

COMUNE DI ORISTANO

Provincia di Oristano

“Riqualificazione parco e villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico Il Volta)”

Programma straordinario di intervento per la riqualificazione urbana e la sicurezza delle periferie delle città metropolitane e dei comuni capoluogo di provincia

PROGETTO ESECUTIVO

Committente: Comune di Oristano Piazza E. d'Arborea, 44 - 09170 Oristano	Il Dirigente Settore Sviluppo del Territorio: Ing. Giuseppe Pinna Responsabile del procedimento: Geom. Maurizio Putzolu
Progettisti: arch. Silvia M.R. Oppo ing. Gianfranco Argiolas ing. Franco Sardu arch. Claudia Argiolas	Consulenti: ing. Riccardo Terziani arch. Henrique Pessoa Collaboratori: arch. Claudia Meli arch. Claudia Pintor

oggetto: Relazione impianti idrico-fognari		
progetto:	scala grafica	elaborato n. A.05
file: A05.pdf	data agosto 2017	

note / visti / estremi approvazione

.....

1. Premessa

La presente relazione tecnica è parte integrante del progetto esecutivo per la sistemazione di Villa Eleonora e la realizzazione di un'infrastruttura viaria in vico Il Volta nel Comune di Oristano.

Tale progetto fa parte di un più ampio progetto volto alla riqualificazione della periferia di Oristano, i cui intenti sono quelli di ridare vita a tutta la fascia più esterna della città, ad oggi trascurata e non valorizzata.

Il progetto in oggetto, riguarda la sistemazione di Villa Eleonora e della strada Vico Il Volta. Per questo tratto si prevede la realizzazione di una nuova infrastruttura viaria realizzata in terra stabilizzata. Ovviamente, dovendo realizzare la sovrastruttura e prevedendo un nuovo scenario per Villa Eleonora, è necessario valutare anche tutte le opere di collettamento e di approvvigionamento idrico, anche nell'ottica di una possibile espansione dell'edificato nei lotti limitrofi a vico Il Volta.

Il presente studio, quindi, si pone l'obiettivo di determinare le opere idrauliche necessarie e verificarle secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

2. Calcolo portate di progetto

2.1 Fabbisogno idrico

Per determinare il fabbisogno idrico si è fatto riferimento al Decreto dell'Assessore degli Enti Locali, Finanze ed Urbanistica del 20.12.1983 (cosiddetto Decreto Floris) che disciplina i limiti e i rapporti relativi alla formazione di nuovi strumenti urbanistici ed alla revisione di quelli esistenti.

A tal proposito, si sono quindi utilizzate le Norme Tecniche di Attuazione e il Regolamento Edilizio del Piano Urbanistico Comunale del Comune di Oristano, approvato con deliberazione del Consiglio Comunale n. 45 del 13.05.2010.

Inoltre, per la valutazione del fabbisogno idrico ci si è basati sul Piano Regolatore Generale degli Acquedotti della Sardegna e in particolare all'allegato 3 “Determinazione delle dotazioni idriche, dei coefficienti di punta e dei volumi dei serbatoi urbani”.

L'area di interesse ricade, secondo quanto previsto dal PUC vigente di Oristano, nella sottozona C2c – completamento residenziale di aree prive di pianificazione attuativa, ovvero quelle aree antropizzate ai limiti del contesto urbano che necessitano di piani attuativi di iniziativa privata e/o pubblica per essere regolarmente inglobate nel tessuto urbano.



Figura 1 - Stralcio da "TAV_30.2_ZONING_URBANO_CENTRO_2K_NE

Più precisamente, l'area limitrofa a vico II Volta ricade nella sottoclasse C2c_1 ovvero aree di completamento urbano caratterizzate da un indice territoriale di $0.5 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

Il Decreto Floris, all'art.4 prescrive che il numero degli abitanti presumibilmente insediabili in zona C debba essere tale per cui siano disponibili 100 m^3 per abitante.

