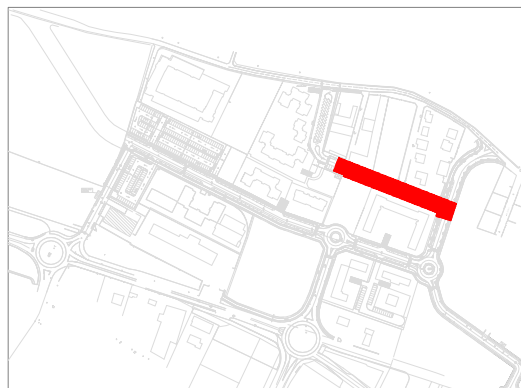


COMUNE DI RIVALTA

PROGETTO ESECUTIVO PRIMO LOTTO FUNZIONALE OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA P.E.C.L.I. CC3.1–CC3.2

Aree CC3.1–CC3.2(1)–CC3.2(2)
Zona Sud Sangone – Gerbolano



ALLEGATO D:

– RELAZIONE IDRAULICA

SPAZIO PER IL COMUNE

PROGETTISTA:

SEBASTIANO Ing. Gianluca
Via Cesare Battisti n. 20
10043 Orbassano (To)
TEL. 011 9034504
gianluca.sebastiano@tiscali.it
gianluca.sebastiano@ingpec.eu

RESPONSABILE
PROCEDIMENTO:

DATA: Marzo 2018

AGG.: Novembre 2018

SCALA:

OPERE DI URBANIZZAZIONE PRIMARIA

Aree CC3.1 – CC3.2 Zona Sud Sangone – Gerbolano (Via Giaveno – Via Orbassano)

RELAZIONE IDRAULICA

1) Opere previste in progetto

Nel presente progetto sono previste opere fognarie e opere acquedottistiche.

Le canalizzazioni per la rete fognaria nera saranno realizzate con tubazioni in PVC rigido per fognature conformi alla UNI EN 1401 SN 4.

I tubi ed i raccordi dovranno essere prodotti in stabilimenti certificati UNI EN ISO 9002 ed essere marcati IIP.

Le canalizzazioni per la rete fognaria bianca saranno realizzate con tubazioni in cemento armato turbocentrifugato aventi una resistenza minima di $1,30 \text{ KN/m}^2$ per ogni cm di diametro interno e per ogni metro lineare di lunghezza valutata con prova eseguita in laboratorio, a secco, con carico distribuito lungo la generatrice superiore del volto. Tali tubazioni avranno incastro a bicchiere, completi di anello di tenuta in gomma elastomerica od in neoprene, inserito all'atto del collegamento di una tubazione all'altra. Come specificato nel seguito il funzionamento, anche alle massime portate, è sempre e comunque a pelo libero e con riempimenti limitati ed in grado di garantire la perfetta aerazione delle condotte fognarie, anche se le tubazioni sono adatte a resistere anche a pressioni interne di 0,5 bar.

Le tubazioni per la rete di acquedotto saranno realizzate in ghisa sferoidale.

2) Considerazioni geologiche e geotecniche

La natura geologica dei terreni interessati dalle opere in progetto è illustrata in dettaglio dalla relazione geologica – geomorfologica allegata al Piano Regolatore Generale Comunale a cui si rimanda.

Dalla “carta di sintesi” allegata al suddetto piano si ricava che le aree interessate dalle opere in progetto non presentano particolari rischi geologici ed idrogeologici anche con riferimento ai vincoli imposti dal PAI (Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico

adottato con Deliberazione del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino del fiume Po in data 26 aprile 2001, approvato con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 24 maggio 2001).

Dall'esame delle cartografie allegate al PAI ed al PRGC citato in precedenza si desume che le aree interessate dalla presente progettazione, non sono comprese in classi ad alta pericolosità.

Inoltre le tubazioni in progetto sono posizionate a profondità abbastanza limitate nel sedime stradale di strade urbane ubicate in terreni quasi pianeggianti o di deboli pendenze per cui si può pertanto concludere che i terreni attraversati dalle tubazioni sono stabili.

I terreni attraversati dalla tubazione in oggetto non sono da ritenersi corrosivi per le tubazioni previste in progetto e pertanto non si richiedono particolari cautele nella posa in opera. In fase di posa in opera delle tubazioni nelle trincee di scavo la stabilità delle pareti dello scavo è sicuramente garantita dalla tecnologia di scavo prevista in progetto che richiede l'armatura provvisoria continua degli scavi con strutture metalliche per profondità di scavo superiori a 1,50 m.

3) Dimensionamento idraulico della fognatura

I calcoli idraulici sono stati svolti secondo le istruzioni emanate dal Ministero dei LL.PP. Consiglio Superiore LL.PP. Servizio Tecnico Generale, per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognature e secondo le norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. del 12.12.1985 per le caratteristiche delle tubazioni e s.m.i.

Nei paragrafi seguenti sono esposti i criteri adottati per il calcolo delle tubazioni.

3.1) Valutazione delle portate nere

Per i tratti di fognatura nera in progetto la portata relativa alle acque reflue Q_N è stata determinata con il riferimento alla popolazione insediabile prevista dal PRGC.

I parametri di dimensionamento assunti sono i seguenti:

- dotazione pro capite media 220 l/ab.g
- coefficiente di punta settimanale 1.1
- coefficiente di punta mensile 1.5
- coefficiente giorno di minimo consumo 0.8

- tempo di concentrazione 16 h/g
- portata pro capite giorno medio $220/(16*3600) = 0.00382$ l/ab sec
- portata pro capite giorno minimo consumo $220*0.8/(16*3600) = 0.003$ l/ab sec
- portata media pro capite giorno di massimo consumo $220*1.1*1.5/(16*3600) = 0.0063$ l/ab sec
- portata pro capite di punta giorno di massimo consumo $2.5*0.0063$ l/ab sec = 0.0158
- portata pro capite di punta giorno di minimo consumo $2.5*0.003$ l/ab sec = 0.0075

Nel seguito sono riportate le portate nere massime e minime affluenti in fognatura.

