

**ACCORDO INTEGRATIVO PER LA TUTELA DELLE RISORSE IDRICHE DEL
BASSO E MEDIO VALDARNO E DEL PADULE DI FUCECCHIO ATTRAVERSO
LA RIORGANIZZAZIONE DELLA DEPURAZIONE INDUSTRIALE DEL
COMPRENSORIO DEL CUOIO E DI QUELLA CIVILE DEL CIRCONDARIO
EMPOLESE, DELLA VALDERA, DELLA VALDELSA E DELLA VAL DI NIEVOLE**



COMUNI DI PONSACCO E PONTEDERA

Provincia di Pisa



**INTERVENTO 14: PROGETTO PER IL COLLETTAMENTO DEI REFLUI
DAL COMUNE DI PONSACCO VERSO IL DEPURATORE DI VALDERA
ACQUE E DISMISSIONE DEL DEPURATORE DI PERIGNANO.
LOTTO 2: TRATTO PONSACCO-LAVAIANO**

Elaborato a	RELAZIONE TECNICA - ILLUSTRATIVA	<i>Data :</i> Maggio 2014
		<i>Scala:</i>

<i>Committente:</i> Dott. Ing. Roberto CECCHINI	<i>Progettisti :</i> Dott.Ing. Giovanni SIMONELLI Geom. Luca IACOPINI
<i>Responsabile di Commessa:</i> Geom. Claudio LASTRAIOLI	<i>Assistente tecnico :</i> Dott.Ing. David FATTORINI

<i>Indice rev.</i>	<i>Data</i>	<i>Oggetto</i>	<i>Controllato</i>	<i>Approvato</i>
REV. 1	APRILE 2012	CONSEGNA LAVORI LOTTO 2		
REV. 2	MAGGIO 2014	PROGETTAZIONE LOTTO 2 PER NUOVO AFFIDAMENTO LAVORI	IACOPINI	SIMONELLI

Area VALDERA
Comuni di Ponsacco e Pontedera
Provincia di Pisa

**Intervento 14: Progetto di collettamento
dei reflui dal comune di Ponsacco verso il
Depuratore di Valdera Acque e
dismissione del depuratore di Perignano
LOTTO 2: TRATTO PONSACCO - LAVAIANO**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE TECNICA - ILLUSTRATIVA

I Progettisti
Ing. Giovanni SIMONELLI
Geom. Luca IACOPINI

II Committente
Ing. Roberto CECCHINI

Maggio 2014

SOMMARIO

1	Generalità	3
2	Definizioni generali	4
3	Opere in progetto	6
3.1	<i>Lotto 1 – Tratto Lavaiano-Pontedera (già realizzato)</i>	9
3.2	<i>Lotto 2 – Tratto Ponsacco-Lavaiano (completamento)</i>	9
3.3	<i>Ripristino dei luoghi</i>	10
3.3.1	Ripristino aree di cantiere	10
3.3.2	Eliminazione piste di cantiere	11
3.3.3	Sistemi di controllo delle acque	11
3.3.4	Gestione terre da scavo	11
4	Scelta dei materiali	13
4.1	<i>I manufatti lungo le condotte</i>	14
5	Calcoli idraulici	16
5.1	<i>Valutazione delle portate affluenti</i>	16
5.2	<i>Verifica dei tratti a gravità</i>	21
5.3	<i>Stazione di sollevamento Depuratore di Ponsacco e tratto in pressione fino alla condotta a gravità</i>	23
5.4	<i>Stazione di sollevamento Le Melorie e tratto in pressione DN 160 fino alla condotta a gravità</i>	30
6	Calcoli statici	36
6.1	<i>Dimensionamento blocchi di ancoraggio</i>	36
7	Norme tecniche da rispettare	37

1 Generalità

L'intervento in oggetto ricade nei comuni di Ponsacco e Pontedera, e si estende dal depuratore di Ponsacco fino a quello di Valdera Acque nella zona industriale di Gello.

Il progetto è volto alla dismissione dell'impianto di Ponsacco per eliminare gli inconvenienti dovuti ad una non buona depurazione delle acque ed al collettamento dei reflui verso l'impianto di Valdera Acque. Con l'opera in oggetto sarà possibile intercettare e mandare a depurazione gli scarichi civili della frazione di Lavaiano e quelli del nuovo motel, nonché quelli della stazione di servizio nei pressi dello svincolo di Pontedera – Ponsacco della S.G.C. n. 67 FI-PI-LI.

Nel corso del 2008 è stato deciso da parte del Gestore Unico Acque S.p.A. di procedere con la progettazione del futura dismissione del depuratore di Perignano con convogliamento dei reflui in arrivo a detto impianto, anch'essi verso Valdera Acque.

L'intervento, per l'appunto, si inserisce nell'ottica del piano di interventi adottato da Acque S.p.a., con l'intento di ottimizzare la gestione del servizio di depurazione, volti ad una centralizzazione spinta del trattamento delle acque reflue, vale a dire ad una concentrazione su un piccolo numero di grandi impianti di depurazione dei liquami fognari prodotti in vaste porzioni di territorio.

Durante la Conferenza Servizi del 15 febbraio 2010 per approvazione del progetto definitivo, lo stesso, individuato col nome "Intervento 14", tra gli interventi facenti parte degli accordi di programma sulla riorganizzazione della depurazione civile e industriale della zona del cuoio, della Valdera, della Valdelsa e della Valdinievole, è stato suddiviso in 3 Lotti di seguito descritti:

- Lotto 1: Tratto Lavaiano – Pontedera;
- Lotto 2: Tratto Ponsacco – Lavaiano;
- Lotto 3: Tratto Perignano – Lavaiano;

La presente relazione accompagna il progetto di completamento del Lotto 2, parzialmente realizzato con precedente appalto di gara.

2 Definizioni generali

La rete di fognatura in oggetto prevede un complesso di canalizzazioni sotterranee atte a raccogliere ed allontanare dai complessi urbani descritti in premessa le acque reflue provenienti dalle attività presenti sul territorio. La rete è articolata in tronchi tra loro connessi, nei quali il percorso che le acque devono compiere è definito per quello che riguarda la direzione ed il verso. Le canalizzazioni funzionano per la maggior parte a pelo libero; in alcuni tratti particolari, e per quanto possibile per brevi lunghezze, il funzionamento è in pressione (condotte di mandata in stazioni di sollevamento, attraversamenti particolari, ecc.).

Nel caso specifico, in cui è prevista la dismissione di un impianto di depurazione, non si va ad intervenire sulla rete urbana esistente, ma viene realizzato un collegamento fognario con un altro impianto di trattamento

Le opere che vengono interessate dal presente progetto si distinguono secondo la seguente terminologia:

- *fogne*: per esse si intendono quelle canalizzazioni elementari che raccolgono le acque provenienti da allacciamenti e/o da caditoie, convogliandole ai collettori;
- *collettori*: sono quelle canalizzazioni che costituiscono l'ossatura principale della rete, che raccolgono le acque provenienti dalle fogne e, allorché conveniente, quelle ad essi direttamente addotte da fognoli e/o caditoie. Le loro dimensioni sono ovviamente maggiori di quelle delle fogne servite; la loro giacitura deve risultare tale da consentire che le acque convogliate dalle fogne possano immettersi in essi agevolmente. I collettori a loro volta confluiscono in un emissario;
- *emissario*: il canale che, partendo dal termine della rete vera e propria, adduce le acque raccolte al recapito finale. Quest'ultimo è il recipiente (fiume, torrente, alveo, inghiottitoio, lago, mare, ecc.) dove le acque addotte dall'emissario vengono definitivamente versate previo adeguato trattamento. Nel caso si tratti di emissario consortile, questo può ricevere in punti definiti le acque provenienti da

altre reti;

- *impianto di depurazione*: l'insieme delle unità operatrici destinate a trattare le acque, tenuto conto dei loro caratteri secondo le modalità e nella misura richieste dalle condizioni del recipiente e/o di un eventuale reimpiego ed in osservanza delle disposizioni emanate dalle competenti Autorità.