Per quanto riguarda l'area di Villa Eleonora, essendo destinata a luogo pubblico dotato di servizi, si son valutati gli abitanti equivalenti in funzione del numero di posti destinati ad avventori e addetti al personale.

		ab eq
ristorante	avventori	1/3
	addetti	1/3
bar	avventori	1/7
	addetti	1/3

Poiché inoltre è previsto l'utilizzo dell'area verde limitrofa come luogo di aggregazione (eventi, concerti e simili), si aggiungono forfettariamente altri 30 abitanti equivalenti.

Di seguito si riportano i risultati di quanto appena descritto:

Vico II Volta	Area	It	Volume + 20%	ab eq
	23548.8	0.5	14129.30	142
Villa Eleonora		n. posti	n. addetti	ab eq
	ristorante	60	6	22
	bar	40	4	7
	area comune	200	nd	30

2.2 Dotazione idrica

Il Piano Regolatore Generale degli Acquedotti della Sardegna suddivide i centri urbani in funzione della popolazione. Oristano ricade nei centri di IV fascia, ovvero quelli con popolazione compresa tra i 30001 e 100000 abitanti.

Attraverso un'analisi dei consumi e una valutazione del trend con cui essi variano, sono state definite le dotazioni pro capite. Per i centri di IV fascia è prevista al 2041 una dotazione di 170 l/abg per usi domestici, 210 l/abg per usi collettivi e 38 l/abg per perdite, per un totale di 418 l/abg.

Per poter dimensionare le condotte è però necessario valutare quali siano le richieste nell'ora di massimo consumo. A tal fine, prima si calcola la portata media annua, quindi la si moltiplica per

opportuni coefficienti per arrivare a quella mensile, quella giornaliera e infine a quella dell'ora di massimo consumo:

$$Q_a = Pd$$

$$Q_h = c_m c_g c_h Q_a$$

Si fa presente come i coefficienti scelti siano quelli relativi a nuclei e case sparse vista la posizione dell'area studiata.

P	d	Q _a	c _m	c _g	c _h	Q _h
ab	l/abg	l/s	[-]	[-]	[-]	l/s
171.00	418	0.97	1.30	1.15	2.00	2.91

La portata appena calcolata è quella necessaria per garantire il fabbisogno idrico alla zona di vico Il Volta e alle strutture ricettive di Villa Eleonora.

2.3 Acque nere

Ovviamente, dovrà essere dimensionata anche una condotta per lo smaltimento delle acque nere. Solitamente, la portata di queste ultime viene calcolata come percentuale delle acque provenienti dalla rete in quanto si fa l'ipotesi che buona parte della risorsa in ingresso coincida con quella in uscita.

$$Q_a = (1 - e)dP$$

Partendo dalla portata media annua, si usano dei coefficienti di picco per ottenere la portata nell'ora di massimo consumo. Nel caso specifico, considerando una percentuale di perdita del 10% rispetto alla portata in ingresso, si è usato quello il coefficiente di punta K_h Gift, secondo cui:

$$K_h = \frac{5}{ab^{\frac{1}{6}}}$$

Q _a	K _h	Q _h (nere)
l/s	-	l/s
0.88	2.12	1.63

2.4 Acque bianche

Le acque bianche sono le acque di origine meteorica che devono essere raccolte e allontanate per evitare possibili allagamenti localizzati. A tal fine è necessario realizzare un sistema di collettamento in grado di raccogliere le acque provenienti dai singoli edifici e dal territorio qualora questo non sia in grado di assorbire tutto l'afflusso meteorico.

Altro aspetto per cui è fondamentale la rete delle acque bianche è la presenza della strada in quanto, non essendo perfettamente permeabile, vi si possono generare dei veli idrici superficiali consistenti generando un incremento della pericolosità per il traffico. A tal fine la strada deve avere una sua pendenza trasversale e longitudinale così da allontanare le acque e convogliarle all'interno delle caditoie laterali (e quindi dentro l'opera di collettamento).

Prima di tutto, è necessario determinare l'afflusso meteorico.

Il calcolo delle altezze di precipitazione è stato eseguito mediante le Curve di Possibilità Pluviometrica estratte dalla distribuzione TCEV regionalizzata di Deidda, Piga e Sechi (2000). Tale metodo prevede la suddivisione della Sardegna in 3 sottozone omogenee (SZO), come in figura, della cosiddetta pioggia indice giornaliera H_g , ovvero la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera, in funzione della posizione del sito in esame.