TRATTO	ABITANTI	ABITANTI DI MONTE	Q _N PROPRIA (l/s)	Q _N MONTE (l/s)	Q _N TOTALE (l/s)
P18 – P20	110	0	Max 1.738 Min 0.825	0 0	Max 1.738 Min 0.825
P20 – P23	110	220	Max 1.738 Min 0.825	Max 1.738 Min 0.825	Max 3.48 Min 1.65
P23 - SCARICO	340	560	Max 5.37 Min 2.55	Max 3.48 Min 1.65	Max 8.85 Min 4.20

3.2) Dimensionamento idraulico delle tubazioni della fognatura nera

Le canalizzazioni di fognatura sono state dimensionate mediante formula di Chezy

$$Q = \chi * A * \sqrt{R * i}$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

χ = indice di scabrezza della condotta, assunto pari a $85 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ per le tubazioni in PVC

A = area della condotta occupata dal liquame, in mq;

R = raggio idraulico in m;

$i =$ pendenza del fondo del collettore.

La formula è tabulata per tratti nella tabella seguente, che riporta i valori dei parametri caratteristici del moto nella tubazione stessa per i vari valori di riempimento della tubazione.

In grassetto in ciascuna tabella sono evidenziati i parametri caratteristici di funzionamento per la portata di punta del giorno di minimo consumo (Q_{min}) e per la portata di punta del giorno di massimo consumo (Q_{max}) calcolate in precedenza ed i parametri di funzionamento delle suddette tubazioni a tubo pieno.

Dall'esame delle suddette tabelle si riscontra il regolare funzionamento idraulico delle tubazioni nere in progetto.

SCALA DI DEFLUSSO TRONCO P18 – P23

DIAMETRO [mm] **400**
PENDENZA % **0.8**
SCABREZZA DI STRICKLER [$m^{1/3}/s$] **85**

TIRANTE [mm]	AREA [dm ²]	PERIMETRO BAGNATO [mm]	RAGGIO IDRAULICO [mm]	VELOCITA' [m/s]	PORTATA [l/s]	RIEMPI MENTO [%]
-----------------	----------------------------	------------------------------	-----------------------------	--------------------	------------------	------------------------

20	0.23	180	13	0.47	1.11	0.48
50	0.91	290	32	0.85	7.76	3.37
72	1.54	351	44	1.06	16.35	7.10
80	1.79	371	48	1.13	20.15	8.76
100	2.46	419	59	1.28	31.52	13.70
120	3.17	464	68	1.42	45.07	19.58
140	3.92	506	77	1.54	60.51	26.29
160	4.69	548	86	1.65	77.55	33.70
180	5.48	588	93	1.75	95.85	41.65
200	6.28	628	100	1.83	115.06	50.00
220	7.08	668	106	1.90	134.79	58.57
240	7.87	709	111	1.96	154.61	67.18
260	8.65	750	115	2.01	174.07	75.64
280	9.40	793	118	2.05	192.67	83.72
300	10.11	838	121	2.08	209.85	91.19
320	10.78	886	122	2.09	224.94	97.75
340	11.38	938	121	2.08	237.13	103.04
360	11.91	999	119	2.06	245.27	106.58
380	12.33	1076	115	2.01	247.27	107.45
400	12.57	1257	100	1.83	230.12	100.00

3.3) Valutazione delle portate meteoriche

Nei paragrafi che seguono sono state calcolate secondo l'usuale metodo del volume di invaso, le portate presenti nella fognatura bianca dell'area oggetto di urbanizzazione.

Il calcolo è stato preceduto da uno studio idrologico condotto sui pluviografi di Torino e di Collegno.

Le portate sono state calcolate, come d'uso, con tempo di ritorno $T=10$ anni.

Nei paragrafi seguenti sono riportati lo studio idrologico, il calcolo delle portate e la verifica dei collettori.

L'ubicazione planimetrica dei collettori esaminati è riportata nella planimetria schematica allegata alla presente relazione. (Figura 1)

3.4) Indagine idrologica

3.4.1) Elaborazione dei dati pluviometrici e individuazione delle curve di possibilità pluviometrica.

Per determinare l'entità degli apporti pluviali alla rete fognaria in progetto è stato condotto uno studio idrologico.

Il regime pluviometrico nella zona urbana di Rivalta è stato definito utilizzando i dati pluviometrici rilevati presso i pluviografi di Torino e di Collegno

E' stata presa in esame la serie storica dei valori delle precipitazioni massime annuali di durata di 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive.

I dati rilevati sono riportati nelle tabelle 8 (Torino) e 12 (Collegno).

Detti dati sono stati regolarizzati con l'impiego di metodi statistici-probabilistici, in particolare sono state utilizzate la legge di Gumbel e la legge log normale.

Si sono così determinati i parametri a ed n della curva di possibilità pluviometrica $h = a \cdot t^n$ dove:

h = altezza di pioggia espressa in millimetri

t = tempo di pioggia espresso in ore.

Nelle tabelle 9-10-11 sono riportati i valori delle altezze di pioggia elaborate con le leggi di Gumbel e log-normale ed i valori dei parametri a ed n per le due leggi elaborate e per tempo di ritorno pari a 10 anni, relativi al pluviografo di Torino, mentre nelle tabelle 13-14-15 sono riportati gli stessi valori relativi al pluviografo di Collegno.