Il progetto di massima dovrà evidenziare le opere da realizzarsi d'urgenza precisandone l'importo nonché la proposta dell'ordine di precedenza per la realizzazione delle altre opere. Il progetto esecutivo può essere redatto per l'intera area da servire o per lotti funzionali. In questo secondo caso i progetti esecutivi saranno accompagnati dal progetto di massima cui gli esecutivi sono parte, al fine di dimostrare come tali esecutivi vadano a inquadrarsi nel complesso delle opere.

3 Opere in progetto

La fognatura in progetto è costituita, nel suo insieme, da due stazioni di sollevamento, da due doppie condotte funzionanti in pressione e da due tratti di tubazioni funzionanti a gravità.

Attualmente lo schema idraulico della rete, è tale da convogliare i liquami al depuratore di Ponsacco, per quanto riguarda il comune di Ponsacco, e verso il depuratore di Perignano, relativamente alla fognatura del comune di Lari.

Il progetto prevede, come già indicato la dismissione del suddetto impianto e il collettamento dei reflui in arrivo al depuratore di Valdera Acque nel comune di Pontedera, in più il collegamento alla rete del collettore proveniente dal depuratore di Perignano di futura dismissione, della frazione di Lavaiano e della stazione di servizio della FI-PI-LI, nonché del nuovo motel di recente costruzione, nei pressi della stazione stessa. In una prima fase, secondo la convenzione firmata con il gestore dell'impianto di Valdera Acque, il collegamento in progetto fungerà da alleggerimento per il depuratore di Ponsacco, in attesa del potenziamento del depuratore finale.

I liquami in arrivo al depuratore di Ponsacco saranno sollevati e spinti lungo due condotte in pressione fino al capofogna della tubazione a gravità posto lungo Via Panieracci. Le tubazioni saranno posate in opera lungo la Strada Vicinale la Rotina, Via da Verrazzano, Via Baracca, attraverseranno poi la S. P. di Gello per terminare la percorrenza su Via Panieracci a fianco della nuova rotatoria appena costruita. Le condotte suddette, lungo Via Panieracci e Via Baracca sono state già poste in opera con precedente appalto.

La condotta a gravità, in PRFV DN 500, già realizzata segue prevalentemente una strada bianca di servizio al fianco della superstrada (vedi planimetria generale). Lungo il suo percorso sono stati inseriti dei pozzetti di ispezione per consentire il collettamento degli scarichi della stazione di servizio e del nuovo Motel.

La suddetta condotta, una volta messa in esercizio, recapiterà i liquami in una centrale di sollevamento ubicata a fianco della FI-PI-LI, su terreno naturale a nord dell'abitato di Lavaiano: come detto in precedenza, i reflui dell'abitato di Lavaiano e

quelli provenienti dal depuratore di Perignano (Lotto 3), saranno immessi mediante condotte in pressione in questa stazione di sollevamento.

Da qui i reflui verranno sollevati e mediante una doppia condotta in pressione saranno recapitati al depuratore di Valdera Acque. La percorrenza delle tubazioni già poste in opera nel Lotto 1 avviene, dopo l'attraversamento della superstrada, lungo la strada comunale di Lavaiano; prima di raggiungere l'incrocio con la S. P. di Gello, la percorrenza segue la strada di accesso a Villa Magnolia. Da essa le condotte sono state poste su terreno naturale parallelamente alla S. P., alla distanza di rispetto dal fosso di guardia, fino a raggiungere il punto tale in cui è stato effettuato l'attraversamento dalla Provinciale stessa e del Rio di Pozzale mediante trivellazione orizzontale controllata (T.O.C.), con termine su Via Maremmana. Tale soluzione è risultata la migliore, date le particolarità della situazione, in quanto l'attraversamento del Rio con due tubazioni attraverso staffatura sarebbe risultato poco agevole e assai difficoltoso, in più in questo modo si è evitato di eseguire scavi di considerevoli dimensioni su strada provinciale fortemente trafficata.

Le condotte prementi continuano sulla viabilità esistente della zona industriale prima su Via Maremmana, per poi proseguire su Via dell'Industria fino all'ingresso nel pozzetto di testa al depuratore di Valdera Acque.

Per quanto riguarda le condotte prementi, è stato optato per la scelta di doppia tubazione, dal momento che, nella prima fase provvisoria, dovrà essere convogliato verso il depuratore di Valdera Acque, secondo quanto firmato nella convenzione, un volume pari a 1100 mc/d, notevolmente inferiore al volume complessivo stimato ad intervento ultimato. In questo modo si evita di avere, data la ridotta portata, velocità troppo basse in una condotta di maggiori dimensioni. Con la doppia condotta, invece è possibile affrontare in miglior modo la fase transitoria, mettendone in esercizio una sola, limitando così problemi di gestione e manutenzione, dovuti a depositi lungo le stesse. I vantaggi di tale soluzione, si trovano anche nella gestione dell'opera una volta a pieno regime: è possibile eseguire la manutenzione delle condotte senza avere il fermo impianto, il funzionamento delle stazione di sollevamento è ottimizzabile, in quanto si evita di avere troppe pompe in parallelo che spingono in una stessa condotta, situazione che sarebbe soggetta, quindi, a grosse fluttuazioni

delle portate elaborate dalle macchine e di conseguenza ampie variazioni dei rendimenti.

Per quanto riguarda le stazioni di sollevamento liquami quanto riportato di seguito era previsto nella prmissima fase di progetto, antecedente la consegna del progetto definitivo del 2007:

- La fornitura ed installazione di due pompe, corredate di tutta la carpenteria necessaria, all'interno di una vasca di sollevamento del depuratore di Ponsacco, le quali saranno attivate nella situazione provvisoria di allontanamento di 1100 mc/d. Le mandate delle pompe saranno quindi collegate ad una delle due condotte prementi in progetto.
- Realizzazione di una nuova stazione di sollevamento all'interno del depuratore una volta attuabile la dismissione dello stesso. A seguito di sopralluoghi e incontri con il personale operativo del gestore Acque e viste le caratteristiche, le dimensioni e lo stato di conservazione delle attuali vasche di sollevamento, si ritiene opportuno intervenire con la costruzione di una centralina ex novo. A fianco del pozzetto di grigliatura ci sono gli spazi necessari per la realizzazione degli scavi per la posa in opera di una vasca prefabbrica in c.a.v.. Le dimensioni sono meglio specificate in seguito. La stazione sarà dotata di quattro pompe le cui mandate saranno collegate alle due condotte prementi già posate in opera precedentemente.
- Ristrutturazione della centralina le Melorie (non rientrante in questi capitoli di spesa) e posa in opera di una nuova condotta in pressione che convoglierà i liquami in arrivo alla stessa verso il capofogna della tubazione a gravità in progetto, posto in Via Panieracci. Viene quindi eliminato il collegamento della stessa con il depuratore di Ponsacco.
- Realizzazione in opera di vasca di sollevamento interrata (centralina di Lavaiano) costituita da una doppia camera di accumulo liquami, un pozzetto ripartitore e una cameretta per l'alloggio degli organi di manovra; nella fase intermedia la stazione sarà armata di tutte le carpenterie necessarie al suo funzionamento finale, ma saranno installate solo due pompe all'interno di una vasca, in quanto saranno più che sufficienti per allontanare i reflui stimati in

tale fase.

3.1 Lotto 1 – Tratto Lavaiano-Pontedera (già realizzato)

Le opere previste e realizzate in questo lotto si possono riassumere qui di seguito:

- realizzazione della stazione di sollevamento interrata in loc. Lavaiano, a fianco della Fi-Pi-Li, completa di elettropompe, carpenterie metalliche e quadri elettrici;
- realizzazione di doppia condotta fognaria in pressione in PeAD DN 315 della lunghezza totale di 2400 metri con percorrenza lungo la viabilità esistente, descritta nei paragrafi precedenti;
- attraversamento della fi-Pi-Li mediante tecnologia “no dig”;
- stessa metodologia per la percorrenza lungo Via di Lavaiano, fino all’incrocio con la strada di accesso a Villa Magnolia;
- attraversamento della S.P. 23 Via di Gello e del Rio Pozzale ancora con trivellazione T.O.C.;
- realizzazione di pozzetto di confluenza in testa al depuratore di Valdera Acque dove immettere tutti i collettori previsti negli interventi di riorganizzazione della depurazione.

