



**REGIONE
LAZIO**

**DIREZIONE REGIONALE INFRASTRUTTURE,
AMBIENTE E POLITICHE ABITATIVE**

**LAVORI DI RIPRISTINO DELL'OFFICIOSITA' DEL FOSSO DI
PRATOLUNGO COMPRESA LA M.S. DELL'ALVEO E LA COSTITUZIONE
DI OPPORTUNE OPERE DI ACCUMULO E
LAMINAZIONE DELLE PIENE - II LOTTO**

**PROGETTO ESECUTIVO
PERIZIA DI VARIANTE E SUPPLETIVA**

RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE

Relazione generale delle interferenze

IMPRESA DI COSTRUZIONE:
ATI:

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Dott. Dario Matturro



(capogruppo)



(mandante)

PROGETTISTI:

DIREZIONE DEI LAVORI
Ing. Severino Marasco



(mandataria)
Prof. Ing. Marco Petrangeli
Ing. Geol. Massimo Pietrantoni



(mandante)
Ing. Luciano Landolfi
Ing. Roberto De Gennaro
Ing. Antonio Petti

STUDI GEOLOGICI:

Ing. Geol. Massimo Pietrantoni

CODICE ELABORATO	RIFERIMENTO ELABORATO								SCALA			
	<i>File name:</i>											
	R	IN	122	IT	-	RE	101	-	R	2	RIN122IT-RE101-R2	-

rev	Data	Redazione	Verifica	Approvazione	Visto committente	Descrizione
0	11/2013	M. Pietrantoni	M. Pietrantoni	M. Petrangeli		
1	11/2013	M. Pietrantoni	M. Pietrantoni	M. Petrangeli		Istruttoria Direzione Generale Dighe
2	08/07/2015	M. Pietrantoni	M. Pietrantoni	M. Petrangeli		Ottemperanza prescrizioni. Consegna definitiva

LAVORI DI RIPRISTINO DELL'OFFICIOSITA' DEL FOSSO DI PRATOLUNGO E COSTRUZIONE DI OPPORTUNE OPERE DI ACCUMULO E LAMINAZIONE DELLE PIENE

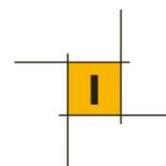
II LOTTO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GENERALE DELLE INTERFERENZE

INDICE

1	PREMESSA.....	1-2
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	2-3
3	RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE	3-4
3.1	Linea elettrica MT	3-4
3.2	Metanodotto media ed alta pressione	3-4
3.3	Impianto di irrigazione privato e linea elettrica BT	3-5
3.4	Rete fognaria acque nere Ø500 in gres	3-6
3.5	Rete fognaria acque miste Ø600 in cls	17
3.6	Rete fognaria acque miste collettore ovoidale tipo VII in cls	21



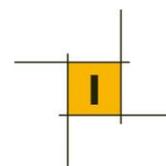
1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce alla risoluzione delle interferenze nelle aree destinate alla realizzazione degli argini per la creazione di una vasca di accumulo prevista nel 2° lotto del ripristino dell'efficienza idraulica del fosso di Pratolungo, affluente di destra del Fiume Aniene nel Comune di Roma.

L'area di intervento si colloca in ambito rurale a ridosso di quello urbano per tutto il tratto di interesse; in base ai documenti forniti dagli enti preposti, ai rilievi effettuati ed agli elaborati del Progetto definitivo, si registrano interferenze con i sottoservizi esistenti in corrispondenza dell'opera di progetto e nell'area destinata all'invaso.

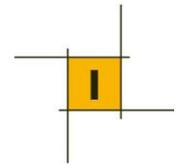
A seguito di approfondita indagine presso gli Enti gestori e a seguito di un approfondimento del rilievo di dettaglio effettuato su tutta l'area interessata dalle opere in progetto, sono risultate presenti le seguenti interferenze:

1. reti elettriche di BT e MT (ACEA),
2. collettori fognari di smaltimento delle acque meteoriche (ACEA-COMUNE DI ROMA),
3. collettori fognari acque reflue e acque miste (ACEA-COMUNE DI ROMA),
4. due metanodotti, uno in media e l'altro in alta pressione, appartenenti alla rete di distribuzione del gas (ITALGAS) di proprietà dell'ENI,
5. un impianto di irrigazione privato.



2 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Le opere previste in progetto consistono in un argine principale in terra con nucleo impermeabile di altezza massima di circa 11 m e lunghezza di circa 400 mt. dotato di opera di regolazione in calcestruzzo armato più un argine secondario in terra di altezza di circa 6 m e lunghezza di circa 350 m. Completano gli interventi la realizzazione di 2 nuove viabilità di accesso nonché la risoluzione di tutte le interferenze presenti di cui appresso.



3 RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE

3.1 Linea elettrica MT

L'interferenza in questione è caratterizzata da una linea aerea in media tensione di proprietà della ACEA; essa parte dalla zona sud-est rispetto all'argine secondario al di sopra della quota massima di invaso si sviluppa su pali alti circa 15 – 20 m e termina all'interno dell'area soggetta all'allagamento dove prosegue interrata.

Per evitare che durante l'invaso detriti o altro galleggianti possano danneggiare o abbattere i pali di sostegno della linea con relative conseguenze sul servizio pertinente si prevede l'interramento della stessa dal primo palo esterno alla zona d'invaso fino al tratto interrato esistente.

La linea in questione denominata Cu35-SBA10-01623 con un tensione di servizio paria 8,4 kV; essa viene sostituita con un cavo per media tensione tripolari ad elica visibile in alluminio isolato con polietilene reticolato a spessore ridotto con schermo in tubo di alluminio sotto guaina di PVC o PE per tensioni fino a 20 kV.

In particolare si utilizzerà il cavo tipo ARE4H 5RX con sezione 185mm per una lunghezza totale pari a 747 m.

Esso è posato a circa -1,00 m dal piano campagna tranne negli attraversamenti dei fossi dove esso scende a -2,00 m dal fondo scorrevole del fosso.

Poiché le bobine del cavo di progetto sono lunghe 300 m circa, per la linea trifasica se ne utilizzeranno 9; si prevedono inoltre 9 giunzioni e relativi connettori specifici per il cavo in questione e 6 giunzioni e relativi connettori per le connessioni con i cavi di partenza e fine.

Le giunzioni sono del tipo con il corpo di giunzione multistrato preformato autorestringente in gomma siliconica ad alta prestazione, controllo del campo elettrico incorporato e strato semiconduttivo esterno come schermatura globale.

L'interferenza relative alla rete elettrica in MT verrà risolta dall'ente gestore secondo la proposta progettuale presentata nel progetto definitivo ed oggetto di approvazione nella conferenza dei servizi .

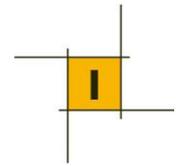
Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato DIN122IT_PL105_R0 "Spostamento linee elettriche a MT - planimetria" e DIN122IT_PF103_R0 "Spostamento linee elettriche a MT – profilo e sezioni".

3.2 Metanodotto media ed alta pressione

Le interferenze individuate sono caratterizzate da due gasdotti formati da due tubazioni in acciaio che corrono parallele al fosso di Pratolungo di proprietà dell'ENI-ITALGAS S.p.A.

L'argine principale in progetto cade proprio sopra il tracciato esistente di due metanodotti, di cui uno a bassa pressione che corre a ridosso della sponda sinistra con un tubo circolare in acciaio Ø350 con pressione di esercizio $p = 5$ bar e l'altro ad alta pressione a circa 6 m più a sud con una pressione di esercizio $p = 24$ bar e tubo in acciaio Ø600.

La soluzione prescelta è quella di cambiare il tracciato dei due metanodotti intercettando gli stessi immediatamente a monte dell'argine principale in progetto per bypassarlo in spalla sinistra fino a ricollegarsi al vecchio tracciato immediatamente a valle.



Il metanodotti nel loro nuovo tracciato saranno interrati con un ricoprimento di almeno 1,00 m sulla generatrice superiore del tubo con una fascia di avvertimento a circa 0,50 m sopra questo a indicare la presenza delle tubazioni in caso di scavo.