TABELLA n.8

SERIE STORICA DEI VALORI DELLE PIOGGIE MASSIME ANNUALI DI TORINO

ANNO	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	mm	mm	mm	mm	mm	Mm
1928	-	31	33	33	38	56
1929	20	20.6	22.5	25.4	27.4	27.8
1930	16	21	33.5	36.5	61.5	98
1931	13.3	18.9	21	30	50.4	70.7
1932	15.4	62.2	64.2	65.2	65.2	72.6
1933	17.4	17.6	29	32.6	39.6	51.2
1934	26	32.4	36	36	40	60
1935	13	15.6	24.6	35.6	48.2	51.4
1936	-	-	-	-	-	-
1937	31	31	52	54.8	68.2	68.4
1938	42	42.6	54.6	54.8	54.8	70.6
1939	14	31	33	33	35.4	51.6
1942	18	33	38	38	38	43
1943	23.8	24.2	24.2	25.4	32.2	44.6
1944	-	-	-	-	-	-
1945	10.4	15	25.6	32.6	37	41
1946	12	15.6	23	25	41	66
1947	32.6	32.6	38	67	87.4	104
1948	-	-	-	-	-	-
1949	26	30.4	30.4	30.4	44	65.6
1950	-	-	-	-	-	-
1951	-	20.4	30	48	67	71
1952	16	53.6	69	70.6	70.6	72.8
1953	-	-	-	-	-	-
1954	-	57.6	61	61	61	64
1955	12	30.8	45.6	45.6	64.6	81.6
1956	31.6	32.6	41	52.2	52.8	73.6
1957	16	23.8	23.8	27.8	46	73
1958	31.4	31.4	33	35.8	53.4	74.4
1959	21	36	48	70	110	140
1960	-	60	61.6	72.6	80	82.8
1961	8.4	58.4	61.2	61.2	78	135
1962	8.2	23.4	25.4	50	52.6	74.2
1963	21	27.2	52	64	73.6	93
1964	17.6	21	24	29.2	42.2	49.6
1965	16.4	28	28	28	28	28
1966	13.6	28	31.2	34.8	54.6	57.8
1967	12.6	25	43	43	43	43
1968	14.6	28	34.8	53.6	53.6	66.8
1969	10	18	26.4	27.6	28.2	46.8
1970	19	26.2	27	38	40.2	43
1971	11.4	24	28.4	37.4	37.4	44
1972	-	36	40	48.6	57	66
1973	21.4	46.8	50.2	55	107	120.2
1974	16.2	19.8	30.8	31	42.2	74.4
1975	17.4	43.6	48.8	49.8	62.4	99.2
1976	19	22.6	47.2	66.8	85	85
1977	11.6	25.6	30	30	47	60.4
1978	-	-	-	-	-	-
1979	8.8	51	55.2	55.2	55.2	55.2
1980	8	37	54	67.6	75.8	83
1981	14	20.8	26.2	39.6	52	99
1982	8.2	25.8	37.8	39	40	44

Segue TABELLA n.8

ANNO	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	mm	mm	mm	mm	mm	Mm
1983	27.8	28.2	31.2	34.2	47.4	60.6
1984	8.6	16	22	28.6	42.4	61.4
1985	10.6	32.2	38.2	44	45.8	52.6
1986	16.8	30.4	31	37	45.4	52
1990	-	49.6	50.2	51	51.6	51.8
1991	-	-	-	-	-	-
1992	-	19.2	23.8	45.2	76.2	105.6
1993	-	35	46.4	46.6	52.4	77.6
1994	-	19.6	42.6	68	113.6	145.8
1995	-	19.4	24.2	36.8	47.8	65.8
1997	-	39	47.2	52.2	53.8	55.4

TABELLA n.9

QUADRO RIASSUNTIVO PRECIPITAZIONI ELABORATE CON LA LEGGE DI GUMBEL
PLUVIOGRAFO DI TORINO

TEMPO DI RITORNO	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	-	+	+	+	+	+
anni	mm	mm	mm	mm	mm	mm
10	28.6	48	56	64.5	83.1	106.3

TABELLA n.10

QUADRO RIASSUNTIVO PRECIPITAZIONI ELABORATE CON LA LEGGE LOG NORMALE
PLUVIOGRAFO DI TORINO

TEMPO DI RITORNO	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	-	+	+	+	+	+
anni	mm	mm	mm	mm	mm	Mm
10	27.1	46.1	54.1	62.5	80.2	102.5

TABELLA n.11

PARAMETRI a ED n DELLA CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA
PLUVIOGRAFO DI TORINO

TEMPO DI RITORNO	LEGGE DI GUMBEL			LEGGE LOG NORMALE		
	a	n	*	a	n	*
anni						
10	40.03	0.301	0.94	38.39	0.304	0.94

* Bontà della regressione lineare

TABELLA n.12

SERIE STORICA DEI VALORI DELLE PIOGGIE MASSIME ANNUALI DI COLLEGNO

ANNO	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1951	---	33	36	54.6	81	84
1952	---	38	55	58.6	64	81
1953	---	21.6	24.4	33	42.8	66.8
1954	---	30.6	30.8	33.4	48.4	62.6
1955	---	27.4	29.8	30.4	45	65
1956	---	29.4	39.6	43.2	45.4	69.8
1957	---	26.9	27.2	27.4	40.8	70
1958	---	14.4	17.2	24	30	41.2
1959	---	23	38	46	81	111.4
1960	---	38	41.6	41.6	50	74.4
1961	---	22.8	33	39	47.4	86.4
1962	---	11.4	29	39	64.2	85.4
1963	---	15.6	19.6	22.2	33	43.2
1964	---	24.8	24.8	24.8	31.6	43
1965	---	20	26.8	36.8	39	41.8
1966	---	---	---	---	---	---
1967	---	20	34	40	46	48
1968	---	22	36	42	43	58.4
1969	---	33.4	6.4	37	47	65
1970	---	17.4	20	36.8	37	37
1971	---	---	---	---	---	---
1972	---	---	---	---	---	---
1973	---	---	---	---	---	---
1974	---	---	---	---	---	---
1975	---	27.4	27.4	27.4	36.8	55.4
1976	---	---	---	---	---	---
1977	---	12	22	28.4	40.2	57
1978	---	---	---	---	---	---
1979	---	26.6	29.4	30.4	49.6	62
1980	---	23.6	31.4	32.8	37.2	50.2
1981	---	25.8	28.4	32.4	61	112.6
1982	---	29.6	34.8	34.8	41.4	64
1983	---	23	23.8	33	40	61
1984	---	---	---	---	---	---
1985	---	19	24	26.8	38	54.4
1986	---	21.6	21.6	31.8	35.6	62.6

