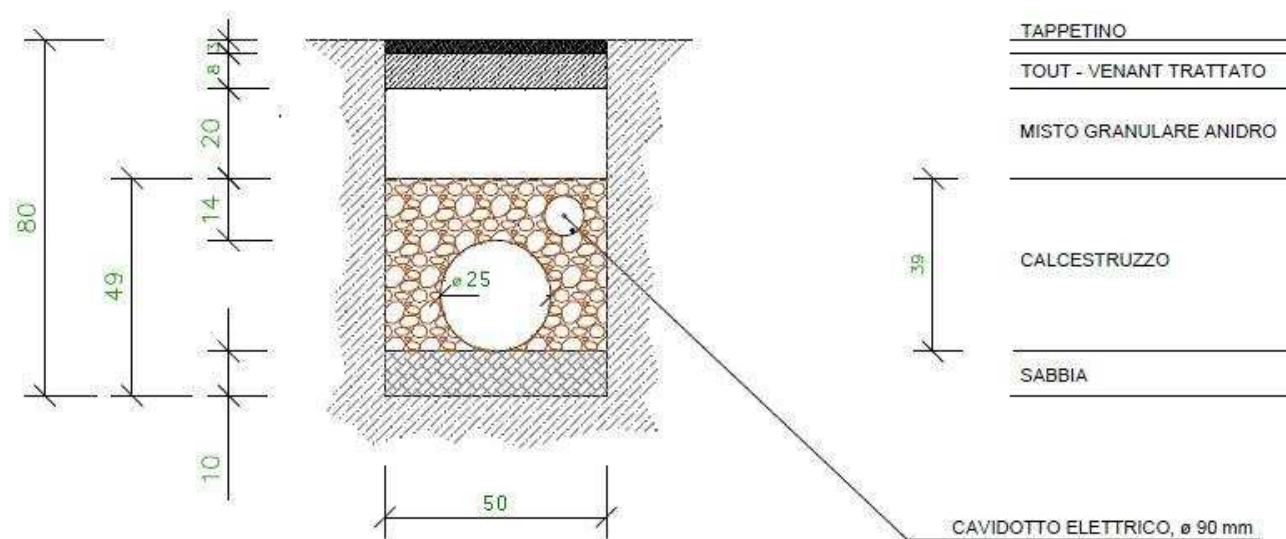


Fig.5 - Particolare scavo per posa cavidotto elettrico

In allegato alla presente relazione si riporta lo schema elettrico relativo alle opere di allaccio.

5.5 Possibili impatti sull'ambiente circostante

Per quanto riguarda il posizionamento dell'impianto di depurazione in progetto, di tipo **sequencing batch reactor** ed **interamente interrato**, si sono valutate tutte le possibili alternative circa la sua collocazione in considerazione della morfologia del territorio servito e tenendo in considerazione che la località risulta costituita da un aggregato cospicuo di case che dista ben oltre la fascia di rispetto dei 100 m prevista dall'allegato 5 della Delibera Ministero dei Lavori Pubblici 04.02.2016.

La nuova collocazione dell'impianto di depurazione risulta distare oltre 100 m anche dai rustici isolati presenti in zona.

Si evidenzia che l'impatto ambientale di tale tipo di impianto è paragonabile alla presenza di un semplice collettore fognario, ed in ogni caso considerato che risulta totalmente interrato non risulta neppure indispensabile provvedere al suo mascheramento in quanto del tutto invisibile. Durante il suo esercizio si esclude assolutamente la presenza di aerosol locali proprio perché interrato, e così pure le emissioni acustiche presso eventuali ricettori sensibili risultano del tutto trascurabili in quanto il compressore preposto all'aerazione del liquame risulta ubicato in idoneo locale insonorizzato e soprattutto per la distanza dalle abitazioni potenzialmente interessate.

Non si segnala la presenza di opere acquedottistiche nelle vicinanze, per cui l'impianto e le relative condotte in progetto risultano al di fuori delle fasce di rispetto ai sensi dell'art.96 del D.Lgs. 152/2008 e s.m.i. e del regolamento 15/R/2006 della regione Piemonte.

Si è provveduto a fare una misurazione di portata il giorno 04.04.2017, periodo di relativa magra del rio Blanco interessato allo scarico dell'impianto, da cui si è emerso un quantitativo d'acqua di circa 10 litri/sec. I rendimenti depurativi conseguiti da tale tipo di impianto e costantemente controllati e gestiti da idoneo software sono tali da non avere alcuna influenza negativa sul corso d'acqua che riceve lo scarico.

Si ribadisce che l'impianto è di tipo sequencing batch reactor che come ben evidenziato in tutta la letteratura sull'argomento costituisce la miglior scelta tecnico-economica per la depurazione di scarichi provenienti da piccolissime comunità che presentano quindi variazioni di carichi idraulici, organici, ecc.