I tubi saranno posti a distanza reciproca minima pari a 4,00 m misurata dall'esterno dei tubi e avranno una fascia di rispetto in destra e sinistra di 6,00 m; tutte le aree all'interno di questa fascia saranno sottoposte ad asservimento.

Si avrà ovviamente cura di realizzare prima i bypass e quindi interrompere il servizio e collegare il nuovo tracciato.

I tratti di metanodotto dismessi saranno rimossi e portati a discarica.

Le interferenze pocanzi descritte saranno risolte dall'ente gestore secondo la proposta progettuale presentate e già approvata in prima istanza dallo stesso.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato DIN122IT_PL103_R0 "RISOLUZIONE DELLE INTERFERENZE - metanodotti".

3.3 Impianto di irrigazione privato e linea elettrica BT

In corrispondenza dell'argine principale in progetto è presente un piccolo impianto di sollevamento per uso irriguo/antincendio con una tubazione di mandata DN200 verso la destra idraulica ed un'altra di pari diametro in sponda sinistra.

La soluzione prescelta per risolvere l'interferenza è quella di realizzare un nuovo impianto 50 m circa più a valle, demolendo quello esistente, in maniera di consentirne l'uso anche in condizione di vasca piena, e di ripristinare le tubazioni di mandata secondo un nuovo tracciato.

Per il nuovo impianto di sollevamento si prevede un alloggiamento prefabbricato delle dimensioni 2,00 x 2,00 x 4,00 m che prevede un vano superiore per la zona di manovra ed uno inferiore per la camera di pompaggio affinché si abbia il corpo pompa all'asciutto e la girante in acqua; la macchina idraulica avrà le stesse caratteristiche della precedente con potenza $P = 11$ kW, prevalenza $H = 32$ m e portata $Q = 25$ l/s.

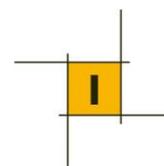
Si bypassa il rilevato arginale spostando il tracciato a sud dello stesso fino a riconnettersi con la tubazione esistente posta a monte dell'opera.

Si prevedono inoltre un quadro elettrico completo di interruttori trifasici magnetotermico e differenziale nonché un sistema di illuminazione.

L'impianto comprende inoltre una saracinesca e una valvola di non ritorno per tubazioni in acciaio.

La linea elettrica BT che serve l'impianto sarà demolita e messa fuori servizio fino alla posizione prevista per il nuovo impianto.

Per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato DIN122IT_PL103_R0 "Spostamento impianto di irrigazione privato - Planimetria".



3.4 Rete fognaria acque nere Ø500 in gres

3.4.1 Premessa

Il collettore fognario acque nere, in gres di sezione circolare Ø500 mm., corre parallelamente al fosso di Pratolungo circa cinquanta metri a sud dello stesso proveniente da Settecamini e interseca perpendicolarmente l'argine principale in progetto ed ha come recapito finale il depuratore ACEA posto a valle di via di S. Alessandro.

Nel tratto prospiciente via dei Radar interseca un altro collettore proveniente da via Sambucci di diam 400, sempre in gres.

A seguito prescrizione del Servizio Dighe Ministero LLPP, nasce la necessità di trovare un percorso alternativo del collettore per l'impossibilità di interferenza con il corpo diga di progetto, e nell'impossibilità di trovare un percorso alternativo che garantisca un funzionamento totalmente a superficie libera, e vista l'evidente importanza della sua tenuta stagna in condizioni di vasca piena, è stata seguita la scelta di un tracciato posto a monte della quota di massimo invaso di 30,50 mt. e di una stazione di sollevamento posto all'interno dell'impianto sportivo comunale esistente ad intercettazione dell'esistente collettore a valle di largo Chiaro Davanzati.

3.4.2 Descrizione intervento

Poiché il nuovo collettore deve necessariamente correre ad una quota più elevata rispetto a quello esistente da dismettere, si rende necessario l'inserimento di un impianto di pompaggio. Tale impianto sarà realizzato all'interno dell'area del centro sportivo comunale posto al termine di largo Chiaro D'Avanzati.

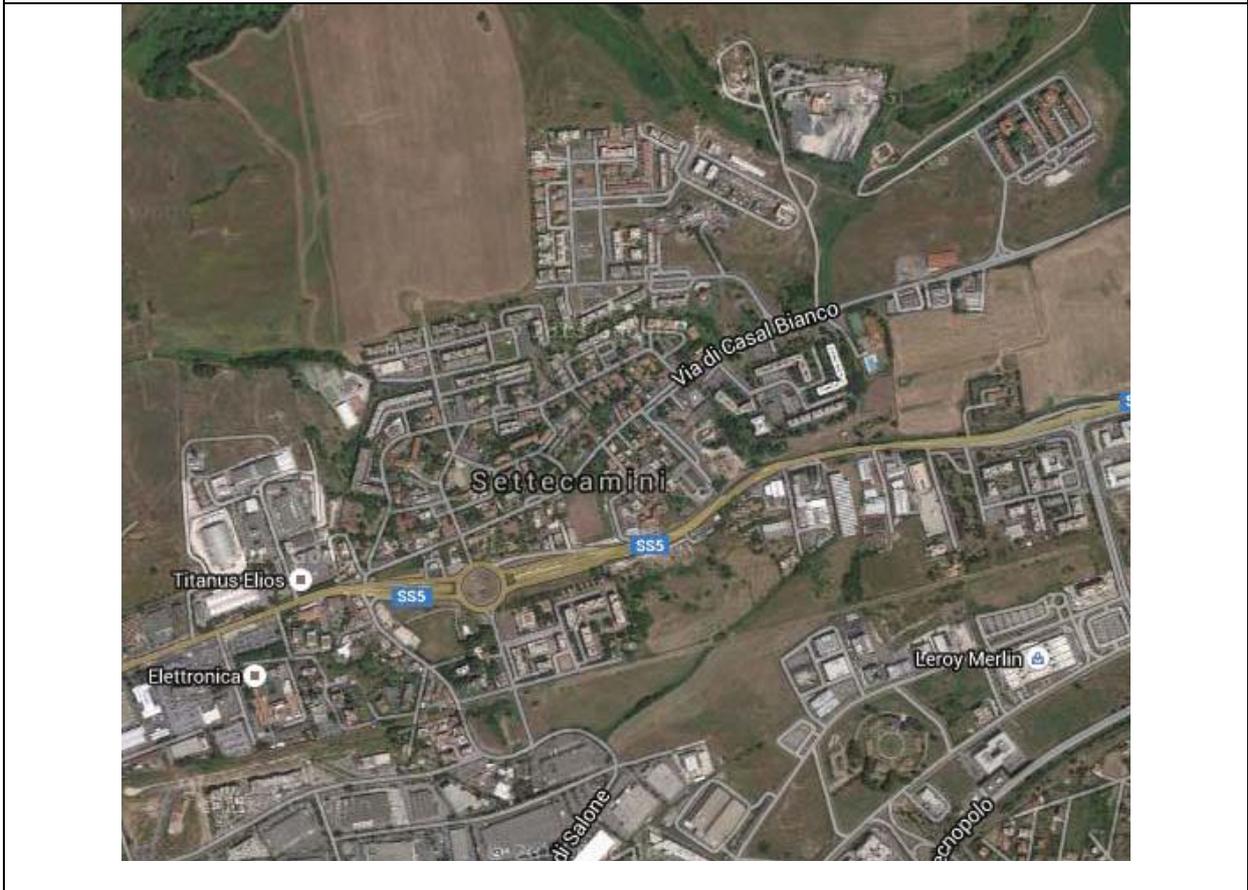
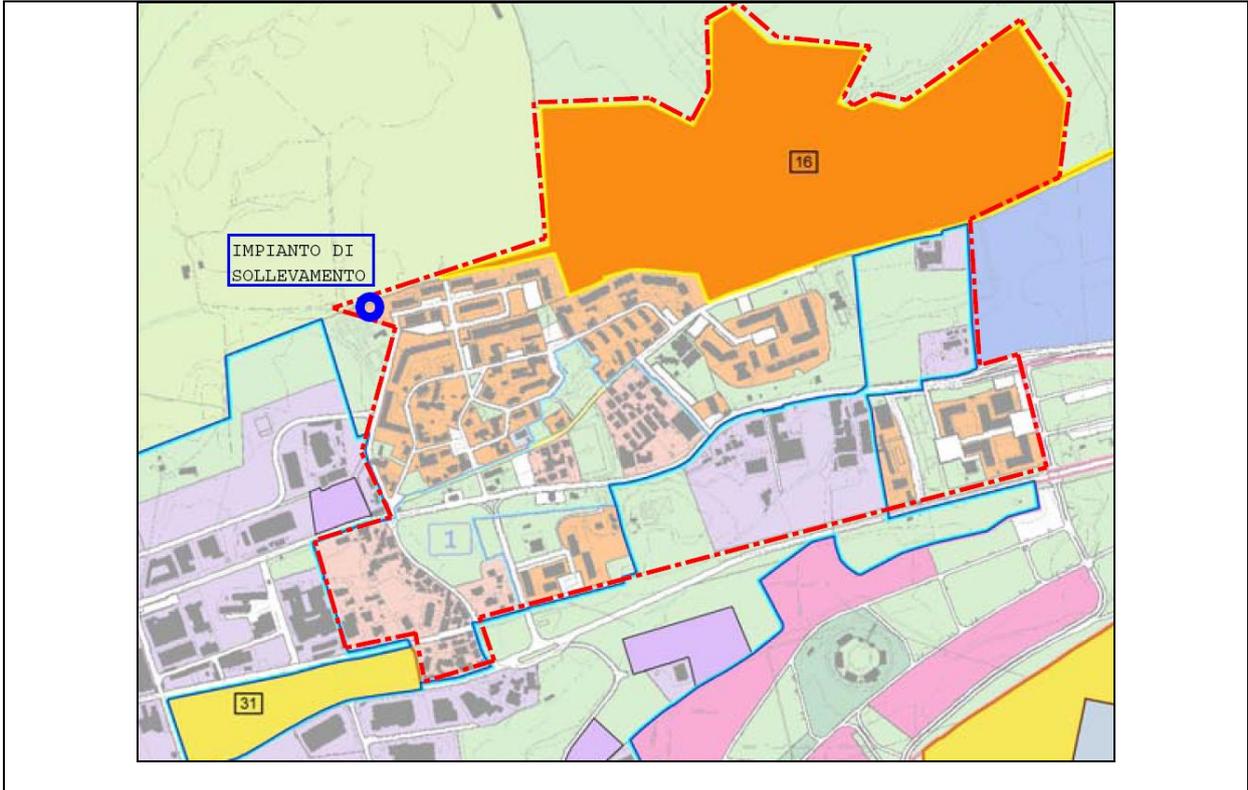
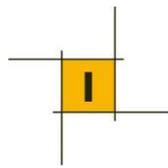
L'intervento in progetto prevede pertanto di abbandonare la fognatura nera esistente a partire dall'ultimo pozzetto dell'attuale collettore prima dell'attraversamento del fosso del Fornaccio, tributario in sponda Sx del Fosso di Pratolungo, deviandola verso il nuovo impianto di sollevamento; da qui i liquami verranno pompati verso il nuovo collettore, posizionato al di fuori del limite dell'invaso centennale del bacino di laminazione. Tale collettore si ricollega, dopo un percorso di circa 1,5 km, all'ovoidale tipo VII esistente su via S. Alessandro ed interseca su via Radar l'esistente collettore acque nere diam 400 proveniente da via Sambucci.