TABELLA n.13

QUADRO RIASSUNTIVO PRECIPITAZIONI ELABORATE CON LA LEGGE DI GUMBEL
PLUVIOGRAFO DI COLLEGNO

TEMPO DI	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
RITORNO	+	+	+	+	+	+
anni	mm	mm	Mm	mm	mm	mm
10	---	34.7	42.3	48.3	66.2	93.7

TABELLA n.14
 QUADRO RIASSUNTIVO PRECIPITAZIONI ELABORATE CON LA LEGGE LOG NORMALE
 PLUVIOGRAFO DI COLLEGNO

TEMPO DI	30 '	1 h	3 h	6 h	12 h	24 h
RITORNO	+	+	+	+	+	+
anni	mm	mm	Mm	mm	mm	mm
10	---	33.2	40.5	46.4	63.2	89.4

TABELLA n.15
 PARAMETRI a ED n DELLA CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA
 PLUVIOGRAFO DI COLLEGNO

TEMPO DI RITORNO	LEGGE DI GUMBEL			LEGGE LOG NORMALE		
	a	n	*	a	n	*
10	31.74	0.306	0.92	30.36	0.306	0.93

* Bontà della regressione lineare

3.4.2) Scelta della curva di possibilità pluviometrica

Come risulta dalle elaborazioni le espressioni delle curve di possibilità pluviometrica risultano poco diverse tra loro.

Per le successive elaborazioni di dimensionamento, a favore della sicurezza, si adotta la curva di possibilità pluviometrica elaborata con la legge di Gumbel relativa al pluviografo di Torino ed avente la seguente espressione per tempo di ritorno $T = 10$ anni

$$h = 40.03 \times t^{0.301}$$

3.5) Tipologia delle aree

In base all'urbanizzazione presente e prevista in futuro sono state individuate sei tipologie di area influente, a cui sono stati associati il coefficiente di deflusso (dipendente dall'intensità della precipitazione) ed il volume dei piccoli invasi, come sotto specificato:

Tipologia dell'area influente	Coefficiente di deflusso standardizzato ψ_{45}	Volume piccoli invasi (mc/ha)
A1 parcheggi	0.70	40
A2 strade	0.75	40
A3 tetti-verde privato-camminamenti servizi	0.60	50
A4 verde	0.30	60
A5 tetti	0.80	40
A6 verde privato camminamenti	0.50	50

3.6) Calcolo delle portate e verifica dei collettori

Come d'uso la valutazione delle portate meteoriche è stata effettuata mediante il metodo del volume di invaso, basato, com'è noto sull'equazione di continuità idraulica dei condotti, che può essere assunta nella seguente forma:

$$pdt = qdt - dv$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

pdt = volume della pioggia caduta sul bacino di competenza di un determinato tratto di collettore durante un evento meteorico che affluisce al collettore stesso nell'intervallo di tempo dt ;

qdt = volume che defluisce nella sezione da determinare nel condotto nello stesso intervallo di tempo dt ;

dv = volume che si ferma sia sul terreno del bacino sia nel condotto, affinché nella sezione in corso di determinazione possa effettivamente defluire la quota parte della complessiva portata p piovuta sul bacino in esame.

Tutti i termini che compaiono nella equazione risultano in funzione della quantità in arrivo ad un determinato condotto in seguito ad una precipitazione di assegnata intensità media oraria desunta da valori variabili dipendenti dal tempo di durata della pioggia stessa.

Risolvendo in termini finiti l'equazione differenziale e supponendo:

che nei condotti il moto sia uniforme;

che si abbia una proporzionalità diretta tra le sezioni occupate dall'acqua nel condotto e la portata fluente ed i volumi invasati;

si giunge ad una formula che permette di dimensionare le sezioni dei vari condotti della rete di fognatura, in funzione della precipitazione pluviometrica considerata e delle aree dei relativi bacini di competenza posti a monte delle sezioni in esame.

Secondo il prof. Puppini, tale formula assume la seguente espressione:

$$u = 2168 * n_o * \frac{(\phi * a_A)}{W (1/n_o - 1)} \quad (1)$$

dove i vari simboli hanno i seguenti significati:

u = coefficiente udometrico misurato in l/sec. ha, che esprime la quantità d'acqua che effettivamente scorre nella fognatura attraverso una data sezione;

W = volume specifico di invaso misurato in mc/mq, che esprime la somma dei volumi d'acqua invasati nel terreno gravitante sulla sezione del condotto in esame come velo idrico, pozzanghere, piccoli invasi e dei volumi invasati nei condotti a monte della stessa sezione in esame riferita all'area del bacino gravitante.