I sistemi SBR consentono di regolare l'andamento del processo in funzione delle caratteristiche quantitative e qualitative del liquame influente, per cui possono considerarsi come impianti che funzionano in "stato non stazionario controllato"; ciò a differenza di quanto si verifica, di solito, per gli impianti convenzionali, progettati considerando condizioni stazionarie, riferite al valore medio della portata influente ed alle sue caratteristiche qualitative medie. Seguendo tale criterio, in questi ultimi impianti, si verifica che le esigenze dettate dalle punte di portata e di carico impongono, necessariamente, un incremento dei volumi, con ovvie conseguenze sui costi d'investimento; per di più, accade che l'impianto risulta, per buona parte del tempo, sottoalimentato, con ulteriori aggravii sui costi, dovuti agli sprechi energetici e alla possibilità di malfunzionamenti, quali lo sviluppo di fenomeni di bulking filamentoso e le disfunzioni nel processo di rimozione biologica del fosforo in condizioni di basso carico organico.

Gli SBR, inoltre, lavorano in presenza di concentrazioni di substrato sempre maggiori (al massimo uguali) di quelle degli impianti tradizionali, per cui sono caratterizzati da volumi complessivamente più ridotti.

Gli impianti a flusso continuo sono disegnati in base al tempo di residenza idraulica HRT e carico organico Cf. Spesso gli impianti di tipo convenzionale risultano sovradimensionati per permettere la rimozione degli inquinanti durante il periodo di alto carico idraulico e organico, che si verificano per alcuni giorni all'anno. Inoltre, una volta realizzato l'impianto, risulta difficile potere modificare le condizioni del processo durante la gestione.

I sistemi SBR permettono di variare la durata di ogni ciclo. Inoltre possono essere modificate le durate delle varie fasi che costituiscono il ciclo. E' possibile ancora modificare la velocità di crescita dei microrganismi in funzione del tempo di durata del tempo di immissione T_f/T_c

A seconda degli obiettivi depurativi da conseguire, i sistemi SBR possono essere condotti scegliendo in modo opportuno la sequenza dei periodi di aerazione ed anossia durante le diverse fasi che compongono il ciclo ed in particolare durante quelle di riempimento e reazione.

VANTAGGI DEI SISTEMI SBR

I sistemi SBR hanno trovato vasta applicazione, soprattutto all'estero, per il trattamento delle acque reflue di piccole comunità (soprattutto costiere, per le quali la rimozione dei nutrienti assume importanza rilevante per il controllo dell'eutrofizzazione) oppure per il trattamento di reflui industriali. In molti casi tali sistemi sono stati realizzati operando una semplice riconversione di impianti tradizionali a fanghi attivi o di fosse settiche già esistenti. Tale applicazione è stata senz'altro favorita dalla semplicità impiantistica e dalla flessibilità di tali sistemi, che consentono un loro rapido ed efficace adattamento alle più svariate condizioni. In sintesi, le caratteristiche peculiari dei reattori SBR possono riassumersi come di seguito:

elevata resistenza ad eventuali shock dovuti ad improvvisi innalzamenti del carico organico, in virtù della natura stessa di tali reattori e della presenza, a monte di essi, di una vasca di equalizzazione;

semplificazione dal punto di vista impiantistico, essendo riunite in un unico bacino tutte le diverse fasi che compongono un tradizionale impianto a fanghi attivi, compresa quella di sedimentazione;

semplicità gestionale e affidabilità del processo, grazie alla possibilità di un controllo automatico di tutte le pompe (di alimentazione, di spurgo dei fanghi e di scarico fanghi/effluente) mediante un sistema a microprocessore e timer, collegato ad una serie di sensori di livello e/o anche di parametri fisico - chimici caratteristici;

flessibilità del processo, grazie alla possibilità di modificare con facilità la durata delle diverse fasi e di ottenere una buona efficacia depurativa anche in condizioni non stazionarie. Tale aspetto è particolarmente rilevante nel caso di reflui industriali, caratterizzati da una continua variabilità della loro composizione.

Particolarmente importante ai fini del rendimento depurativo ottenibile, risulta la possibilità di variare la durata della fase di sedimentazione in funzione delle caratteristiche di sedimentabilità del fango. Peraltro, la sedimentazione avviene in condizioni di completa quiete, con velocità ascensionale nulla, per cui non possono formarsi vie preferenziali (short circuiting), come frequentemente accade nelle unità di sedimentazione a flusso continuo.