3.2 Lotto 2 – Tratto Ponsacco-Lavaiano (completamento)

Le opere previste, in parte già realizzate, in questo lotto si possono riassumere qui di seguito:

- posa in opera di condotta fognaria a gravità in PVC DN 500 della lunghezza di circa 1750 metri dalla stazione di sollevamento di Lavaiano fino al capofogna posto su Via Panieracci; (tratto già realizzato)
- posa in opera di doppia condotta premente in PeAD DN 280 che dal depuratore di Ponsacco, in futura dismissione, convoglierà i reflui nel capofogna sopra citato: il tracciato delle condotte è descritto nei paragrafi precedenti; tubazioni poste in opera fino al sollevamento de Le Melorie, all’incrocio tra Via Baracca e Via da Verrazzano.

- installazione delle carpenterie metalliche, delle macchine operatrici e dei quadri elettrici per rendere funzionante la stazione di Sollevamento di Ponsacco;
- posa in opera di pozzetto interrato in cls per installazione di grigliatura a nastro di successiva fornitura;
- ristrutturazione della centralina “Le Melorie”, nella quale si prevede una parziale bonifica della vasca e la sistemazione del fabbricato edile presente a copertura del manufatto interrato;

3.3 Ripristino dei luoghi

3.3.1 Ripristino aree di cantiere

I suoli occupati temporaneamente in fase di cantiere possono essere restituiti all'utilizzo agricolo od essere utilizzati per la piantumazione di specie arboree e/o arbustive, utilizzando gli strati di suolo superficiali risultanti dallo scotico effettuato nelle fasi preliminari della costruzione dell'opera.

Al termine dei lavori del cantiere le superfici temporaneamente occupate vengono ripulite da qualsiasi rifiuto, da eventuali sversamenti accidentali o dalla presenza di inerti, conglomerati o altri materiali estranei.

I terreni da restituire agli usi agricoli, se risultano compattati durante la fase di cantiere, devono essere lavorati prima della ristratificazione degli orizzonti rimossi.

La lavorazione dovrebbe prevedere due fasi successive:

- La ripuntatura, lavorazione principale di preparazione, ottiene l'effetto di smuovere ed arieggiare il terreno, senza mescolare gli strati del suolo;
- La fresatura, che consiste nello sminuzzamento del terreno e viene effettuata con strumenti di lavoro con corpo lavorante a rotore orizzontale dotato di utensili elastici, viene impiegata per evitare la formazione della suola di lavorazione, che potrebbe costituire un fattore limitante nell'approfondimento delle radici delle specie coltivate.

Dopo la ristratificazione finale degli strati superficiali, verrà quindi effettuata una fresatura leggera in superficie. Se la stagione in cui si svolge l'intervento lo consente

è opportuno quindi procedere alla immediata semina di un erbaio da sovescio (le radici delle leguminose svolgono un'importante funzione miglioratrice grazie al processo di azoto fissazione, che rende disponibili nel terreno consistenti quantità di azoto).

3.3.2 Eliminazione piste di cantiere

Le piste di cantiere aperte durante la fase dei lavori vengono rese impraticabili al termine della fase di costruzione. Le operazioni di rinaturalizzazione avverranno tramite la demolizione delle massicciate eventualmente costruite e la rimozione dei materiali, la ricostituzione del suolo vegetale (laddove precedentemente esistente), la piantumazione di specie autoctone (laddove precedentemente esistenti).

3.3.3 Sistemi di controllo delle acque

Nell'ambito delle attività di cantiere uno degli aspetti maggiormente critici, per quanto riguarda il rischio di impatto, è quello del controllo delle acque di scarico.

Le lavorazioni e l'inserimento delle piste di cantiere per la realizzazione dell'opera non interesseranno direttamente corsi d'acqua, al più saranno individuati i reticoli superficiali idonei per l'allontanamento delle acque dalle trincee di scavo qualora i livelli di falda fossero alti rispetto alla quota di posa in opera delle opere: i sistemi idonei per l'allontanamento delle acque dalle aree di scavo saranno pompe di aggettamento o sistema welpoint nel caso di posa in opera dei manufatti prefabbricati della stazione di sollevamento liquami. Sarà cura comunque di mettere in atto adeguate misure per prevenire l'intorbidimento e l'inquinamento di tali acque e di quelle presenti nei corpi idrici ricettori come ad esempio filtri, barriere temporanee e pozzetti di decantazione dei corpi solidi.

3.3.4 Gestione terre da scavo

La realizzazione della condotta fognaria di collegamento Ponsacco – Pontedera prevede le operazioni di scavo, posa in opera delle condotte, riempimenti e

successivi ripristini. In funzione del tracciato delle tubazioni, su terreni naturali e su strade pubbliche, i riempimenti saranno differenti: per le percorrenze su terreni agricoli o naturali, le terre da scavo saranno riutilizzate in loco per il reinterro (ved. par. 6.2); per gli scavi su strada pubbliche i riempimenti saranno realizzati con materiali tali da rispettare le prescrizioni degli Enti competenti.

Tali lavorazioni verranno realizzate stoccando le terre di scavo a lato della trincea, la quale rimarrà aperta per una lunghezza massima di 30 metri lineari; dopo la posa in opera della condotta e allettamento della stesso sarà eseguito in tempi rapidi il ricoprimento dello scavo.

Qualora durante le lavorazioni dovessero essere rinvenuti terreni “anomali” (ad esempio visibilmente diversi dai terreni adiacenti o contenenti materiali estranei) che possano far pensare a una contaminazione degli stessi, sarà cura dell’impresa esecutrice di allontanare gli stessi stoccandoli in aree di deposito impermeabilizzate al fine di evitare la contaminazione dei terreni adiacenti; sarà quindi premura della stazione appaltante fare comunicazione agli enti competenti, comuni, provincia e ARPAT per la loro caratterizzazione. Nel caso le concentrazioni delle sostanze inquinanti risultassero superiori ai limiti di legge, i materiali saranno smaltiti in discariche autorizzate.

Nei casi in cui sono previsti materiali di riempimento diversi dai terreni scavati (percorrenze su strade pubbliche), questi ultimi saranno caricati sui camion, analizzati e successivamente avviati al riutilizzo presso altri cantieri ai sensi dell’art. 186 del D. Lgs. 152/06 o come rifiuto presso impianti autorizzati.

4 Scelta dei materiali

La scelta del materiale da adottare per la realizzazione del collettore fognario viene usualmente condizionata da tutta una serie di esigenze specifiche le più importanti fra le quali possono essere:

- la capacità di mantenere nel tempo una perfetta tenuta idraulica sia fra un tubo e quello adiacente sia all'immissione nel pozzetto;
- la necessità di controllare le deformazioni proprie del materiale e quelle prodotte dalle sollecitazioni introdotte dai materiali che circondano il tubo; tutto questo allo scopo di evitare sfilamenti e variazione delle pendenze;
- la capacità di sostenere nel tempo eventuali aggressioni chimiche ed abrasioni meccaniche.

Si deve inoltre tener presente a questo proposito che il tracciato si sviluppa per buona parte in prossimità di strade interessate da traffico veicolare; si deve quindi considerare che la posa della tubazione dovrà soddisfare le esigenze legate alla presenza di sollecitazioni dovute ai mezzi di trasporto, anche se non direttamente sollecitata.

Alla luce di tali considerazioni i materiali che appaiono più appropriati per la realizzazione dei collettori a gravità sono il PVC; lo stesso, oltre a garantire una buona tenuta, si adatta in genere molto bene alle deformazioni dovute ai naturali movimenti del terreno, mantenendo così inalterate le livellette e le sezioni di deflusso.

Per quanto riguarda la fognatura funzionante a pressione il materiale utilizzato, sulla base delle considerazioni fatte precedentemente, è il PeAD. Tale materiale, oltre a garantire ottima tenuta, si adatta in genere molto bene alle deformazioni dovute ai naturali movimenti del terreno, mantenendo così inalterate le livellette e le sezioni di deflusso, consente inoltre grazie alla sua tenacità resistenza agli urti e alle basse temperature, resistenza alla corrosione anche in presenza di correnti vaganti, ridotte perdite di carico grazie ad una superficie liscia ed alla bassa scabrezza del materiale che impedisce l'insorgere di incrostazioni. Per la posa in opera mediante tecnologia "no dig" verranno adottate tubazioni in PeAD del tipo

“corrazzato”, ossia con mantello di protezione esterna in polipropilene che garantisce alte resistenze per il tipo di posa previsto.