L'intervento prevede solo in alcuni tratti la rimozione dell'esistente collettore diam. 500 in gres.

3.4.3 Calcolo delle portate nere

In mancanza di dati da parte di ACEA sulle portate di magra e piena dell'attuale collettore, ne di dati certi su una programmazione sull'eventuale sviluppo delle infrastrutture primarie dell'area, è stato seguito un calcolo di massima delle portate nere in base allo studio del territorio.

Il collettore in esame raccoglie i liquami di fognatura nera di una parte del comprensorio di Settecamini, così come indicato nelle figure seguenti.



Per il dimensionamento del nuovo collettore non si hanno a disposizione dati specifici, pertanto essi sono stati stimati basandosi sulle dimensioni dell'area servita e sulla stima della popolazione servita, secondo il criterio di seguito esposto.

DATI DI BASE

Superficie complessiva: 150 ha circa
 Densità abitativa media (lungo termine): 90 ab/ha
 Popolazione complessiva lungo termine: P = 13.500 ab
 Popolazione complessiva attuale: P = 9.000 ab (considerati circa 2/3 della massima futura)

DOTAZIONE IDRICA

Dotazione idrica media: d = 350 l/ab/gg
 Coefficiente di dispersione: c_{dis} = 20% (per gli usi che non producono scarichi in fognatura)

PORTATA ACQUE REFLUE

$$Q_0 = \frac{P \cdot d \cdot (1 - c_{dis})}{86400}$$

Portata media annua:

Portata massima: $Q_{max} = C_{max} \cdot Q_g$ (C_{max} coefficiente di punta)

Portata minima: $Q_{min} = C_{min} \cdot Q_g$ (C_{min} coefficiente di minimo)

Con riferimento alle due condizioni di breve e lungo termine le portate di dimensionamento dell'impianto di pompaggio sono state pertanto assunte come segue:

	Utenti	Portata media [l/sec]	Coeff. di punta [-]	Portata massima [l/sec]	Coeff. di minimo [-]	Portata minima [l/sec]
Condizioni attuali	9000	29	3.5	102	0.20	6
Condizioni di lungo termine	13500	44	3.2	141	0.20	9

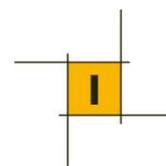
3.4.4 Impianto di pompaggio

La stazione di sollevamento in progetto è costituita da:

- gruppo di 3+1 elettropompe sommergibili funzionanti in parallelo, delle quali 3 sono di esercizio ed una è quella di riserva per assicurare la continuità di servizio in caso di manutenzione o di guasto di una di esse. Un sistema di gestione e controllo dell'impianto prevedrà la rotazione nel funzionamento delle pompe installate al fine mantenerle in esercizio periodico evitando periodi di fermo prolungato. Le pompe sono poste sul fondo della vasca e ciascuna di esse è collegata ad una asta di manovra che ne consente il sollevamento per le operazioni di manutenzione.

La portata del gruppo pompe è stata dimensionata per coprire le necessità di portata di lungo termine (13500 ab), si prevede comunque la predisposizione della tubazione di collegamento al collettore, della valvola di intercettazione e della valvola di non ritorno per la installazione di una quinta pompa di esercizio;

- vasca di carico nella quale sono alloggiare le pompe sommerse. La vasca è realizzata di c.a. ed ha una profondità totale di circa 5.40 m. dal piano di campagna; le dimensioni sono predisposte per alloggiare tutte e quattro le pompe più un'eventuale quinta pompa;



- camera di manovra costituita da un pozzetto adiacente alla vasca e nel quale sono installate le valvole di sezionamento, le valvole di non ritorno ed il collettore in acciaio DN400 che raccoglie le tubazioni in uscita dalle pompe;
- locale di servizio che si sviluppa per un piano fuori terra, di forma in pianta rettangolare (dimensioni 6.40 mt. x 4.90 mt. per uno sviluppo interno netto di 23,3 mq. ed altezza interna 3,20 m.) suddiviso in tre ambienti separati e con accessi indipendenti esterni per alloggiare rispettivamente: i quadri elettrici di comando, la centralina di gestione delle sequenze di avviamento e spegnimento, il telecomando, i materiali di consumo e/o di manutenzione, il gruppo elettrogeno
- gruppo elettrogeno necessario a garantire la continuità di servizio nei casi di interruzione della alimentazione di rete.

Tutto l'impianto è collocato in una piazzola recintata ubicata all'interno dell'area dell'impianto sportivo comunale di largo Chiaro Davanzati

3.4.5 Verifiche idrauliche

Le perdite di carico nelle tubazioni sono state calcolate con la formula di Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{2.51}{\text{Re} \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{1}{3.71} \cdot \frac{\varepsilon}{D} \right)$$

nella quale:

λ = parametro di scabrezza

ε = scabrezza della tubazione

D = diametro interno della tubazione

Dalla determinazione coefficiente λ , le perdite di carico lungo la tubazione sono:

$$J = \frac{\lambda \cdot V^2}{2gD}$$

$$\Delta H = J \cdot L$$

in cui:

V = velocità del flusso

J = pendenza piezometrica

L = lunghezza della tubazione

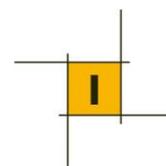
ΔH = perdita di carico

Le perdite di carico locali per curve, valvole, ecc., sono state calcolate sulla base della velocità locale di flusso.