\varnothing = media ponderale dei vari coefficienti di deflusso delle aree urbanisticamente omogenee insistenti sulla sezione in esame.

a_A = altezza di precipitazione oraria che compare nell'espressione della curva di possibilità pluviometrica prescelta, già più sopra illustrata, ragguagliata alla reale superficie del bacino interessante la sezione in esame e corrispondente al valore in mm/ora, dell'altezza di pioggia, supposta uniforme, che cade in un'ora su tutto il bacino a monte della sezione stessa;

n = esponente della curva di possibilità pluviometrica suddetta, anch'esso riferito alla reale superficie del competente bacino a monte.

$$n_0 = 4/3 * n$$

Come indicato in precedenza, per i collettori presi in esame l'espressione generale (1) è stata elaborata con la curva di possibilità pluviometrica ricavata per un tempo di ritorno $T = 10$ anni per la stazione pluviometrica di Torino e rappresentata dalla seguente espressione:

$$h = 40.03 \times t^{0.301}$$

Premesso quanto sopra sono stati eseguiti i calcoli di verifica dei collettori esaminati.

Per la determinazione delle caratteristiche idrauliche dei vari condotti si è utilizzata, come d'uso, la nota formula di Chezy:

$$Q = \chi * A * \sqrt{R * i}$$

dove i simboli hanno i seguenti significati:

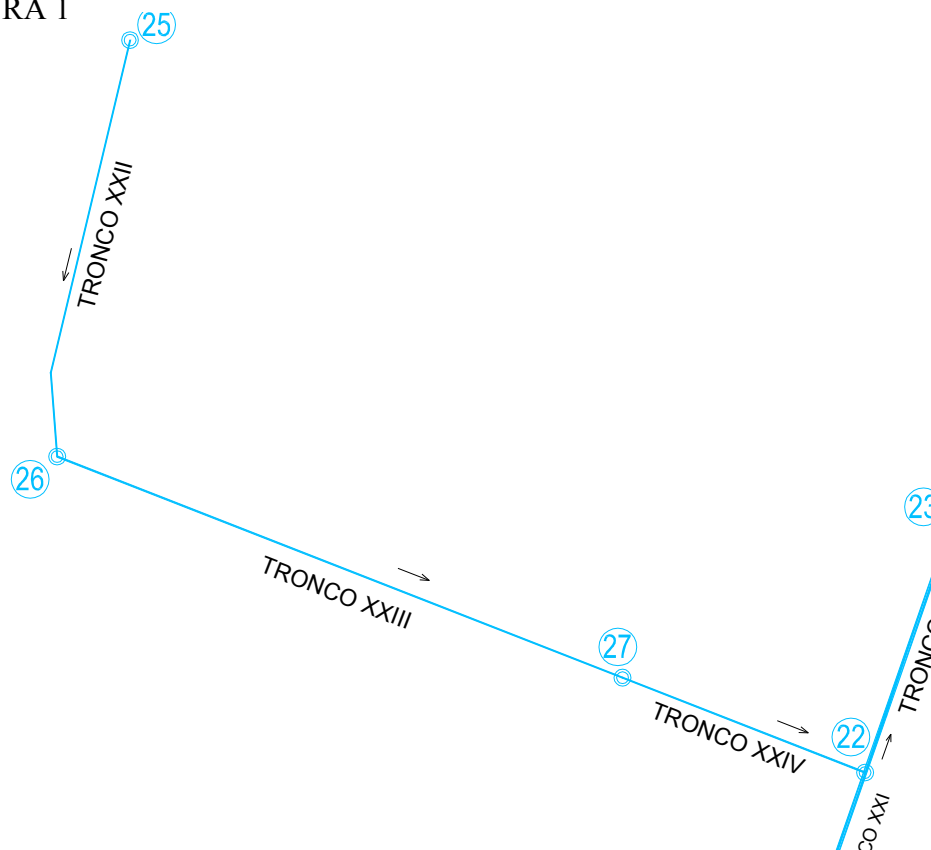
χ = indice di scabrezza della condotta, in $m^{1/3} \cdot s^{-1}$;
 A = area della condotta occupata dal liquame, in mq;
 R = raggio idraulico in m;
 i = pendenza del fondo del collettore.

Il calcolo è stato effettuato mediante elaboratore elettronico secondo lo schema planimetrico riportato nella figura 1.

I dati ottenuti dalla elaborazione sono riportati negli allegati “Tabulati di verifica con tempo di ritorno $T = 10$ anni” riportati nel seguito della presente relazione..

Dall’esame dei risultati numerici riportati nei suddetti tabulati si riscontra che le tubazioni previste in progetto sono in grado di garantire sempre il regolare funzionamento idraulico. (riempimento sempre inferiore ai due terzi dell’altezza del collettore e parametri idraulici sempre rientranti nei valori canonici di dimensionamento).

FIGURA 1



SEGUE TABULATI DI VERIFICA

TRONCO XXII nodi 25 - 26 COLLETTORE CIRCOLARE Φ 500 mm		
AREA SCOLANTE	A2 = 0.157	[ha]
AREA SCOLANTE	A5 = 0.2355	[ha]
AREA SCOLANTE	A6 = 0.3535	[ha]
LUNGHEZZA TRONCO	76	[m]
PENDENZA TRONCO	0.005	
COEFFICIENTE UDOMETRICO	224.25	[l/sec/ha]
PORTATA	167.29	[l/sec]
ALTEZZA	280	[mm]
VELOCITA'	1.48	[m/sec]

TRONCO XXIII nodi 26 - 27 COLLETTORE CIRCOLARE Φ 600 mm		
AREA SCOLANTE	A1 = 0.116	[ha]
AREA SCOLANTE	A2 = 0.28	[ha]
AREA SCOLANTE	A3 = 0.6996	[ha]
LUNGHEZZA TRONCO	108	[m]
PENDENZA TRONCO	0.005	
COEFFICIENTE UDOMETRICO	184.32	[l/sec/ha]
PORTATA	339.45	[l/sec]
ALTEZZA	390	[mm]
VELOCITA'	1.74	[m/sec]

TRONCO XXIV nodi 27 - 22 COLLETTORE CIRCOLARE Φ 600 mm		
AREA SCOLANTE	A2 = 0.087	[ha]
AREA SCOLANTE	A5 = 0.1794	[ha]
LUNGHEZZA TRONCO	46	[m]
PENDENZA TRONCO	0.005	
COEFFICIENTE UDOMETRICO	185.92	[l/sec/ha]
PORTATA	391.91	[l/sec]
ALTEZZA	440	[mm]
VELOCITA'	1.76	[m/sec]

3.7) Verifiche statiche delle tubazioni

I criteri a cui devono uniformarsi il progetto, la costruzione ed il collaudo delle tubazioni al servizio fognario sono quelli indicati nelle Norme Tecniche emanate con decreto 12/12/1985 del Ministero dei Lavori Pubblici in base all'art. 1 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64 e s.m.i.