Tuttavia in sede di progettazione esecutiva e successivamente durante i lavori di esecuzione dell’opera, risulta oggettivamente doveroso:

- verificare se lungo il tracciato si manifestano o risultano in fase latente fenomeni di instabilità dei terreni interessati;
- seguire con cura le operazioni di allettamento e rinfilanco delle tubazioni in modo da evitare la creazione di appoggi discontinui durante la prima operazione e spostamenti della condotta ed immissione di corpi estranei durante la seconda;
- predisporre opportuni tagli drenanti, ad esempio realizzati con pietrame, lungo il tracciato del collettore fognario in modo da evitare flussi di acqua all’interno della sezione di scavo, sia durante le operazioni di posa e rinterro sia nei seguenti anni di esercizio della fognatura.

4.1 I manufatti lungo le condotte

I manufatti che saranno posti in opera lungo le condotte da realizzare sono :

- ▣ pozzetti di ispezione
- ▣ impianti di sollevamento
- ▣ pozzetti di allaccio scarichi

Ognuno di questi manufatti è composto da una serie di elementi per i quali si individua il tipo di materiale previsto nella realizzazione come sarà poi riportato nelle tavole di dettaglio progettuale con riferimento alle specifiche di Capitolato.

I pozzetti saranno distribuiti, oltre che ad ogni cambio di direzione, lungo la condotta ad una distanza variabile in funzione del tracciato planimetrico e della esigenza o meno di effettuare allacciamenti, generalmente compresa tra i 20 ed i 50 m.

Essi permetteranno le ispezioni alle condotte, gli allacciamenti, e gli interventi di manutenzione.

I pozzetti saranno di regola del tipo prefabbricato con elemento di fondo monoblocco munito di canaletta rivestita in PVC per lo scorrimento dei liquami, e di bicchieri con guarnizione per il collegamento alla tubazione.

Sopra l'elemento di fondo verranno disposti uno o più elementi di prolunga per raggiungere la quota di imposta della soletta.

Per i pozzetti di semplice ispezione, o dove confluisce un allacciamento, sono state previste le misure minime interne come da schemi allegate al progetto.

5 Calcoli idraulici

5.1 Valutazione delle portate affluenti

Il dimensionamento della fognatura nera, nel caso specifico sia delle condotte in pressione che di quelle funzionanti a gravità, richiede la determinazione della massima portata complessiva da veicolare nei collettori in funzione dei plausibili utenti futuri del servizio.

Come descritto in precedenza l'intervento prevede l'allontanamento dei reflui civili dal comune di Ponsacco verso il depuratore di Valdera Acque, con conseguente dismissione dell'impianto di Ponsacco, attualmente in funzione sotto la potenzialità di progetto.

Secondo quanto comunicato dal personale di Acque S.p.a. in servizio all'impianto di trattamento la portata in ingresso allo stesso è di circa 3.000 m³/d in tempo asciutto, ma raggiunge i 4.000/5.000 m³/d in tempo di pioggia. Dal momento che la rete fognaria a servizio del comune di Ponsacco è di tipo separato, si ritiene che l'incremento di afflusso sia dovuto a infiltrazioni e drenaggio della rete stessa.

La rete in progetto dovrà, quindi, essere in grado di allontanare con un certo coefficiente di sicurezza il quantitativo di reflui in arrivo attualmente all'impianto e gli aumenti futuri dovuti all'incremento della popolazione servita dal complesso di canalizzazioni a monte.

Di seguito vengono descritti i dati di progetto e di funzionamento del depuratore di Ponsacco e della centralina di "Le Melorie".

a) Impianto di depurazione dati di progetto

L'impianto di depurazione dei liquami a servizio dell'abitato di Ponsacco è composto da n° 2 linee depurative identiche.

Ogni linea è alimentata da un sollevamento identico all'altro ed i liquami vengono prelevati dallo stesso deposito dove sono ubicate le elettropompe di alimentazione degli

impianti per cui, anche i liquami stessi che vengono addotti alle singole linee sono uguali in tutto e per tutto.

Una singola linea dell' impianto di depurazione presenta i seguenti parametri costruttivi:

abitanti	n°	6500
dotazione idrica	l/ab/d	190
coefficiente di restituzione	%	0.80
acqua restituita (190x.8)	l/ab/d	150
portata media giornaliera	m ³ /d	975
portata media oraria (Qm)	m ³ /h	41
portata massima (qmx1.25x1.2)	m ³ /h	61
portata massima in tempo di pioggia	m ³ /h	122
BOD5 specifico	g/ab/d	54
BOD5 Totale	Kg/g	351

Essendo le due linee di depurazione identiche abbiamo quindi che la portata di trattamento progettuale giornaliera ammonta a $mc\ 975 \times 2 = mc/giorno\ 1950$, corrispondente a 13000 abitanti con una dotazione idrica pro capite/giorno pari a 190 litri di acqua.

b) Impianto di depurazione dati di funzionamento

Da una verifica effettuata sul tempo di funzionamento delle elettropompe che adducono i liquami alle singole linee di depurazione, tenendo conto delle caratteristiche costruttive delle stesse, dei diametri delle condotte, del dislivello tra la stazione di sollevamento ed il recapito dei liquami abbiamo che, con un funzionamento giornaliero (in tempo non piovoso) di 24 ore al giorno cadauna, nonché dalle risultanze dei misuratori di portata delle relative elettropompe, le linee di depurazione vengono convogliati, in base alle caratteristiche delle pompe:

alla linea n° 1	mc 37,5/h per 24 ore	mc	900/d
alla linea n° 2	mc 50/h per 24 ore	mc	<u>1.200/d</u>
in totale		mc	2.100/d

A tale quantità di liquami che vengono inviati alle linee depurative, vanno aggiunti ulteriori:

mc 90/ h di liquami per 10 ore/giorno totale mc 900/d

di liquami inviati direttamente a By-pass.

Totale liquami che arrivano all' impianto mc **3.000/d**

Considerato che:

1) nelle linee di depurazione vengono immessi
giornalmente

2100 mc di liquami

2) che in base ai dati progettuali corrispondono

Idraulicamente a: mc 2.100: 1/150

10.400 abitanti/equivalenti

abbiamo che l'impianto che l'impianto è pressoché al massimo della sua potenzialità depurativa.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei reflui in ingresso allo stesso, rilevate dal centro analisi aziendale, l'impianto risulta lavorare non alla sua massima potenzialità. Infatti il valore di concentrazione media del BOD₅ in arrivo, nell'anno 2005, è stato di 133 mg/l che, moltiplicato per la portata media in ingresso alle linee di trattamento, corrisponde a 282 kg/d. Tale valore testimonia che il carico organico in ingresso non è alto ed una spiegazione potrebbe trovarsi nel fatto che la fognatura nelle ore di punta tiene in collo i liquami a causa dell'impossibilità da parte dell'impianto di smaltirli: questo provoca, quindi, una parziale ossidazione dei reflui prima dell'arrivo all'impianto.

Tutto ciò considerato si può affermare che l'impianto di depurazione è idraulicamente al di sotto dei limiti delle sue potenzialità almeno per la stessa quantità di acqua che viene inviata a bypass senza trattamento e stimabile in circa 900 mc/d.

c) stazione sollevamento Melorie

La stazione di sollevamento denominata Melorie, tenendo in considerazione i dati che sono stati forniti circa le caratteristiche delle elettropompe e la durata oraria di funzionamento delle stesse durante l'arco della giornata, risulta che dalla stessa vengono inviati verso il depuratore di Ponsacco circa 300 mc/d di liquami.

Si procede perciò alla determinazione delle portate di progetto.