Le verifiche idrauliche sono state condotte per diverse condizioni di funzionamento della stazione di pompaggio, assumendo le seguenti ipotesi di base:

- lunghezza tubazione: $L = 100 \text{ m}$
- scabrezza: $\varepsilon = 0,02 \text{ mm}$
- viscosità cinematica: $\nu = 1,14E-06 \text{ m}^2/\text{sec}$

La scabrezza assunta è maggiore di quella tipica delle tubazioni in PEAD, al fine di portare in conto la presenza di sedimenti all'interno delle tubazioni.



Sotto le ipotesi sopra menzionate, la verifica idraulica è stata effettuata determinando il punto di funzionamento dell'impianto in ciascuna delle condizioni di esercizio del sistema di sollevamento, cioè con 1, con 2 o con 3 pompe operanti in parallelo. Per ciascuna delle condizioni operative esaminate, il punto di funzionamento è stato definito dall'intersezione della curva caratteristica della pompa con la curva caratteristica della tubazione premente.

Nelle figure seguenti sono riportate le condizioni di esercizio con 1, 2 e 3 pompe funzionanti in parallelo

Per la condizione con una pompa:

Perdite di carico ripartite lungo la tubazione:

L	100	m	lunghezza tubazione
Φ_e	400	mm	diametro esterno
s	36,3	mm	spessore tubo
D_i	327,4	mm	diametro interno
Ω	0,084	m ²	sezione tubo
ε	0,02	mm	scabrezza
ν	1,14E-06	m ² /sec	viscosità cinematica
ε/D_i	6,11E-05		
Q	0,077	m ³ /sec	portata di pompaggio
V	0,91	m/sec	velocità di flusso
Re	2,63E+05		numero di Reynolds
λ	0,015398		
J	0.00201	m/m	pendenza piezometrica
ΔH	0.20	m	perdite di carico ripartite

Totali:

$H_G =$	9.00 m	prevalenza geometrica
$\Delta H =$	0.20 m	perdite di carico ripartite
<u>$\Delta H_c =$</u>	<u>1.20 m</u>	<u>perdite locali + sollevamento</u>
$H_{TOT} =$	10.40 m	prevalenza totale

Per la condizione con due pompe:

Perdite di carico ripartite lungo la tubazione:

L	100	m	lunghezza tubazione
Φ_e	400	mm	diametro esterno
s	36,3	mm	spessore tubo
D_i	327,4	mm	diametro interno
Ω	0,084	m ²	sezione tubo
ε	0,02	mm	scabrezza
ν	1,14E-06	m ² /sec	viscosità cinematica
ε/D_i	6,11E-05		
Q	0,125	m ³ /sec	portata di pompaggio
V	1,48	m/sec	velocità di flusso
Re	4,26E+05		numero di Reynolds
λ	0,01429437		
J	0.00491	m/m	pendenza piezometrica
ΔH	0.49	m	perdite di carico ripartite

Totali:

$H_G = 9.00$ m prevalenza geometrica
 $\Delta H = 0.50$ m perdite di carico ripartite
 $\Delta H_c = 3.50$ m perdite locali + sollevamento
 $H_{TOT} = 13.00$ m **prevalenza totale**

Per la condizione con tre pompe:

Perdite di carico ripartite lungo la tubazione:

L	100	m	lunghezza tubazione
Φ_e	400	mm	diametro esterno
s	36,3	mm	spessore tubo
D_i	327,4	mm	diametro interno
Ω	0,084	m ²	sezione tubo
ε	0,02	mm	scabrezza
ν	1,14E-06	m ² /sec	viscosità cinematica
ε/D_i	6,11E-05		
Q	0,125	m ³ /sec	portata di pompaggio
V	1,78	m/sec	velocità di flusso
Re	5,12E+05		numero di Reynolds
λ	0,013930041		
J	0.00689	m/m	pendenza piezometrica
ΔH	0.69	m	perdite di carico ripartite

$H_G = 9.00$ m prevalenza geometri

Totali:

ca

$\Delta H = 0.70$ m perdite di carico ripartite

$\Delta H_c = 5.00$ m perdite locali + sollevamento

$H_{TOT} = 14.70$ m **prevalenza totale**

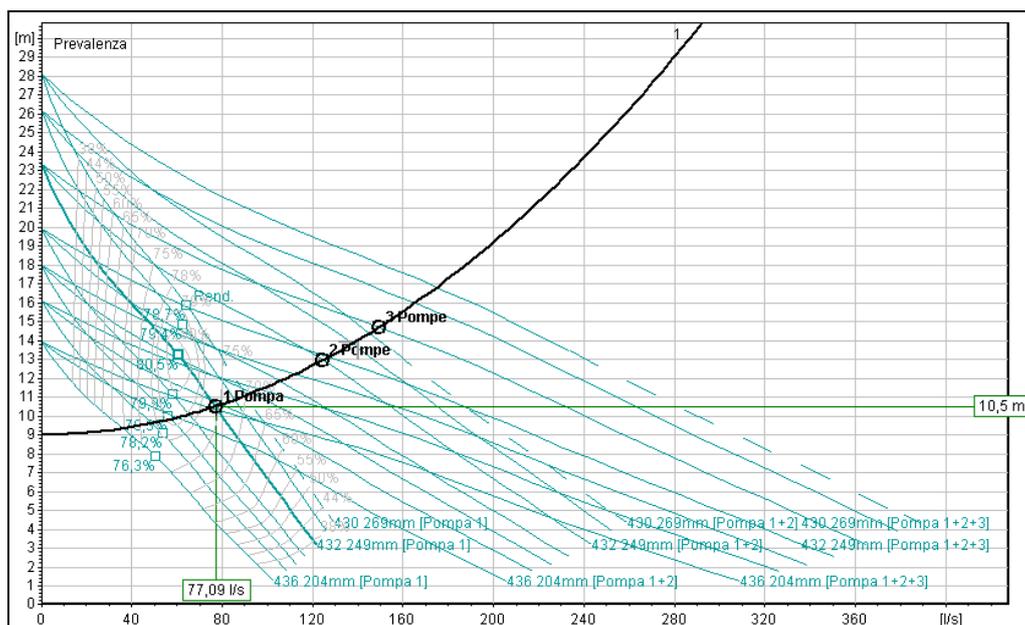


FIGURA 1 – PUNTO DI FUNZIONAMENTO CON 1 SOLA POMPA OPERATIVA

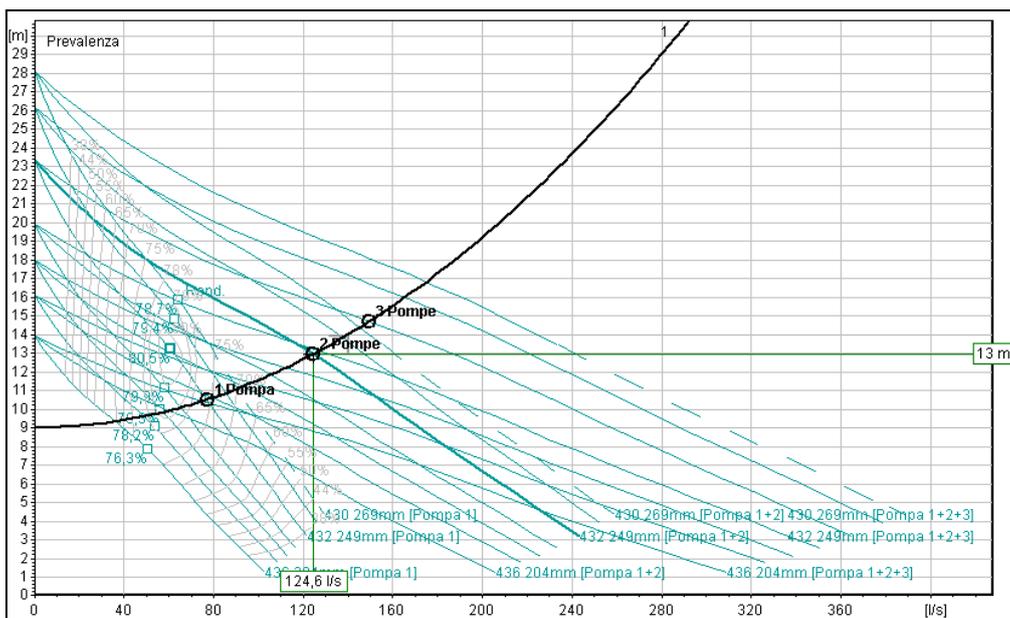


FIGURA 2 – PUNTO DI FUNZIONAMENTO CON 2 POMPE OPERATIVE

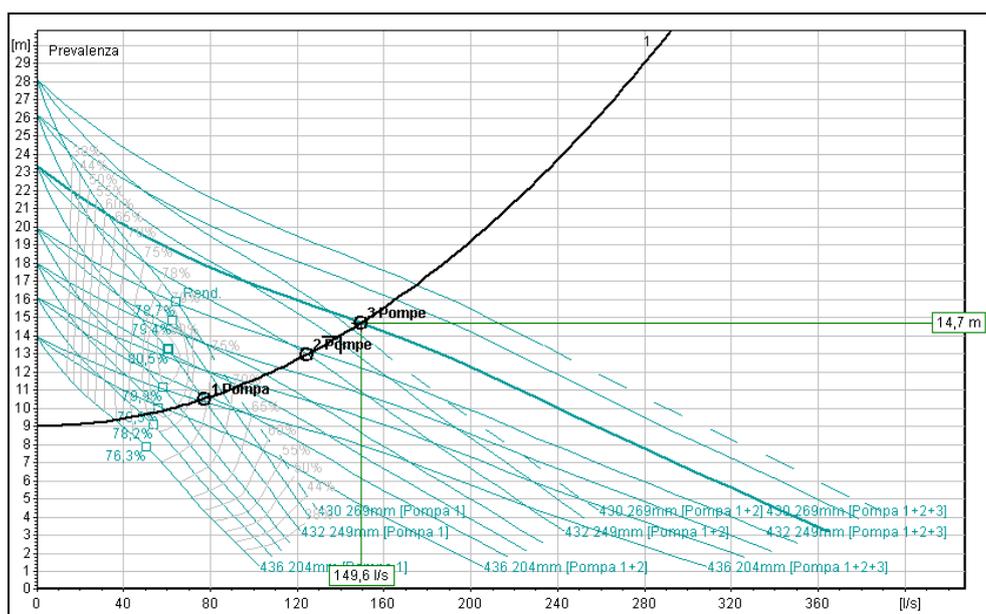


FIGURA 3 – PUNTO DI FUNZIONAMENTO CON 3 POMPE OPERATIVE

Le condizioni operative sono sintetizzate nella tabella seguente:

	Portata di gruppo [l/sec]	Prevalenza [m]	Velocità in condotta [m/sec]	Rendimento [%]	Potenza elettrica pompa singola [kW]
1 pompe operativa	77	10.5	0.91	76	13,5
2 pompe operative	125	13	1.48	80	13.5
3 pompe operative	150	14.7	1.78	78	13.5

Volume di compenso

Il tempo di ciclo massimo viene stabilito in $T = 7,5$ minuti, pari a $m = 8$ attacchi/ora. Il volume necessario con una sola pompa in funzione vale quindi:

$$V_1 = (Q_p \cdot T) / 4 = 8,6 \text{ mc}$$

Operando una rotazione ciclica delle pompe, assumendo una differenza fra i livelli di intervento di ciascuna di esse pari a $\Delta H = 0.30$ m, ed escludendo il contributo della pompa di riserva dal calcolo dei volumi di compenso, si ottiene:

$$V_{\text{tot}} = V_1 + (n - 1) \cdot \Delta H \cdot A_{\text{vasca}} = 8.6 + (2 - 1) \cdot 0.3 \cdot 18.5 = 14 \text{ mc} \quad \text{volume con due pompe operative}$$

$$V_{\text{tot}} = V_1 + (n - 1) \cdot \Delta H \cdot A_{\text{vasca}} = 8.6 + (3 - 1) \cdot 0.3 \cdot 18.5 = 19.7 \text{ mc} \quad \text{volume con tre pompe operative}$$

Le dimensioni caratteristiche della vasca sono:

- dimensioni in pianta: 7,00 x 3,50 m (dimensioni interne)
- altezza camera di carico: 2,10 m
- franco rispetto quota ingresso: 0,50 m
- volume morto (sotto liv. min): 0,30 m
- volume netto di compenso: 31,85 mc

Tempo di detenzione liquami

Con la portata minima di $Q_{\text{min}} = 6$ l/sec, il tempo di riempimento del volume V_1 risulta:

$$t = V_1 / Q_{\text{min}} = 8600 / 6 = 1433 \text{ sec} = 24 \text{ min} < 30 \text{ min.}$$

3.4.6 Collettore

Caratteristiche generali del collettore

Il primo tratto del collettore in uscita dalla stazione di sollevamento sarà costituito da una tubazione in HDPE PE100 SDR11 PN16 DN 400 per uno sviluppo in lunghezza di circa 90 mt. posto ad una profondità media di 2,00 mt. dal p.c. e termina in un pozzetto posto ad una quota di 40.80 s.l.m.m. da cui parte il nuovo collettore a pelo libero per cui è previsto l'utilizzo di tubi in PEAD Ø630 posati con pendenza dall'1% allo 0,5%; il diametro è dunque maggiore di quello esistente in quanto deve garantire una capacità idraulica di deflusso delle acque reflue superiore a quella attuale.

Si prevede l'utilizzo di tubi in PEAD lisci PE100 SDR41 PN4, collegati tra loro tramite saldatura in opera testa-testa al fine di assicurare un perfetta tenuta stagna.

La tubazione sarà posata ad una profondità variabile di massimo 9,70 m circa a un minimo di 1,15 m circa e seguirà la direzione dell'esistente; l'ispezione sarà garantita da pozzetti d'ispezione in elementi prefabbricati in cls provvisti di chiusino passa-uomo con dimensioni interne 1,20x1,20 ml. posti con passo pari a circa 35 m per un totale di 44 pozzetti, per un intervento lungo circa 1550 ml.

Ogni pozzetto nuovo e nei punti di intercettazione e di restituzione con la fognatura esistente si prevede l'utilizzo di una guarnizione wallstop in EDPM per impedire i trafilamenti lungo le tubazioni in PEAD nella giunzione con le pareti in calcestruzzo del pozzetto esistente.

Nel tratto di fognatura esistente messa fuori servizio i pozzetti di estremità saranno utilizzati per l'inserimento di una valvola di intercettazione, in tale maniera l'opera rimarrà interrata e salvaguardata per un eventuale futuro utilizzo.

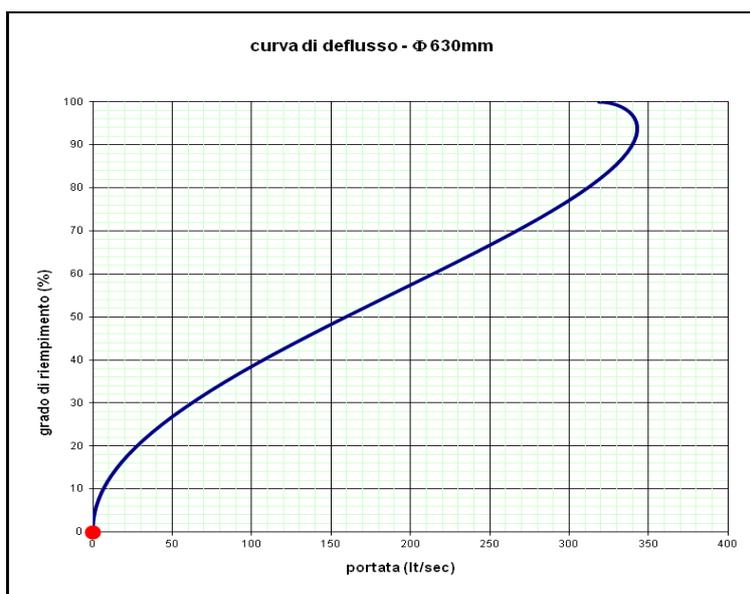
Data la profondità di scavo sottofalda, è stato previsto uno scavo a sezione obbligata con sbadacchiatura a cassa chiusa per altezze di scavo maggiori di 2,50 m con una pompa d'aggottamento a garantire la praticabilità del fondo di posa.