In osservanza al D.M. LL.PP. del 12/12/1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni" sono state eseguite le seguenti verifiche:

- interazioni tubi-fluido trasportato
- verifiche di sicurezza statica.

3.7.1) Interazioni tubi-fluido trasportato

Azioni chimiche del fluido sul tubo

E' noto che nelle fognature nere vi è frequentemente sviluppo di gas soprattutto acido solfidrico (H_2S).

L'acido solfidrico può essere anche un importante causa di corrosione di materiali che costituiscono i collettori.

Le sue origini sono da attribuirsi all'azione metabolica di microrganismi anaerobici sui solfati o su sostanze organiche contenenti zolfo presenti nei liquami.

L'idrogeno solforato viene prodotto in condizioni anaerobiche da colonie batteriche insediate nelle pellicole biologiche aderenti alle pareti dei collettori sotto il livello dell'acqua e nei fanghi eventualmente depositati sul fondo. Pertanto nei collettori parte dell' H_2S esala dal livello del liquido e viene a contatto con la parte delle pareti posta al di sopra del filo idrico. Su queste superfici, per effetto di microrganismi aerobici l'acido solfidrico si trasforma in acido solforico, che può esercitare un'azione corrosiva nelle tubazioni messe in opera in base alla tipologia del materiale costituente la tubazione.

L'effettivo sviluppo della corrosione è pertanto e soprattutto legato al tipo ed alla qualità dei materiali intervenuti alla costruzione.

I tratti di fognatura nera in progetto saranno realizzati con tubazioni in P.V.C. che, per natura del materiale impiegato, presentano un'ottima resistenza alla sopra descritta aggressione chimica per cui non sono prevedibili indesiderate e/o pericolose interazioni tra il liquido trasportato e le tubazioni di convogliamento.

Azioni meccaniche del fluido-tubo.

Le sostanze abrasive sono essenzialmente costituite da sabbie. Le sabbie sono presenti in qualche misura solo nei liquami pluviali o in quelli misti mentre risultano praticamente assenti nei liquami neri di origine domestica.

L'effetto abrasivo sulle tubazioni sarà tanto maggiore quanto maggiore è la quantità di sabbia eventualmente presente e quanto maggiore è la velocità del fluido trasportato.

Poichè la velocità di deflusso dipende in buona parte, dalla pendenza del fondo del collettore quanto più elevata è la pendenza del fondo scorrevole tanto maggiore risulta la velocità di deflusso.

La fognatura nera in progetto, essendo caratterizzata da acque prevalentemente prive di sabbie, non presenta alcun rischio di apprezzabili fenomeni di abrasione.

La fognatura bianca in progetto, pur essendo caratterizzata da acque che possono contenere sabbie, non presenta rischi apprezzabili di fenomeni di abrasione in quanto anche nelle condizioni di verifica del deflusso delle portate massime di tempo di ritorno decennale, le velocità nelle tubazioni in progetto non superano i 3 m/s.

3.7.2) Verifiche di sicurezza statica

Le verifiche sono state eseguite secondo la normativa UNI 7517 del luglio 1976.

Nelle pagine che seguono viene descritto il metodo e si riportano le verifiche nelle sezioni più significative.

DETERMINAZIONE DEL CARICO LOVALIZZANTI

CARICO DOVUTO AL RINTERRO

Le formule per il calcolo del carico di rinterro dipendono dal tipo di trincea. La trincea è stretta quando è verificata una delle seguenti condizioni:

$B \leq 2 D$	per	$H \geq 1.5 B$
$2D < B < 3 D$	per	$H \geq 3.5 D$

CASO DI TRINCEA STRETTA

Il carico verticale di rinterro è dato dalla formula:

$$Q_{st} = C_t * \gamma_t * B^2$$

dove γ_t è il peso specifico del rinterro in daN / mc

B è la larghezza della trincea

C_t è il coeff. di carico del terreno, si ricava da fig. 5 della Normativa.

Se il tubo è elastico il carico verticale è dato dalla formula:

$$Q_{st} = C_t * \gamma_t * B * D$$

dove D è il diametro esterno del tubo in m.

CASO DI TRINCEA LARGA E POSA CON RINTERRO INDEFINITO

Il carico verticale di rinterro è dato dalla formula:

$$Q_{st} = C_e * \gamma_t * D^2$$

dove C_e è il coeff. di carico del terreno (da fig. 6 Normativa)

Il coeff. C_e è funzione di r_s tasso di assestamento (fattore che rispecchia i differenti assestamenti dei tubi e dei terreni)

POSA IN TRINCEA STRETTA CON RINTERRO INDEFINITO

Il carico verticale di rinterro è dato dalla formula:

$$Q_{st} = C_n * \gamma_t * B^2$$

dove C_n è il coeff. di carico del terreno (dalla fig. 8 della Normativa).

C_n è funzione di r_s tasso di assestamento del terreno.