La portata di acque nere da considerarsi in fase di progetto può stimarsi in base alla seguente espressione:

$$Q_{\max} = \frac{Cr \cdot Cp \cdot N \cdot D.I.}{H \cdot 3.600}$$

dove risulta rispettivamente:

- Qn = portata di acque nere, espressa in l/sec,
- Cr = coefficiente di restituzione in fognatura,
- Cp = coefficiente di punta relativo alle variazioni di portata giornaliera,
- N = numero di abitanti,
- D.I. = dotazione idrica procapite, espressa in l/ab·g,
- H = numero di ore al giorno di scarico in fognatura.

Prospetto dati portate dei reflui considerate nel progetto definitivo del 2007

		Funzionament o attuale impianto - le Melorie	Incremento futuro in arrivo al depuratore	Portata di progetto sollevamento Ponsacco	Soll. Melorie	Motel	Lavaiano	Soll. Lavaiano Tot.
A. E.	(abit)	15.909,09	4.000,00	19.909,09	2.000,00	300,00	1.500,00	25.017,05
Ca	(-)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,90	0,80	0,80
hdefl	(ore)	18,00	18,00	18,00	24,00	18,00	18,00	18,00
D.I.	(l/abit.g.)	220,00	220,00	220,00	250,00	275,00	250,00	220,00
Qn	(l/s)	43,21	10,86	54,07	4,63	1,15	4,63	67,95
Qn	(mc/h)	155,56	39,11	194,67	16,67	4,13	16,67	244,61
Qn	(mc/d)	2.800,00	704,00	3.504,00	400,00	99,00	400,00	4.403,00
Coeffic. di punta		2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	
Qpunta o 3Qn	(l/s)	86,42	21,73	108,15	13,89	3,44	13,89	139,36
Qpunta o 3Qn	(mc/h)	311,11	78,22	389,33	50,00	12,38		
Qpunta o 3Qn	(mc/d)	5.600,00	1.408,00	7.008,00	1.200,00			
5Qn	(l/s)	216,05			23,15	5,73	23,15	339,74
Qmin		21,60			2,31	0,57	2,31	33,97

Nuovo prospetto dati portate dei reflui considerate nel progetto definitivo del 2009

		Funzionamento attuale impianto - le Melorie	Incremento futuro in arrivo al depuratore	Portata di progetto sollevamento Ponsacco	Soll. Melorie	Motel	Lavaiano	Dismissione dep. Perignano	Soll. Lavaiano Tot.
A. E.	(abit)	15.909,09	4.000,00	19.909,09	2.000,00	300,00	1.500,00	6 000,00	27 515,00
Ca	(-)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,90	0,80	0,80	0,80
hdefl	(ore)	18,00	18,00	18,00	24,00	18,00	18,00	24,00	24,00
D.I.	(l/abit.g.)	220,00	220,00	220,00	250,00	275,00	250,00	250,00	250,00
Qn	(l/s)	43,21	10,86	54,07	4,63	1,15	4,63	13,89	63,69
Qn	(mc/h)	155,56	39,11	194,67	16,67	4,13	16,67	50,00	229,29
Qn	(mc/d)	2.800,00	704,00	3.504,00	400,00	99,00	400,00	1 200,00	5 503,00
Coeffic. di punta		2,00	2,00	2,00	3,00	3,00	3,00	3,00	2,52
Qpunta o 3Qn	(l/s)	86,42	21,73	108,15	13,89	3,44	13,89	41,67	160,50
Qpunta o 3Qn	(mc/h)	311,11	78,22	389,33	50,00	12,38		150,00	
Qpunta o 3Qn	(mc/d)	5.600,00	1.408,00	7.008,00	1.200,00			3 600,00	
5Qn	(l/s)	216,05			23,15	5,73	23,15		318,46
Qmin		21,60			2,31	0,57	2,31	6,95	31,85

La tabella riassume i valori di portate stimati ed utilizzati per il

dimensionamento dei collettori fognari e delle stazioni di sollevamento.

I valori di portate o di abitanti equivalenti riportati nelle caselle con sfondo giallo sono stati imposti da input e da essi sono stati determinati rispettivamente gli abitanti e le portate di progetto, in particolare, per quanto riguarda la portata in arrivo attualmente all'impianto di Ponsacco è stato considerato un valore medio giornaliero pari a 2.800,00 m³/d, decurtando il volume in arrivo al sollevamento "Le Melorie", e in più è stato considerato un incremento dovuto all'espansione urbanistica della zona stimato in 4.000 A. E.. Si è così ottenuta una portata di progetto media in tempo asciutto pari a 3.504,00 m³/d (195 m³/h, assumendo 18 h/d il tempo di restituzione in fognatura) e una portata di punta pari a 108,00 l/s.

E' stato stimato un volume di reflui in arrivo al sollevamento "Le Melorie" in 400 m³ al giorno che corrispondono ad una portata di punta pari a 13,90 l/s, considerando un coefficiente di punta 3.

Le portate previste in arrivo dal depuratore di Perignano in dismissione ammontano a 6000 A.E., dato fornito dal committente sulla base delle previsioni di espansione dell'abitato di Perignano e dei futuri incrementi di portate.

5.2 Verifica dei tratti a gravità

Per completezza di trattazione riportiamo di seguito le verifiche idrauliche del collettore a gravità, già realizzato, in PVC DN 500 SN 8 che si sviluppa dal capofogna posto in Via dei Panieracci fino al sollevamento denominato Lavaiano.

I calcoli idraulici si basano sulla teoria relativa alle perdite di carico dovute al moto uniforme nelle correnti a pelo libero in condotte circolari. Come è noto una corrente a pelo libero è in moto uniforme se scorre in alveo cilindrico con superficie libera parallela al fondo. L'equazione del moto uniforme utilizzata è quella secondo la formulazione di Chezy, in cui si esprime la scabrezza con il coefficiente dimensionale di Gauckler-Strickler, la quale quindi risulta:

$$U = k * R^{2/3} * i^{1/2}$$

U = Velocità media [m/s];

K = Coefficiente di scabrezza [$m^{(1/3)}/s$];

R = Raggio idraulico [m];

i = la pendenza motrice che per moto uniforme coincide con quella del fondo.

I coefficienti di scabrezza K considerati in funzione dei materiali adottati, ovvero PRFV, sono pari 140 quando gli stessi sono nuovi, mentre dopo un certo tempo di utilizzo è possibile considerarli pari 110, saranno quindi i valori adottati per le verifiche. Il diametro interno della tubazione in PRFV DN 600 mm risulta essere di 600 mm.

Il raggio idraulico R è invece ricavabile dalla:

$$R = \frac{A}{B}$$

A = Area sezione liquida;

B = Perimetro bagnato.

Oltre alle relazioni precedenti viene altresì utilizzata la condizione di continuità:

$$Q = U \times A$$

Dove Q è la portata.

Le portate affluenti nelle condotta in oggetto sono state valutate in base ai dati descritti nel paragrafo Valutazione delle portate affluenti.

E' stato quindi valutato il grado di riempimento e la velocità in corrispondenza della massima portata affluente e del tratto a minore pendenza.

tratto	Lunghezza [m]	DN [mm]	i min [%]	Qmax [l/s]	Riempimento max [%]	Vmax [m/s]
Condotta il PRFV DN 500	1750	500	0,20	120	62	1,05

Viene quindi verificato che i gradi di riempimento risultano sempre inferiori al 70%.

Si nota come nel tratto finale la velocità raggiunta con le portate di punta permette l'autolavaggio della tubazione; tale velocità viene infatti assunta da letteratura pari a 0,5 m/s.

5.3 Stazione di sollevamento Depuratore di Ponsacco e tratto in pressione fino alla condotta a gravità

Il sollevamento all'interno del depuratore di Ponsacco, esistente, presenta le seguenti caratteristiche.

La portata massima che sarà pompata dall'impianto corrisponde a Q_p pari a 108,0 l/s maggiore della portata di punta in arrivo all'impianto.

Dato l'elevato valore della portata di punta, il sollevamento è stato progettato in modo tale da ottenere tale valore con l'uso di più pompe funzionanti in parallelo.

Per la tubazione di mandata si è adottato un tubo in Acciaio Inox AISI 304 secondo norma ASTM A 240 DN 150.