A posa ultimata si prevede il rinterro con materiale proveniente dagli scavi opportunamente compattato fino a raggiungere le permeabilità del terreno in sito, salvo la predisposizione di un letto ed il ricoprimento della nuova condotta con materiale arido tipo sabbia e/o pozzolana.

3.4.7 Verifica idraulica della tubazione PEAD diam. 630

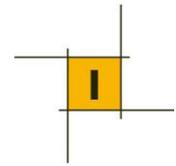
Il collettore sarà costituito da una tubazione in analogo a quello esistente, diametro interno 591 mm, con pendenza 0.5 – 1 %. Il coefficiente di Manning assunto per descrivere la scabrezza della tubazione è $n = 0,014$.

La curva di deflusso per tale tipo di tubazione è riportata nella figura seguente:



Le condizioni di deflusso per le principali portate di progetto sono sintetizzate nella tabella seguente:

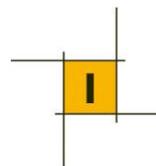
	Portata max [l/sec]	Grado di riempimento [%]	Velocità [m/sec]
Deflusso dovuto ad 1 pompa	77	33	0.95
Deflusso dovuto a 2 pompe	125	43	1.1
Deflusso dovuto a 3 pompe	150	48	1.14



3.4.8 Verifica strutturale della tubazione PEAD diam. 630

Data la non esigua profondità di posa, mediamente circa 5,00-6,00 m di ricoprimento ma con punte anche di 9 m, si riporta di seguito la verifica statica della tubazione nel punto più sollecitato.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati DIN122IT_PL102_R2 "Sostituzione collettore acque nere DN500 – Planimetria" e DIN122IT_PF102_R2 "Sostituzione collettore acque nere DN500 – Profili e sezioni".

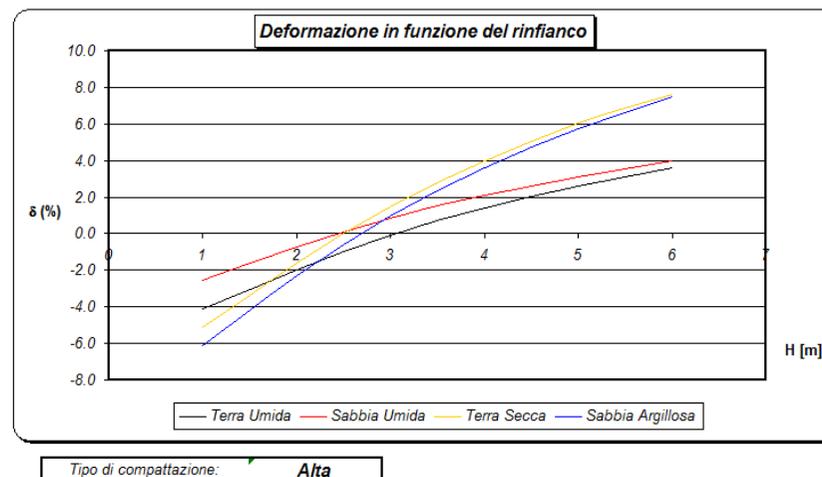


Verifica secondo Marston-Spangler			
Dati dimensionali del Tubo			
Diametro	DN =	630	mm
Rigidità circonferenziale (EN ISO 9969)	SN =	2	kN/m ²
Modulo di elasticità	E _m =	150000	kN/m ²
Tipo di parete	Liscio		
Dati dello scavo			
Larghezza	B =	1.700	m
Altezza sull'estradosso	H =	12.00	m
Tipologia del terreno indisturbato	Terreno misto compatto		
Tipologia del terreno di rinfianco	Misto di cava di ghiaia e ciottoli		
Peso specifico rinterro	γ _r =	20	kN/m ³
Angolo di attrito interno	φ =	33	°
Coeff. di attrito rinterro/pareti	μ =	0.65	
Angolo di supporto	2α =	60	°
Tipo di compattazione	Alta		
Modulo di elasticità terreno	E _t =	21000	kN/m ²
Altezza della falda sulla tubazione	h =	10	m
Peso specifico sommerso del riempimento	γ' =	16.8	
Verifica tipo di trincea (UNI 7517)	Trincea stretta		
Determinazione carico statico			
Coeff. di spinta attiva	K _a =	0.295	
Coeff. di carico statico	χ =	0.947	
Carico idrostatico	Q _{id} =	166.770	kN/m
Carico statico	Q _{st} =	229.109	kN/m
Determinazione carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	HT26		
Carico per ruota	P =	35	kN/ruota
Coeff. dinamico	ω =	1.025	
Tensione dinamica	σ _z =	1.374	kN/m ²
Carico dinamico	Q _d =	0.887	kN/m
Carico totale	Q =	229.996	kN/m
Coeff. di sottofondo	K =	0.103	
Coeff. di deformazione differita	F =	1.5	
Deformazione assoluta	Δd =	27.40	mm
Deformazione relativa %	δ =	4.349	%
Tubazione verificata			

Tabelle riassuntive													
Deformazione % in funzione della compattazione del rinfianco (Tabella 2)													
SN = 2													
DN	Rinfianco	H = 1 m				H = 2 m				H = 3 m			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
630	Sabbia umida	-37.81	-11.88	-5.01	-2.55	-11.01	-3.46	-1.46	-0.74	12.26	3.85	1.62	0.83
	Sabbia argillosa	-72.35	-26.65	-14.47	-6.10	-27.41	-10.10	-5.48	-2.31	11.40	4.20	2.28	0.96
	Terra secca	-60.90	-22.43	-12.18	-5.13	-18.78	-6.92	-3.75	-1.58	17.79	6.55	3.56	1.50
	Terra umida**	-61.33	-19.27	-8.13	-4.14	-29.17	-9.17	-3.86	-1.97	-1.61	-0.51	-0.21	-0.11
DN	Rinfianco	H = 4 m				H = 5 m				H = 6 m*			
		R	L	M	A	R	L	M	A	R	L	M	A
630	Sabbia umida	31.18	9.80	4.13	2.10	46.38	14.58	6.15	3.13	58.57	18.40	7.76	3.95
	Sabbia argillosa	42.92	15.81	8.58	3.62	68.25	25.14	13.65	5.75	88.54	32.61	17.70	7.46
	Terra secca	47.52	17.50	9.50	4.01	71.42	26.31	14.28	6.02	90.56	33.36	18.11	7.64
	Terra umida**	20.72	6.51	2.75	1.40	38.66	12.15	5.12	2.61	53.02	16.66	7.03	3.58

*Ci si è limitati ai 6 metri in quanto gli usuali escavatori operano fino a profondità nell'ordine dei 6 metri, con magisteri di sostegno via via più impegnativi e costosi a misura che aumenta con la profondità.

**Occorre sottolineare come la tipologia "Terra Umida", pur geotecnicamente adatta all'uso, può presentare pietre e materiali vari che possono mettere in crisi la tubazione.