Inoltre, considerata la superficie di sedimentazione, il carico di solidi per unità di superficie risulta estremamente ridotto, consentendo la rimozione anche delle particelle più difficilmente sedimentabili. La flessibilità di funzionamento va sottolineata anche per la fase di reazione, che può essere modificata variando semplicemente i tempi di durata e le modalità di conduzione. Essa può essere infatti condotta in ambienti con caratteristiche differenti, consentendo, di volta in volta, la rimozione: della sola sostanza organica, anche dell'azoto (nitrificazione/denitrificazione), anche del fosforo. È possibile così perseguire una gestione ottimale delle "risorse" utilizzate nella depurazione, secondo una logica ispirata a criteri di controllo sostenibile degli inquinanti.

assenza di ricircoli (sia di fanghi che di miscela aerata): tale caratteristica consente, in primo luogo, di utilizzare molto efficacemente la sostanza organica per la denitrificazione, di importanza decisiva nel caso di reflui con bassi rapporti COD/N. Inoltre, l'assenza di pompe di ricircolo comporta un chiaro vantaggio dal punto di vista economico.

maggiore efficienza di trasferimento dell'ossigeno in vasca nella fase di aerazione, dal momento che durante le fasi di alimentazione e di reazione, sia anossiche che anaerobiche, la concentrazione di ossigeno disciolto diminuisce fino a valori prossimi allo zero. Numerosi autori riportano efficienze di trasferimento dell'ordine del $10 \div 30\%$. • *migliori caratteristiche di sedimentabilità della biomassa*, in virtù della selezione microbica che si ottiene a seguito dell'alternarsi di fasi anossiche, anaerobiche ed aerobiche. Anche se non è possibile affermare con assoluta certezza che tali condizioni di processo sfavoriscono, in tutti i casi, la crescita di batteri filamentosi, esistono evidenze sperimentali che dimostrano la elevata sedimentabilità ($SVI < 80 \text{cc/g}$) e resistenza agli shock meccanici del fango attivato di sistemi SBR.

maggiore possibilità di comprensione dei processi biologici in atto, infatti la reazione batch consente di determinare con semplicità le cinetiche di rimozione degli inquinanti. La reazione batch, inoltre, permette di sfruttare cinetiche più elevate grazie alle alte concentrazioni di partenza degli inquinanti (aumenta la velocità di diffusione del substrato

nei fiocchi di fango), il che rende i sistemi SBR particolarmente idonei al trattamento di reflui ad alta concentrazione.

Dal punto di vista paesaggistico l'impianto non risulta visibile dalla strada che conduce alla frazione Coggia in quanto sottostante alla stessa.

Tutti i manufatti realizzati fuori terra (muri sostegno e locale compressori), seppur non visibili percorrendo la strada per Coggia, saranno comunque rivestiti con idoneo materiale lapideo nel rispetto della tradizione locale.

5.6 Quadro economico

A)	LAVORI (a corpo)	€	215.637,22
	<i>A1) Fognatura, scavi e ripristini</i>	€	64.449,50
	<i>A2) Impianto depurazione, sistemazione area</i>	€	151.187,72
B)	COSTI DELLA SICUREZZA	€	6.879,49
	Totale (A+B)	€	222.516,71
C)	SOMME A DISPOSIZIONE DELLA STAZIONE APPALTANTE		67.483,29
<i>C1)</i>	<i>Spese tecniche per progettazione, direzione lavori, coordinatore sicurezza (progettazione ed esecuzione), rilievi topografici, misura e contabilità lavori, collaudo</i>	€	26.000,00
<i>C2)</i>	<i>Cassa Previdenza (4%)</i>	€	1.040,00
<i>C3)</i>	<i>IVA su spese tecniche e Cassa Previdenza (22%)</i>	€	5.948,80
<i>C4)</i>	<i>IVA su lavori e costi sicurezza (10%)</i>	€	22.251,67
<i>C5)</i>	<i>Fondo art. 92, comma 5, D.Lgs 163/2006 (2%)</i>	€	4.450,33
<i>C6)</i>	<i>Imprevisti, pubblicità gara, espropri, arrotondamenti</i>	€	7.792,49
	TOTALE QUADRO ECONOMICO DI SPESA (A+B+C)	€	290.000,00

5.7 Elaborati progettuali

Gli elaborati che costituiscono il presente progetto sono i seguenti:

Elab. n.1	Relazione generale e specialistica
Elab. n.2	Quadro economico
Elab. n.3	Elenco ed analisi prezzi unitari
Elab. n.4	Computo metrico estimativo
Elab. n.5	Computo metrico oneri specifici della sicurezza
Elab. n.6	Cronoprogramma dei lavori
Elab. n.7	Schema contratto
Elab. n.8	Capitolato speciale d'appalto
Elab. n.9	Piano di manutenzione dell'opera e delle sue parti
Tav. n.1	Corografia
Tav. n.2	Estratto P.R.G.C.
Tav. n.3	Planimetria rilievo
Tav. n.4	Profilo strada fognatura
Tav. n.5	Profilo strada scarico depurato
Tav. n.6	Planimetria di progetto
Tav. n.7	Profilo scavo fognatura
Tav. n.8	Profilo scavo scarico depurato
Tav. n.9	Layout impianto depurazione
Tav. n.10	Area impianto depurazione, demolizioni/costruzioni muri di sostegno
Tav. n.11	Area impianto depurazione, sezioni di scavo e muri di sostegno
Tav. n.12	Particolari area impianto depurazione, scavi e scarico

Il Tecnico

Dott. Ing. Fabio Morea

Albo Professionale degli Ingegneri
della Provincia del VCO - n.290