EFFETTO DOVUTO DAI SOVRACCARICHI VERTICALI

SOVRACCARICHI VERTICALI MOBILI CONCENTRATI DOVUTI A CONVOGLI TIPO

L'effetto dei sovraccarichi sono calcolati con la formula:

$$P_{vc} = p_v * D * f$$

dove

P_{vc} = carico verticale sulla generatrice sup. del tubo (daN/m)

p_v è la pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo in daN/mq
dovuta dai convogli tipo dati nella fig. 11 della Normativa.

f è un fattore dinamico = $1 + (0.3 / H)$ per strade
= $1 + (0.6 / H)$ per ferrovie

SOVRACCARICHI VERTICALI MOBILI CONCENTRATI DOVUTI A CONVOGLI QUALSIASI

L'effetto dei sovraccarichi su tubi di lunghezza superiore a 1 m. si calcola con la formula:

$$P_{vc} = n * C_d * P_v * f$$

dove P_{vc} è il carico verticale su generatrice sup. del tubo in daN/m

n è il fattore empirico funzione del numero di assi del convoglio

per 2 assi $n = 1.33 + 0.31 * D$

per 3 assi $n = 1.51 + 0.42 * D$

C_d = coeff. di sovraccarico mobile (da fig. 12 Normativa)

P_v = sovraccarico max della ruota in daN, del convoglio

f = il fattore dinamico

SOVRACCARICHI VERTICALI MOBILI DISTRIBUITI

L'effetto del sovraccarico mobile distribuito si calcola con la formula:

$$P_{vc} = C_d * P_d * D * f$$

dove P_{vc} è il sovraccarico verticale sulla generatrice superiore del tubo

C_d è il coeff. di sovraccarico mobile (da fig. 12 della Normativa)

CARICO DOVUTO ALLA MASSA D'ACQUA

Si considera la tubazione riempita per i tre quarti.

Il carico verticale dovuto alla massa d'acqua si calcola con la formula:

$$P_a = 590 * d^2$$

dove P_a = carico verticale in daN /m

d = diametro del tubo in m

CARICO TOTALE OVALIZZANTE

Il carico esterno totale ovalizzante agente sul tubo interrato si calcola con la formula:

$$Q_t = Q_{st} + P_{vc} + P_a$$

essendo Q_{st} = carico verticale dovuto al rinterro

P_{vc} = effetto dei sovraccarichi verticali

P_a = effetto della massa d'acqua presente nel tubo

CONDIZIONE DI APPOGGIO E COEFF. DI POSA

Si considerano 3 tipi di appoggi:

appoggio A, appoggio B, appoggio C, con diversi angoli di appoggi.

La relazione tra i carichi di rottura per schiacciamento Q applicato secondo il metodo di laboratorio, e Q_r , provocato dal rinterro e dai sovraccarichi è dato dalla formula:

$$Q_r = K * Q$$

essendo K il coeff. di posa.

I valori empirici dei coeff. di posa variano con le condizioni di posa e con il tipo di appoggio;

per l'appoggio tipo A sono riportati nel prospetto III

per l'appoggio tipo B sono riportati nel prospetto IV

per l'appoggio tipo C sono riportati nel prospetto V della Normativa.

CONFRONTO FRA IL CARICO TOTALE OVALIZZANTE E IL CARICO DI ROTTURA

Il carico di rottura per schiacciamento Q ottenuto in laboratorio, moltiplicato per il coeff. di posa K deve risultare superiore al carico totale ovalizzante Q_t determinato. Deve risultare:

$$M_u = (Q * K) / Q_t = > 1.3$$

essendo M_u il coeff. di sicurezza allo schiacciamento

Q il carico di rottura del tubo per schiacciamento ottenuto in laboratorio.

N.B. Nel caso in cui la tubazione fosse completamente calottata in calcestruzzo, il valore del carico di rottura in daN/mc si determina dalla formula:

$$Q = 1.2 * 0.58 * R_{ck}^{2/3} * s^2 / [0.3 * (3 * D + 5 * s)]$$

essendo

R_{ck} la resistenza caratteristica del c.l.s. in daN/ mq

s lo spessore minimo del rivestimento in m

D il diametro esterno della tubazione.

3.7.3) Dati caratteristici delle verifiche

I risultati delle verifiche statiche eseguite secondo la metodologia esposta in precedenza sono riportati nelle seguenti tabelle.

Dall'esame dei risultati ottenuti si riscontra che le tubazioni impiegate risultano sempre staticamente verificate in tutte le condizioni di posa previste in progetto.

VERIFICA STATICA TUBAZIONE IN PVC Φ 400 mm

TUBAZIONE POSATA SOTTO STRADA / PIAZZALE

DIAMETRO INTERNO =	380.4	(mm)
DIAMETRO ESTERNO =	400	(mm)

POSA IN TRINCEA LARGA

APPOGGIO DI TIPO A

ANGOLO DI APPOGGIO α =	180	gradi
COEFFICIENTE DI POSA k =	3.6	

LARGHEZZA DELLO SCAVO =	1	(m)
-------------------------	---	-----

ALTEZZA DI RINTERRO SU GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO = 2.8 (m)

TIPO DI RINTERRO:	SABBIA/MAT. PROVENIENTE SCAVI
ANGOLO DI ATTRITO INTERNO =	27 gradi
PESO SPECIFICO TERRENO =	1800 (daN/mc)

CONVOGLIO DI TIPO PESANTE

AZIONE DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO	3415	(daN/ml)
AZIONE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	292	(daN/ml)
AZIONE ESERCITATA DAL PESO DELL'ACQUA	85	(daN/ml)
<hr/>		
AZIONE RISULTANTE Q_t	3792	(daN/ml)