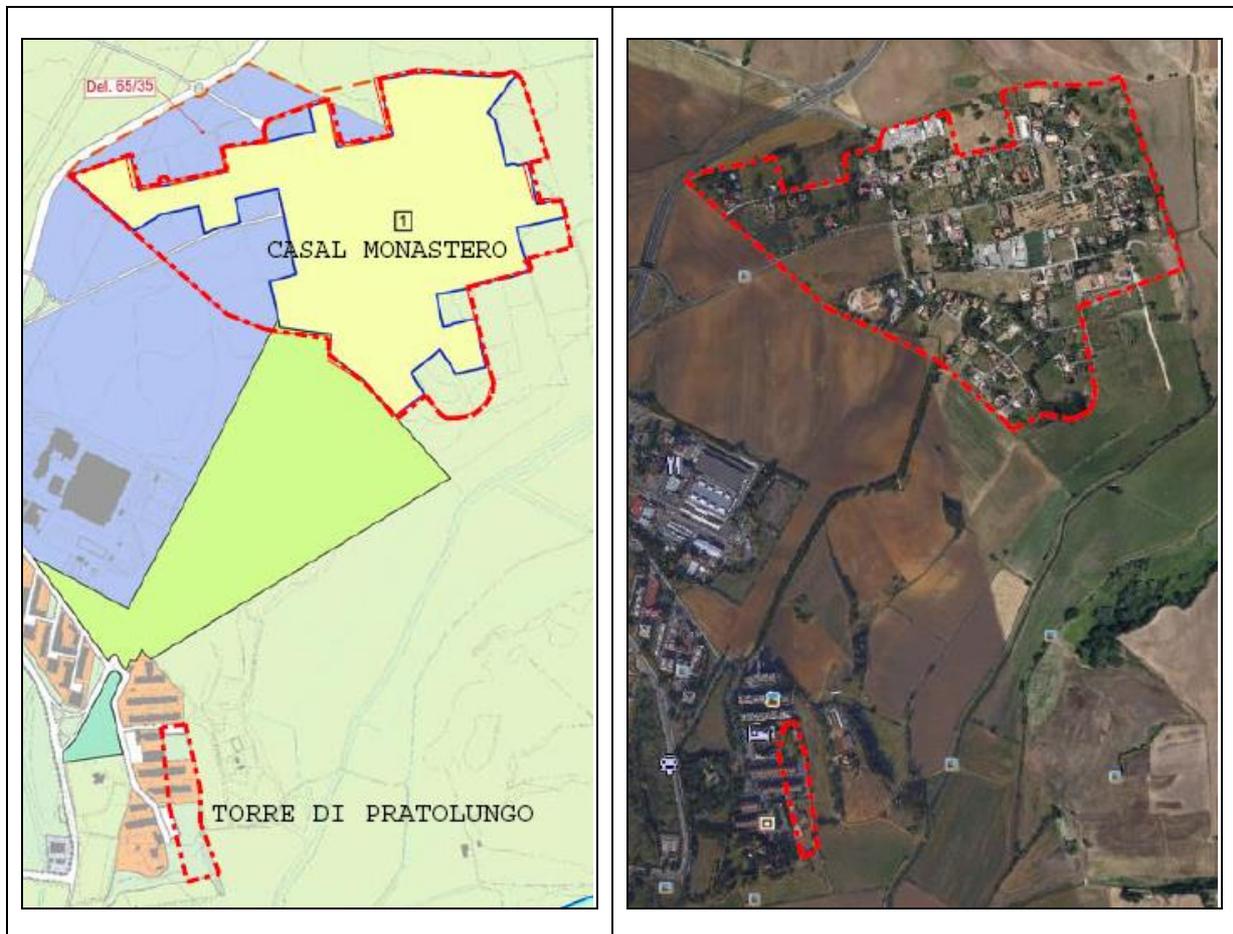


3.5 Rete fognaria acque miste Ø600 in cls

3.5.1 Premessa

A circa un centinaio di metri a nord del fosso di Pratolungo, è presente un collettore fognario delle acque miste Ø600 in cls proveniente dalla zona residenziale comprensorio F/1 di Pratolungo; tale collettore corre parallelamente al fosso e si immette in un collettore acque miste ovoidale tipo VII in calcestruzzo che, come descritto nel paragrafo successivo sarà deviato.

Il collettore che parte dal piazzale parcheggio antistante l'Hotel Torre di Pratolungo, è anche ricevente di una fognatura acque nere diam. 315 premente e proveniente dal nucleo abusivo n.5.2 a/b denominato Casal Monastero sempre nel Comune di Roma.



Una volta deviata la tipo VII, il tratto di collettore circolare in oggetto non potrà più scaricare le sue acque nel pozzetto attuale che farà parte del tratto della tipo VII che andrà messo fuori servizio.

Vista l'impossibilità di trovare al collettore un percorso alternativo che garantisca un funzionamento a superficie libera, e vista la prescrizione del Servizio Dighe del Ministero LL.PP. che non autorizza un suo passaggio ad intersezione con il corpo diga, è stato previsto la separazione degli scarichi acque nere oggi presenti sulla mista ed il loro collettamento: in parte su una fogna esistente tipo VII su via Gianni Nazareno ed

in parte su una stazione di sollevamento da realizzare presso la scuola materna di viale della Torre di Pratolungo e relativa immissione nella fognatura di tipo VII presente in prossimità dello stesso viale.

Successivamente le acque separate bianche del collettore esistente verranno deviate e scaricate direttamente nel fosso tributario in sponda Dx del fosso di Pratolungo.

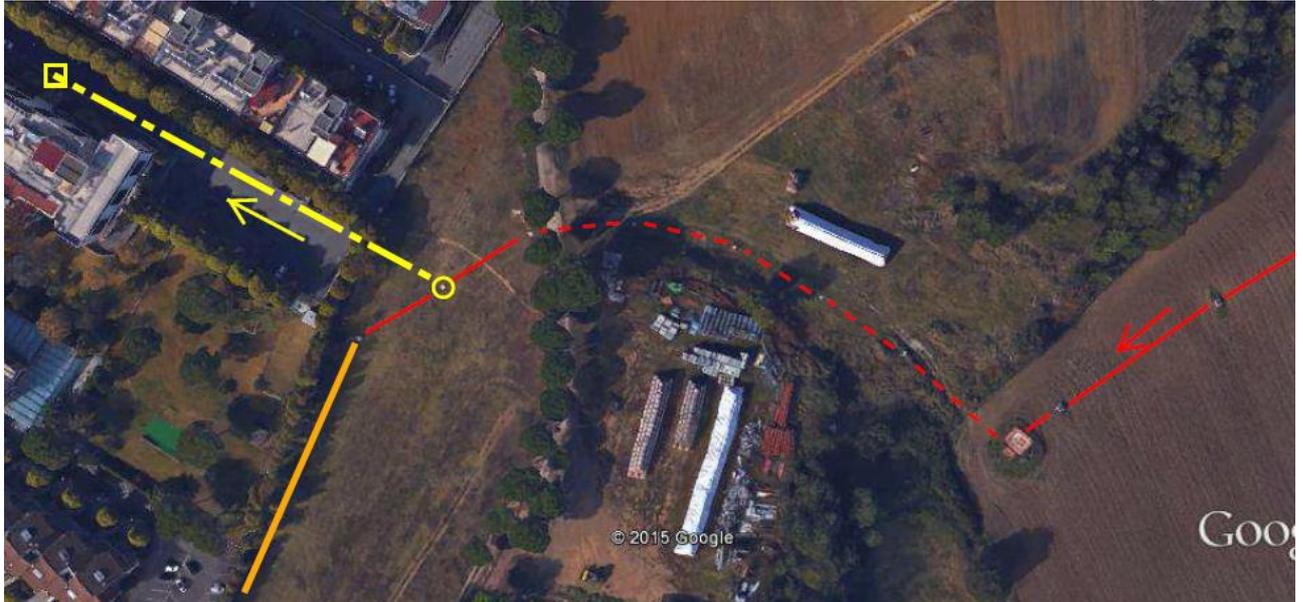
3.5.2 Nuovo collettamento linea acque nere diam. 315 proveniente da Casal Monastero

La fognatura acque nere PEAD diam 315, per soli liquami neri, proveniente dal comprensorio di Casalmonastero per collegarsi alla rete acque miste diam 600 in cls del comprensorio F/1 di Torre di Pratolungo, si sviluppa a gravità per la maggior parte del suo percorso fino all'impianto di sollevamento necessario ad innalzare i liquami alla quota del comprensorio di Pratolungo sul quale è ubicato il collettore ricettore.

Nella figura che segue è indicato il percorso della linea fognaria in esame, nella quale con linea rossa tratteggiata viene evidenziato il tratto in pressione dell'impianto di pompaggio esistente, mentre le linee continue indicano i tratti a gravità.