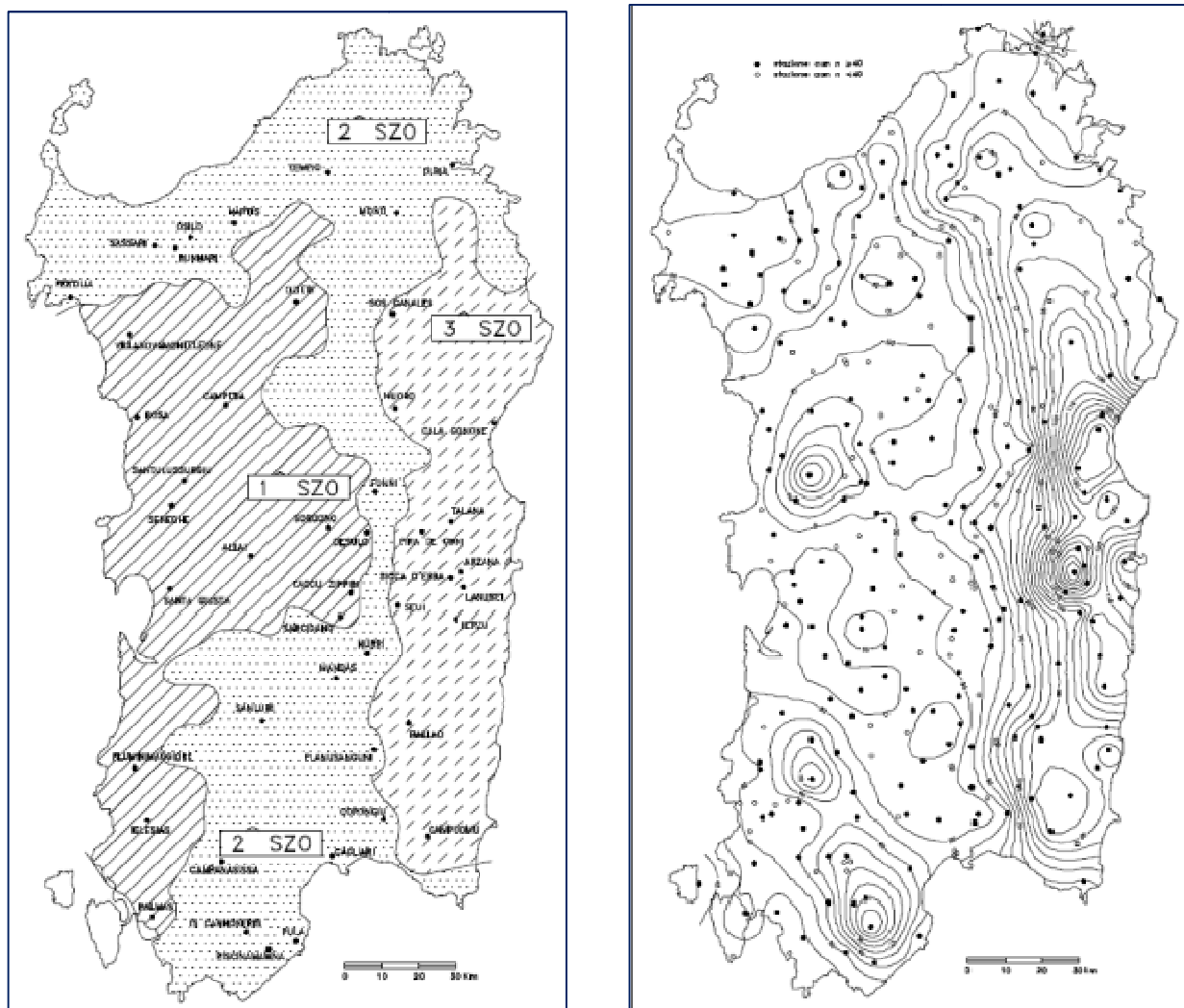


Figura 2 – Suddivisione della Sardegna in Sottozone omogenee a sinistra, carta della pioggia indice giornaliera a destra