Data la necessità, in una prima fase, di allontanare solo una quota parte dei reflui in ingresso all'impianto, per un più corretto funzionamento della condotta premente, è stato deciso di utilizzare la doppia condotta: verranno posate in opera due tubazioni in PeAD PE 100 SDR 17 PN 10 DN 280 mm ($D_{int} = 246,8$ mm, spessore = 16,6 mm). Inizialmente entrerà in esercizio una sola condotta, mentre la seconda verrà attivata a intervento ultimato, ovvero quando sarà possibile la totale dismissione dell'impianto e il collettamento di tutti i reflui al depuratore di Valdera Acque.

Il sollevamento che entrerà in funzione una volta che sarà realizzata la dismissione del depuratore di Ponsacco è stato così dimensionato.

La stazione è stata munita con due vasche di accumulo interconnesse tra loro con all'interno due pompe ciascuna, le quali, mediante le loro tubazioni di mandata, sono collegate ad un'unica tubazione di mandata in Acciaio Inox DN 250. Nel progetto in oggetto la stessa sarà connessa alle estremità con le due nuove condotte prementi. La portata di punta sarà allontanata con le quattro pompe in funzione. Nella fase intermedia sarà messa in funzione una sola vasca, in quanto la volumetria a disposizione è più che sufficiente per allontanare verso Valdera Acque la portata concordata secondo convenzione.

Le velocità ottenute in mandata e condotta sono riportate nella seguente

tabella:

Portata	[l/s]	45	90	100	110
Pompe in funzione		1	2	3	4
Velocità Mandata	[m/s]	2,12	2,12	1,30	1,30
Velocità condotta	[m/s]	0,94	0,94	1,15	1,15

Vengono rispettati i valori di velocità normalmente considerati accettabili in letteratura, pari a 4 m/s in mandata e inferiore 2 m/s in condotta.

Le prevalenza che le pompe devono fornire risulta dalla somma della prevalenza geodetica e delle perdite di carico concentrate e distribuite.

$$J = \lambda \times \frac{U^2}{2 \times g \times D}$$

J = Perdita di carico per unità di lunghezza;

λ = Coefficiente dimensionale d'attrito

Il valore di λ viene determinato mediante la formula di Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3,71} \right)$$

Re = Numero di Reynolds

ε = parametro di scabrezza

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 1,50 m

Coefficiente scabrezza (PeAD): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	PeAD DN 280	
Lunghezza		160
:	m	0
curve 90°	n.	4
curve 45°	n.	10
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0
Mandata:	Acciaio DN 150	
curve 90°	n.	2
raccordo T	n.	0
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	1

Si riporta quindi il calcolo delle perdite di carico a regime:

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA			
Materiale condotta		PeAD	PeAD
Diametro int. condotta	(mm)	246,8	246,8
Lunghezza condotta	(m)	1600	1600
Disl. Geodetico	(m)	1,50	1,50
Q pompa singola	(l/s)	45	27,50
Num pompe in funz.		1	2
Qp in condotta	(l/s)	45,00	55,00
Vel. in condotta	(m/s)	0,94	1,15
J	(m/km)	3,79	5,50
Δh concentrate	(m)	1,36	1,14
Δh distribuite	(m)	6,06	8,79
Δh tot	(m)	9,05	11,48
P impiegata	(kW)	6,66	10,3

I risultati riportati sopra sono relativi ai parametri di funzionamento di una condotta premente, per cui si ritengono vevoli anche per l'altra tubazione.

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 4 pompe funzionanti in parallelo con rotazione ciclica e operanti su due condotte prementi, di potenza nominale pari a 5,9 kW $\pm 5\%$.

Verranno adottate per la stazione due camere di invaso prefabbricate in modo tale da poter installare tutte le pompe necessarie e rendere più agevole la

manutenzione chiudendo temporaneamente una delle due vasche a disposizione. Le vasche prefabbricate, inoltre, permettono di ridurre i costi, i tempi di posa in opera ed i volumi di scavo per l'installazione.

Le dimensioni della vasca di accumulo devono essere tali da tenere conto sia dei tempi di permanenza dei liquami, che devono essere ridotti al minimo, sia del corretto funzionamento delle pompe.

Infatti le apparecchiature elettromeccaniche delle pompe sono sottoposte a surriscaldamento durante la fase di avvio e necessitano quindi di un intervallo, tra due avviamenti successivi, tale che il calore prodotto venga dissipato nell'ambiente in cui le pompe sono immerse.

Il valore di tale tempo, ciclo della pompa, somma dell'intervallo di funzionamento e di riposo, non dovrà essere inferiore di un valore limite prefissato, dipendente dalle caratteristiche della pompa. Il valore minimo di un ciclo tende ad aumentare all'aumentare della potenza della pompa.

Per pompe fino a 50 kW il numero di attacchi orari raccomandato deve essere inferiore a 12. Assumendo 10 attacchi orari otteniamo un tempo T_p di intervallo fra due attacchi successivi pari a $3600/10 = 360$ s.

Considerando la condizione di massimo afflusso in base al principio di continuità, abbiamo che il volume affluito nella vasca di aspirazione della pompa durante il periodo T_p di deve essere uguale al volume prelevato dalla pompa nell'intervallo di tempo di funzionamento della stessa. Dunque abbiamo:

$$q_a \cdot T_p = q_p \cdot \Delta t_v = q_p \cdot (T_p - \Delta t_r)$$

dove:

q_a = portata di afflusso (m^3/s)

q_p = portata di pompaggio (m^3/s)

Δt_r = intervallo di riempimento della vasca, ossia di pausa della pompa (s)

Δt_v = intervallo di vuotatura della vasca, ossia di attività della pompa (s)

$T_p = \Delta t_r + \Delta t_v$ periodo di funzionamento della pompa, ossia intervallo tra due attacchi successivi

Indicando con V l'invaso della vasca di aspirazione esso coincide con il

prodotto della portata di afflusso per l'intervallo di riempimento:

$$V = q_a \cdot \Delta t_r$$

Esplicitando le due equazioni rispetto a Δt_r ed uguagliando le due espressioni di Δt_r si ottiene:

$$V = T_p \cdot q_a \cdot \left(1 - \frac{q_a}{q_p} \right)$$

La condizione di volume massimo si ottiene quando la portata di afflusso è pari alla metà della portata di pompaggio.

In tal caso si ha:

$$V = \frac{T_p}{4} \cdot q_p$$

Nel nostro caso risulta, assumendo come 45 l/s il valore massimo pompato da una sola pompa,

$$V = 360 \text{ s} / 4 \times 45 \text{ l/s} = 4,05 \text{ m}^3$$

Ipotizzando di avere una sola camera in funzione.

La vasca di accumulo della stazione, costituita come già indicato, da due vasche prefabbricate, ha una superficie netta di base di 4,20 m² per ciascuna vasca e una superficie totale di 8,40 m².

Per il progetto delle volumetrie utili andremo a considerare, a favore di sicurezza, metà della volumetria totale disponibile (considerando l'altra metà in manutenzione) con il funzionamento contemporaneo di due organi di pompaggio operanti nello stesso comparto in cui viene fatto confluire tutto il liquame in arrivo.

Nel nostro caso, in cui la stazione di sollevamento è equipaggiata con 2 pompe uguali e funzionamento con *rotazione ciclica logica* delle stesse, il volume

della vasca di accumulo può essere determinato attraverso la seguente espressione:

$$V_{tot} = \frac{V}{n} + (n-1) \cdot \Delta H \cdot S$$

in cui V è il volume utile richiesto per una pompa fornito dall'espressione precedente, in cui q_p è la portata elaborata con una singola pompa in funzione, n il numero di pompe, S la superficie di una vasca e ΔH il valore costante che differenzia i livelli di avvio e di arresto di tutte le pompe. ΔH deve essere sufficientemente elevato da garantire l'impossibilità di avvii accidentali dovuti a turbolenze o imprecisione dei sensori di livello usati.

Avendo assunto $\Delta H = 0,20$ m, $n = 2$ e $S = 4,20$ m², si ottiene un volume utile totale pari a 2,86 m³.