DEFORMAZIONE A BREVE TERMINE 1.45 mm < 2.5 %

DEFORMAZIONE A LUNGO TERMINE 3.13 mm < 5 %

LA TUBAZIONE E' STATICAMENTE VERIFICATA

VERIFICA STATICA TUBAZIONE IN CEMENTO ARMATO Φ 500 mm

TUBAZIONE POSATA SOTTO STRADA / PIAZZALE

DIAMETRO INTERNO =	500	(mm)
DIAMETRO ESTERNO =	620	(mm)
CLASSE DI RESISTENZA DEL TUBO =	12000	(daN/mq)
CARICO DI ROTTURA TEORICO = Q =	6000	(daN/ml)

POSA IN TRINCEA LARGA

APPOGGIO DI TIPO A

ANGOLO DI APPOGGIO α =	120	gradi
COEFFICIENTE DI POSA k =	3.2	

LARGHEZZA DELLO SCAVO =	1.22	(m)
ALTEZZA DI RINTERRO SU GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO = 1		(m)

TIPO DI RINTERRO:	SABBIA/MAT. PROVENIENTE SCAVI
ANGOLO DI ATTRITO INTERNO =	27 gradi
PESO SPECIFICO TERRENO =	1800 (daN/mc)

CONVOGLIO DEL TIPO PESANTE

AZIONE DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO	1611	(daN/ml)
AZIONE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	3542	(daN/ml)
AZIONE ESERCITATA DAL PESO DELL'ACQUA	147	(daN/ml)
<hr/>		
AZIONE RISULTANTE Q_t	5300	(daN/ml)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA = $k * Q / Q_t = 3.62 > 1.3$

LA TUBAZIONE E' STATICAMENTE VERIFICATA

VERIFICA STATICA TUBAZIONE IN CEMENTO ARMATO Φ 500 mm

TUBAZIONE POSATA SOTTO STRADA / PIAZZALE

DIAMETRO INTERNO =	500	(mm)
DIAMETRO ESTERNO =	620	(mm)
CLASSE DI RESISTENZA DEL TUBO =	12000	(daN/mq)
CARICO DI ROTTURA TEORICO = Q =	6000	(daN/ml)

POSA IN TRINCEA LARGA

APPOGGIO DI TIPO A

ANGOLO DI APPOGGIO α =	120	gradi
COEFFICIENTE DI POSA k =	3.2	

LARGHEZZA DELLO SCAVO =	1.22	(m)
ALTEZZA DI RINTERRO SU GENERATRICE SUPERIORE DEL TUBO = 2 (m)		

TIPO DI RINTERRO:	SABBIA/MAT. PROVENIENTE SCAVI
ANGOLO DI ATTRITO INTERNO =	27 gradi
PESO SPECIFICO TERRENO =	1800 (daN/mc)

CONVOGLIO DEL TIPO PESANTE

AZIONE DEL TERRENO DI RICOPRIMENTO	3203	(daN/ml)
AZIONE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	1358	(daN/ml)
AZIONE ESERCITATA DAL PESO DELL'ACQUA	147	(daN/ml)
<hr/>		
AZIONE RISULTANTE Q_t	4713	(daN/ml)

$$\text{COEFFICIENTE DI SICUREZZA} = k * Q / Q_t = 3.3 > 1.3$$

LA TUBAZIONE E' STATICAMENTE VERIFICATA

4) Dimensionamento idraulico dell'acquedotto

Il presente paragrafo riguarda gli aspetti di dimensionamento idraulico delle tubazioni di acquedotto previste in progetto sulla base dei dati a disposizione e dei parametri idraulici di progetto adottati.

La rete di acquedotto in progetto è schematizzata nella allegata figura 2.

Le portate nominali delle opere in base alle quali effettuare i calcoli di verifica si ritengono pari a quella oraria massima; essa si calcola mediante le seguenti formule:

Volume giornaliero:	$V=d \cdot N$	(l/g)
Portata media giornaliera:	$Q_m = V/18 \cdot 3600$	(l/sec)
Portata massima giornaliera:	$Q_{maxg} = 1.5 \cdot Q_m$	(l/sec)
Portata idrante sottosuolo UNI 70:	$Q_{ai} = 7$	(l/sec)

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei calcoli effettuati per i diversi tronchi della rete considerata.

Tronco	N° abitanti eq.	Dotazione l/ab/g	Q media giornaliera l/s	Q max Oraria l/s	Q antinc l/s	Q totale l/s
1-2	220	300	1.02	1.53	7	7.53
2-3	340	300	1.57	2.36	7	9.36

FIGURA 2



4.1) Calcolo delle perdite di carico

Il calcolo della perdita di carico nelle tubazioni in ghisa sferoidale risulta dalle seguenti considerazioni:

Per tubazioni in ghisa sferoidale del tipo utilizzato occorre considerare una scabrezza assoluta ϵ pari a 0.1 mm per tubazioni nuove.

Dalla formula di Pradtl- Nikuradse si ha:

$$\lambda = 1/4 [\log(3,715 D/\epsilon)]^{-2}$$

noto il valore di λ si ha

$$\beta = \frac{8\lambda}{\pi^2 g}$$

nel caso di tubi nuovi, mentre nel caso di tubi usati si ha

$$\beta_{usati} = 1,5 * \beta_{nuovi}$$

per i due diametri considerati si riportano le cadenti calcolate con la consueta formula

$$i = \beta * Q^2 / D^{5.33}$$

nota la lunghezza della tubazione si ottiene quindi la perdita in metri per ciascun tratto di condotta considerato. In conclusione per tutti i tratti di condotta si riassumono i dati calcolati.

Tronco	Lunghezza (m)	Diametro interno (mm)	Portata (l/s)	Cadente Tubi usati	Perdita tubi usati (m)
1-2	220	200	7,53	0.0011	0.10
2-3	340	200	9.36	0.0014	0.14

Sulla base delle precedenti verifiche si constata come le perdite di carico calcolate siano sempre compatibili con le pressioni di alimentazione e le necessità delle utenze