A partire da questi parametri, dalla durata della precipitazione e dai tempi di ritorno di interesse (50, 100, 200, 500 anni), si possono calcolare le altezze di precipitazione lorde di progetto mediante le seguenti relazioni:

$$h_{Tr}(t) = H_m(t_c) * at_c^n$$

nella quale:

$$H_m(t_c) = 1.1287 H_g(t_c/24)^{-0.493+0.476*\log(H_g)}$$

con H_g dipendente dalla posizione geografica del bacino, mentre i parametri a ed n dipendono dalla sottozona SZO di appartenenza.

per la sottozona I:

$$a = 0.4642 + 1.0376 * \text{Log}(\text{Tr})$$

$$n = -0.18488 + 0.22960 * \text{Log}(\text{Tr}) - 0.033216 * (\text{Log}(\text{Tr}))^2 \quad (\text{per } t_c < 1 \text{ ora})$$

$$n = -0.01469 - 0.0078505 * \text{Log}(\text{Tr}) \quad (\text{per } t_c > 1 \text{ ora})$$

per la sottozona II:

$$a = 0.43797 + 1.089 * \text{Log}(\text{Tr})$$

$$n = -0.18722 + 0.24862 * \text{Log}(\text{Tr}) - 0.0336305 * (\text{Log}(\text{Tr}))^2 \quad (\text{per } t_c < 1 \text{ ora})$$

$$n = -0.0063887 - 0.004542 * \text{Log}(\text{Tr}) \quad (\text{per } t_c > 1 \text{ ora})$$

per la sottozona III:

$$a = 0.40926 + 1.1441 * \text{Log}(\text{Tr})$$

$$n = -0.1906 + 0.264438 * \text{Log}(\text{Tr}) - 0.038969 * (\text{Log}(\text{Tr}))^2 \quad (\text{per } t_c < 1 \text{ ora})$$

$$n = 0.014929 + 0.0071973 * \text{Log}(\text{Tr}) \quad (\text{per } t_c > 1 \text{ ora})$$

Il tempo di concentrazione t_c da considerare è dato dalla somma di due contributi:

- t_a : tempo di accesso alla rete, ovvero il tempo di percorrenza dalle aree scolanti sino al punto di immissione nella rete. Fair suggerisce i seguenti valori

centri urbani intensivi con frequenti caditoie	$t_a < 5'$
centri commerciali con basse pendenze	$t_a = 10' \div 15'$
aree residenziali estensive con caditoie non frequenti	$t_a > 20'$

- t_r : tempo di rete, è il tempo di percorrenza nella canalizzazione lungo il percorso idraulicamente più lungo, dato dal rapporto tra la lunghezza della condotta e la velocità di moto uniforme corrispondente alla portata di progetto.

Il tempo di accesso alla rete può essere calcolato mediante la formula di Mambretti – Paoletti (1996), secondo cui:

$$t_{ai} = \left[\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} 120 S_i^{0.30}}{s_i^{0.375} (a\varphi)^{0.25}} \right]^{\frac{4}{n+3}}$$

- t_{ai} è tempo di accesso
- a, n sono i coefficienti di possibilità pluviometrica
- S è la superficie del bacino
- s è la pendenza media del bacino (pari all' 1%)
- φ è il coefficiente d'afflusso medio (calcolato in seguito)

Da questa relazione si ottiene un tempo di accesso pari a 10.66 minuti.

Il tempo di rete viene determinato in maniera iterativa in quanto inizialmente si può solo fare un'ipotesi della velocità all'interno delle condotte. In seguito, in fase di dimensionamento della condotta, è possibile correggere il valore della velocità con quello relativo al diametro del tubo utilizzato così da arrivare a convergenza tra la velocità usata nel calcolo del tempo di rete e quella relativa al moto uniforme all'interno della condotta.

Una volta noto il tempo di concentrazione si può determinare la pioggia di progetto con le formule viste sopra, fissando un tempo di ritorno dell'opera pari a 20 anni, valore tipico per le opere di drenaggio urbano.

Definita la pioggia di progetto si deve tenere in considerazione il fatto che l'acqua che entra nella rete è solo una quota parte di quella precipitata al suolo. Per valutare ciò si calcola il cosiddetto coefficiente di afflusso.