Che corrisponde ad un'altezza utile per ciascuna pompa di:

$$H_{utile} = 1,43 \text{ m}^3 / 4,20 \text{ m}^2 = 0,34 \text{ m} < 0,40 \text{ m}$$

La quota di "fondo tubo" della luce di ingresso dei liquami nella vasca di accumulo dal pozzetto di arrivo (vedi Tavola grafica) è collocata a -3,00 m dal piano campagna, la profondità del fondo vasca è pari a -5,73 m rispetto all'attuale piano di campagna, mentre la pompa deve avere un franco minimo di immersione per garantirne il raffreddamento pari a 0,80 m.

In questa altezza dovranno essere inseriti i segnali di allarme,avvio e arresto.

I livelli della vasca saranno così posizionati rispetto al fondo vasca:

- ✓ 0,60 m superminimo.
- ✓ 0,80 m arresto pompa n°1.
- ✓ 1,00 m arresto pompa n°2.
- ✓ 1,20 m arresto pompa n°3.
- ✓ 1,40 m arresto pompa n°4.
- ✓ 1,20 m avvio pompa n°1.
- ✓ 1,40 m avvio pompa n°2.
- ✓ 1,60 m avvio pompa n°3.
- ✓ 1,80 m avvio pompa n°4.
- ✓ 2,00 m allarme.

Il volume utile a disposizione sarà pari alla superficie netta della vasca per l'altezza utile, considerata come differenza tra il livello di arresto della pompa 1 e l'avvio della pompa 4:

$$V_{\text{utile}} = 4,20 \times 1,00 = 4,20 \text{ m}^3 > 4,05 \text{ m}^3.$$

Risulta quindi sufficiente.

Quando nei condotti in pressione il flusso idrico è soggetto a rapida accelerazione o decelerazione, si verificano modifiche di pressione che possono condurre a forti sovrassollecitazioni (colpo d'ariete), con pericoli di rottura delle tubazioni, delle valvole o delle pompe e risultano tanto più accentuati quanto più rapide sono tali manovre, in conformità ad uno dei requisiti abitualmente richiesti all'impianto (pronto adattamento alle variazioni di portata affluente).

La sovrappressione Δh , misurata in metri di colonna d'acqua che si genera in una condotta per effetto del colpo d'ariete, conseguente all'interruzione del flusso per azionamento di saracinesche o valvole di ritegno, è data dalla formula dell'Allievi:

$$\Delta h = \frac{c}{g} \times V_0$$

$$c = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \times \frac{D}{S}}}$$

dove:

c = celerità di propagazione della perturbazione in m/sec

g = accelerazione di gravità = $9,81 \text{ m/s}^2$

V_0 = velocità dell'acqua a regime = 1.38 m/s

C = velocità del suono nell'acqua a 15°C = 1.420 m/s

ε = modulo di elasticità di volume dell'acqua = $2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

E = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo = $0.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

D = diametro del tubo (interno in via cautelativa)

S = spessore del tubo

Otteniamo così $c = 230 \text{ m/s}$ da cui consegue $\Delta h = 26,95 \text{ m}$, ed essendo $\Delta p = \rho g \Delta h$

$\Delta p = 2,64 \text{ bar}$, con:

ρ = densità del fluido = 1000 kg/m³

g = accelerazione di gravità = 9,81 m/s²

Poiché la prevalenza che viene fornita dalla pompa è di 11,48 m pari a una pressione $p = 1,25$ bar la massima pressione risulta:

$$p_{\max} = p + \Delta p = 3,89 \text{ bar}$$

La tubazione prevista ha una pressione di collaudo a 10 bar e pertanto risulta verificata al colpo d'ariete ed in sicurezza.

5.4 Stazione di sollevamento Le Melorie e tratto in pressione DN 160 fino alla condotta a gravità

Il sollevamento esistente posto in loc. Le Melorie, sarà ristrutturato e la tubazione premente, che attualmente convoglia i reflui verso il depuratore di Ponsacco, sarà deviata per dirottare i liquami verso il depuratore di Valdera Acque; in particolare, come descritto in precedenza, una nuova condotta in PeAD PE 100 PN 10 De 160 è stata posta in opera tra il sollevamento in oggetto e il capofogna della condotta a gravità posto in Via Panieracci.

La portata massima che sarà pompata dall'impianto corrisponde a Q_p pari a 14,0 l/s maggiore della portata di punta in arrivo all'impianto.

Come detto è stata posata in opera una tubazione in PeAD PE 100 SDR 17 PN 10 DN 160 mm ($D_{\text{int}} = 141,0$ mm, spessore = 9,5 mm).

La stazione esistente è munita di una vasca di accumulo interrata con all'interno due pompe. La portata di punta sarà allontanata con una pompa, mentre l'altra resterà come riserva: sarà effettuata la rotazione ciclica delle stesse. Le velocità ottenute in mandata e condotta sono riportate nella seguente tabella:

Portata	[l/s]	14
Pompe in funzione		1
Velocità Mandata	[m/s]	1,47

Velocità condotta	[m/s]	0,90
-------------------	-------	------

Vengono rispettati i valori di velocità normalmente considerati accettabili in letteratura, pari a 4 m/s in mandata e inferiore 2 m/s in condotta.

Le prevalenza che le pompe devono fornire risulta dalla somma della prevalenza geodetica e delle perdite di carico concentrate e distribuite.

$$J = \lambda \times \frac{U^2}{2 \times g \times D}$$

J = Perdita di carico per unità di lunghezza;

λ = Coefficiente dimensionale d'attrito

Il valore di λ viene determinato mediante la formula di Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3,71} \right)$$

Re = Numero di Reynolds

ε = parametro di scabrezza

Noto quindi il materiale e pertanto la scabrezza, nonché la lunghezza della tubazione e la disposizione di curve, raccordi, valvole sbocchi etc..., è stato possibile determinare le perdite di carico. Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche del sistema fognario:

Dislivello geodetico = 1,50 m

Coefficiente scabrezza (PeAD): 120 Hazen - Williams

Caratteristiche sistema fognario		
Condotta:	PeAD DN 160	
Lunghezza:	m	530
curve 90°	n.	2
curve 45°	n.	8
sbocco	n.	1
saracinesca	n.	0
valvola	n.	0

Mandata:	Acciaio DN 100	
curve 90°	n.	2
raccordo T	n.	1
saracinesca	n.	1
valvola	n.	1
imbocco	n.	1

Si riporta quindi il calcolo delle perdite di carico a regime:

CARATTERISTICHE CONDOTTA FOGNARIA		
Materiale condotta		PeAD
Diametro int. condotta	(mm)	141,0
Lunghezza condotta	(m)	530
Disl. Geodetico	(m)	3,00
Q pompa singola	(l/s)	14
Num pompe in funz.		1,00
Qp in condotta	(l/s)	14,00
Vel. in condotta	(m/s)	0,90
J	(m/km)	7,73
Δh concentrate	(m)	0,88
Δh distribuite	(m)	4,10
Δh tot	(m)	8,08
P impiegata	(kW)	2,02

Le portate e prevalenze in gioco portano ad adottare 1 pompa funzionante più una di riserva con rotazione ciclica, di potenza nominale pari a 3,1 kW $\pm 5\%$.

Da rilievo effettuato, le dimensioni dalla vasca di accumulo e quindi il volume utile sono riportati di seguito.

B= 2,50 m;

L= 2,00 m;

H= 4,20 m;

Quota arrivo fognatura= 2,60 m;

H_{utile}= 1,60 m;

Volume utile= BxLx(H_{utile}-0,60 m) = 5 mc

Le dimensioni della vasca di accumulo devono essere tali da tenere conto sia dei tempi di permanenza dei liquami, che devono essere ridotti al minimo, sia del corretto funzionamento delle pompe.

Infatti le apparecchiature elettromeccaniche delle pompe sono sottoposte a surriscaldamento durante la fase di avvio e necessitano quindi di un intervallo, tra due avviamenti successivi, tale che il calore prodotto venga dissipato nell'ambiente in cui le pompe sono immerse.

Il valore di tale tempo, ciclo della pompa, somma dell'intervallo di funzionamento e di riposo, non dovrà essere inferiore di un valore limite prefissato, dipendente dalle caratteristiche della pompa. Il valore minimo di un ciclo tende ad aumentare all'aumentare della potenza della pompa.