Attualmente la fognatura si immette in un collettore per acque miste che drena parte del comprensorio di Torre di Pratolungo. Essendo prevista la dismissione di tale collettore, il progetto prevede di deviare la fognatura verso quella di via Nazareno Gianni. Il nuovo collettore intercetta la fognatura nel suo tratto finale a valle dell'impianto di pompaggio. Il pozzetto di partenza ed il tracciato del nuovo collettore fino all'allaccio su via Gianni sono indicati in giallo nella figura seguente:



3.5.3 Stima della portata nera proveniente dal collettore di Casal Monastero

Per il dimensionamento del nuovo collettore non si hanno a disposizione dati di portata né indicazioni sulla pendenza della tubazione esistente. Pertanto essi sono stati stimati sulla base di dati urbanistici tratti dal Piano Esecutivo per il recupero urbanistico del nucleo N. 5.2 a/b – “Casal Monastero” - Tav. 5/a1. In particolare sono stati assunti i seguenti dati di base:

DATI DI BASE

Superficie servita complessiva:	60 ha circa
Densità abitativa media (lungo termine):	44 ab/ha
Popolazione complessiva lungo termine:	P = 2.700 ab
Popolazione complessiva attuale:	P = 1.300 ab

DOTAZIONE IDRICA

Dotazione idrica media:	d = 350 l/ab/gg
Coefficiente di dispersione:	c _{dis} = 20% (per gli usi che non producono scarichi in fognatura)

PORTATA ACQUE REFLUE

Portata media annua:	$Q_0 = \frac{P \cdot d \cdot (1 - c_{dis})}{86400}$
Portata massima:	Q _{max} = C _{max} · Q _g (C _{max} coefficiente di punta)
Portata minima:	Q _{min} = C _{min} · Q _g (C _{min} coefficiente di minimo)

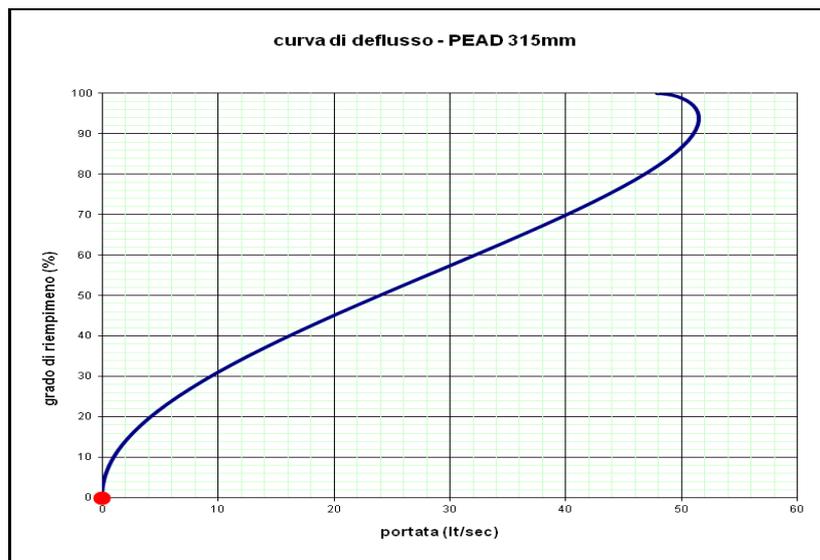
Con riferimento alle due condizioni di breve e lungo termine le portate di dimensionamento dell’impianto di pompaggio sono state pertanto assunte come segue:

	Utenti	Portata media [l/sec]	Coeff. di punta [-]	Portata massima [l/sec]	Coeff. di minimo [-]	Portata minima [l/sec]
Condizioni attuali	1300	4	4,3	18	0,20	1

3.5.4 Verifica idraulica del nuovo collettore diam. 315 proveniente da Casal Monastero

Il collettore sarà costituito da una tubazione in PEAD diam. 315 analogo a quello esistente, diametro interno 275 mm, con pendenza 0.3%. Il coefficiente di Manning assunto per descrivere la scabrezza della tubazione è $n = 0,014$.

La curva di deflusso per tale tipo di tubazione è riportata nella figura seguente:



Le condizioni di deflusso per le principali portate di progetto sono sintetizzate nella tabella seguente:

	Portata max [l/sec]	Grado di riempimento [%]	Velocità [m/sec]
Condizioni attuali	18	42	0.63
Condizioni di lungo termine	34	62	0.75

3.5.5 Deviazione acque nere oggi convogliate nella linea dima 600 cls

Altro intervento sarà il collettamento della rete separate acque nere del complesso residenziale che oggi sorge tra l'Hotel Torre di Pratolungo e la scuola materna comunale di via Torre di Pratolungo ad una nuova linea premente in HDPE PE100 SDR11 PN16 DN150 collegata all'esistente fognatura mista tipo VII che parte dal parcheggio di via Torre di Pratolungo.

Anche la rete acque nere della scuola materna comunale sarà collegata alla piccola stazione di sollevamento prevista a servizio di questa nuova tratta.

Eliminate tutte le possibili incompatibilità di allaccio, l'esistente linea di scarico acque diam 600 in cls che corre perimetralmente al comprensorio F/1 di Torre di Pratolungo potrà essere deviata e fatta scaricare direttamente nel tributario in sponda Dx del fosso di Pratolungo evitando di caricare l'impianto di depurazione di Settecami già oggi in forte sofferenza.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati DIN122IT_PL101_R0 “Spostamento collettore acque miste ovoidale tipo VII e DN600 – Planimetria” e DIN122IT_PF101_R0 “Spostamento collettore acque miste ovoidale tipo VII e DN600 - Profili sezioni”.

3.6 Rete fognaria acque miste collettore ovoidale tipo VII in cls

In destra idraulica del fosso di Pratolungo è presente un collettore fognario delle acque miste di forma ovoidale tipo VII in calcestruzzo proveniente dalla comprensorio F/1 torre di Pratolungo e ricevente anche il contributo acque nere di Casal Monastero, nelle modalità descritte al capitolo precedente; il collettore si sviluppa parallelamente all’asse dell’argine principale in progetto fino a 150 m circa dal fosso di Pratolungo, per poi piegare verso sud-ovest in direzione del depuratore ACEA, che rappresenta il suo recapito finale, a valle di Via di S. Alessandro.

L’interferenza in questione è stata risolta prevedendo la deviazione del tracciato del collettore attorno alla spalla destra dell’argine in progetto, visto che la morfologia del territorio consente la deviazione del collettore senza incidere sul suo funzionamento idraulico.

La fognatura esistente viene intercettata nella zona a nord dell’argine principale previsto e prosegue verso sud-ovest al fine di evitare il rilevato di progetto; quindi prosegue parallelamente subito a valle dello stesso fino a riconnettersi nella rete esistente. Il nuovo tratto di rete fognaria correrà in particolare al di fuori dell’area soggetta ad allagamento per evitare che essa diventi una via di fuga in pressione delle acque invase.

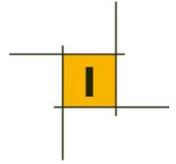
Si utilizzeranno tubi ovoidali tipo VII autoportanti in calcestruzzo posati con pendenza non inferiore a quella esistente che garantiranno una capacità idraulica di deflusso delle acque meteoriche non inferiore a quella attuale.

Essi saranno posati in scavo nella prima parte della deviazione per circa 160 m con 5 pozzetti in calcestruzzo prefabbricato 1,50 x 1,50 m con Hmed = 4,70 m, mentre per il secondo tratto, per ragioni di quote di scorrimento, si prevede un tratto da rinterrare posato previo un piccolo scavo, con altri 4 pozzetti in calcestruzzo prefabbricato 1,50 x 1,50 m con H = 1,70 m.

Si riporta di seguito la verifica a schiacciamento come previsto dal “Manuale di progettazione e utilizzo – Tubazioni in calcestruzzo” edito dalla Assobeton.

Diametro (mm)	Ricoprimento massimo (m)	Carico da tabella (KN/m)
800	4,2	106

Coefficiente di posa	Carico di laboratorio a rottura (KN/m) da norme UNI EN 1917	Classe di resistenza a rottura secondo UNI EN 1916 o fornito dal produttore
1,9	55,79	88,80



Coeff. di sicurezza a rottura
1,58
VERIFICATO

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati: DIN122IT_PL101_R2 “collettore acque miste ovoidale tipo VII e DN600 – Planimetria” e DIN122IT_PF101_R2 “Spostamento collettore acque miste ovoidale tipo VII e DN600 - Profili sezioni”.