Per pompe fino a 50 kW il numero di attacchi orari raccomandato deve essere inferiore a 12. Assumendo 10 attacchi orari otteniamo un tempo T_p di intervallo fra due attacchi successivi pari a $3600/10 = 360$ s.

Considerando la condizione di massimo afflusso in base al principio di continuità, abbiamo che il volume affluito nella vasca di aspirazione della pompa durante il periodo T_p di deve essere uguale al volume prelevato dalla pompa nell'intervallo di tempo di funzionamento della stessa. Dunque abbiamo:

$$q_a \cdot T_p = q_p \cdot \Delta t_v = q_p \cdot (T_p - \Delta t_r)$$

dove:

q_a = portata di afflusso (m^3/s)

q_p = portata di pompaggio (m^3/s)

Δt_r = intervallo di riempimento della vasca, ossia di pausa della pompa (s)

Δt_v = intervallo di vuotatura della vasca, ossia di attività della pompa (s)

$T_p = \Delta t_r + \Delta t_v$ periodo di funzionamento della pompa, ossia intervallo tra due attacchi successivi

Indicando con V l'invaso della vasca di aspirazione esso coincide con il prodotto della portata di afflusso per l'intervallo di riempimento:

$$V = q_a \cdot \Delta t_r$$

Esplicitando le due equazioni rispetto a Δt_r ed uguagliando le due espressioni di Δt_r si ottiene:

$$V = T_p \cdot q_a \cdot \left(1 - \frac{q_a}{q_p} \right)$$

La condizione di volume massimo si ottiene quando la portata di afflusso è pari alla metà della portata di pompaggio.

In tal caso si ha:

$$V = \frac{T_p}{4} \cdot q_p$$

Nel nostro caso risulta, assumendo come 14 l/s il valore massimo pompato da una sola pompa,

$$V = 360 \text{ s} / 4 \times 14 \text{ l/s} = 1,26 \text{ m}^3$$

La quota di “fondo tubo” della luce di ingresso dei liquami nella vasca di accumulo dal pozzetto di arrivo (vedi Tavola grafica) è collocata a -2,60 m dal piano campagna, la profondità del fondo vasca è pari a -4,20 m rispetto all’attuale piano di campagna, mentre la pompa deve avere un franco minimo di immersione per garantirne il raffreddamento pari a 0,60 m.

In questa altezza dovranno essere inseriti i segnali di allarme,avvio e arresto.

I livelli della vasca saranno così posizionati rispetto al fondo vasca:

- ✓ 0,50 m superminimo.
- ✓ 0,60 m arresto pompa n°1.
- ✓ 1,00 m avvio pompa n°1.
- ✓ 1,20 m allarme.

Secondo quanto riportato sopra il volume a disposizione è pari a 5 mc, per cui ampiamente sufficiente per far fronte alle esigenze gestionali.

Quando nei condotti in pressione il flusso idrico è soggetto a rapida accelerazione o decelerazione, si verificano modifiche di pressione che possono condurre a forti sovrassollecitazioni (colpo d’ariete), con pericoli di rottura delle

tubazioni, delle valvole o delle pompe e risultano tanto più accentuati quanto più rapide sono tali manovre, in conformità ad uno dei requisiti abitualmente richiesti all'impianto (pronto adattamento alle variazioni di portata affluente).

La sovrappressione Δh , misurata in metri di colonna d'acqua che si genera in una condotta per effetto del colpo d'ariete, conseguente all'interruzione del flusso per azionamento di saracinesche o valvole di ritegno, è data dalla formula dell'Allievi:

$$\Delta h = \frac{c}{g} \times V_0$$

$$c = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \times \frac{D}{S}}}$$

dove:

c = celerità di propagazione della perturbazione in m/sec

g = accelerazione di gravità = $9,81 \text{ m/s}^2$

V_0 = velocità dell'acqua a regime = 1.38 m/s

C = velocità del suono nell'acqua a 15° C = 1.420 m/s

ε = modulo di elasticità di volume dell'acqua = $2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

E = modulo di elasticità del materiale costituente il tubo = $0.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

D = diametro del tubo (interno in via cautelativa)

S = spessore del tubo

Otteniamo così $c = 230 \text{ m/s}$ da cui consegue $\Delta h = 21,04 \text{ m}$, ed essendo $\Delta p = \rho g \Delta h$

$\Delta p = 2,06 \text{ bar}$, con:

ρ = densità del fluido = 1000 kg/m^3

g = accelerazione di gravità = $9,81 \text{ m/s}^2$

Poiché la prevalenza che viene fornita dalla pompa è di $8,08 \text{ m}$ pari a una pressione $p = 0,79 \text{ bar}$ la massima pressione risulta:

$$p_{\max} = p + \Delta p = 2,85 \text{ bar}$$

La tubazione prevista ha una pressione di collaudo a 10 bar e pertanto risulta verificata al colpo d'ariete ed in sicurezza.

6 Calcoli statici

6.1 Dimensionamento blocchi di ancoraggio

Curva a 90° su condotta DN 280

☒ DIMENSIONAMENTO
 ☐ VERIFICA

Tipo Elemento
 Curva 1/4-90°

Coefficienti	Sicurezza	Pressione	Diametro
Ribaltam.	Traslaz.	[bar]	[mm]
1,5	1,25	10	250

☒ Falda [m]
 1

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γmc]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γmq]
<input type="radio"/> 1,8	20	0,5
<input checked="" type="radio"/> 1,7	30	1
<input type="radio"/> 1,6	40	0
<input type="radio"/>		

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

Curva a 450° su condotta DN 280

☒ DIMENSIONAMENTO
 ☐ VERIFICA

Tipo Elemento
 Curva 1/8-45°

Coefficienti	Sicurezza	Pressione	Diametro
Ribaltam.	Traslaz.	[bar]	[mm]
1,5	1,25	10	250

☒ Falda [m]
 1

CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Peso di Volume [γmc]	Angolo d'Attrito [°]	Coesione [γmq]
<input type="radio"/> 1,8	20	0,5
<input checked="" type="radio"/> 1,7	30	1
<input type="radio"/> 1,6	40	0
<input type="radio"/>		

Nuovo Risolvi Stampa Risultati.. Chiudi

7 Norme tecniche da rispettare

Il progetto è redatto nel rispetto della normativa vigente in materia di lavori pubblici ed in particolare delle seguenti leggi e regolamenti:

- D.Lgs 12 aprile 2006, n. 163, e successive modifiche ed integrazioni: CODICE DEI CONTRATTI PUBBLICI;
- Regolamento approvato con il D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 e successive modificazioni: REGOLAMENTO ATTUATIVO DEI LAVORI PUBBLICI;
- D.Lgs 9/04/2008 n. 81: TESTO UNICO SULLA DELLA SICUREZZA NEI LUOGHI DI LAVORO;
- T.U. 11/12/1933, n. 1775: TESTO UNICO DELLE DISPOSIZIONI DI LEGGE SULLE ACQUE E IMPIANTI ELETTRICI;
- Legge 5/1/1994, n. 36 (legge Galli): DISPOSIZIONI IN MATERIA DI RISORSE IDRICHE;
- La norma UNI EN 805 del Giugno 2002 "Approvvigionamento di Acqua - Requisiti per sistemi e componenti all'esterno di edifici" indica le linee guida per la progettazione delle reti idriche e, tra l'altro, stabilisce una nuova terminologia per classificare le pressioni delle condotte;
- Norma UNI EN 1401: SISTEMI DI TUBAZIONI PER FOGNATURA NON IN PRESSIONE;
- Norma UNI EN 598: Tubazioni in ghisa per fognatura;
- Norma EN 12201-2:2012: Tubazioni in PeAD
- Norma UNI EN 124: Chiusini in ghisa;
- D.M. LL.PP 12.12.1985: NORMATIVA SUL COLLAUDO DELLE RETI IDRICHE;
- D. M. 02/05/2006, n. 107: Analisi terre e rocce da scavo;
- D.Lgs. n. 152/2006 e modifiche successive quali D. Lgs. 4/2008 : TESTO UNICO DELL'AMBIENTE; caratterizzazione terre da scavo.
- DIN 2460 e 1626: Tubi a sezione circolare in acciaio saldati di testa

Il Tecnico