In primo luogo si classificano le aree a permeabilità diversa, così da attribuirvi un coefficiente di afflusso, dopodiché si valutano le superfici e si effettua una media pesata sulle aree dei coefficienti di afflusso. La determinazione dei coefficienti di deflusso è stata fatta sulla base di quanto previsto nell'allegato 1 delle “Linee Guida e indirizzi operativi per l'attuazione del principio dell'invarianza idraulica art. 47 delle NA del PAI”.

Nel caso specifico, sulla base dei valori riportati nella seguente tabella, si ottiene un φ pari a 0.37:

Tipologia	Area [mq]	φ
Aree coperte	7401.94	0.9
Aree a verde	14319.90	0.1
Strada (biostrasse)	1711	0.4

PROGETTO ESECUTIVO

“Riqualificazione Parco e Villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico II Volta)”

Parcheggio	116	0.4
------------	-----	-----

Noti gli afflussi meteorici e la quota parte di questi che effettivamente contribuiscono al deflusso, si può determinare la portata di progetto mediante la formula razionale secondo cui

$$Q_{Tr} = \varphi \frac{h_{Tr} S}{t_c}$$

Di seguito si riportano i calcoli eseguiti:

Pioggia indice Hg	mm	45
Tempo di ritorno Tr	anni	20
tempo di accesso	minuti	10.66
tempo di rete	minuti	2.5
lunghezza condotta	m	300
tempo di concentrazione	minuti	12.66
pioggia di progetto hTr(tc)	mm	16.83
area	mq	23548.8
Portata di progetto QTr	l/s	195.52
Portata di progetto QTr	mc/s	0.196

3. Dimensionamento condotte

3.1 Condotta di distribuzione

La rete di distribuzione è quell'insieme di collettori atti al trasporto delle acque ad uso domestico all'interno delle abitazioni. Nei centri urbani si sviluppa sottoforma di rete a maglie chiuse, eccetto che nelle zone periferiche, dove si estendono delle diramazioni fino ai punti di recapito finali.

Nel caso in esame si è osservata durante un sopralluogo in sito la presenza di un chiusino della rete di distribuzioni all'inizio di vico Il Volta.

In tale circostanza non è stato possibile verificare la posizione e il diametro della condotta principale da cui dovrà partire la diramazione per il lotto in progetto, per cui si faranno delle ipotesi da confermare in fase esecutiva attraverso un rilievo da eseguire con i dipendenti dell'ente gestore Abbanoa.

La portata di progetto è pari a 2.47 l/s, ovvero 0.00247 mc/s.

Il dimensionamento è stato eseguito mediante la formula di Chezy (che si riporta qui appresso), ipotizzando diversi diametri nominali e scartando quelli che producevano perdite di carico eccessive e velocità troppo elevate o troppo basse.

$$Q = \chi A \sqrt{Rj}$$

dove Q è la portata di progetto, A l'area della condotta, R il raggio idraulico, j la cadente piezometrica e χ il termine associato alla scabrezza, pari a

$$\chi = k_s R^{1/6}$$

k_s è il coefficiente di scabrezza di Strickler e dipende dal tipo di materiale che si utilizza. Le condotte di distribuzione sono state pensate in polietilene ad alta densità (PEAD pn16), per cui k_s può essere posto pari a $110 \text{ mm}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ valida per tubi tecnicamente lisci.

La cadente piezometrica può essere calcolata mediante la relazione proposta da Contessini:

$$j = k \frac{Q^m}{D^n}$$

dove $k=10,29/k_s^2$, $m=2$ e $n=5.33$ per tubi scabri, e $k=8.7 \cdot 10^{-4}$, $m=1.75$ e $n=4.75$ per tubi lisci.

Iterativamente si è ottenuto il diametro migliore, tale per cui la velocità fosse compresa tra 0.5 e 2 m/s in quanto valori piccoli possono compromettere le caratteristiche organolettiche dell'acqua

mentre valori troppo grandi provocano vibrazioni ed eccessive sollecitazioni ai giunti e ai pezzi speciali.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi appena descritta:

Diametro nominale DN	mm	75
Diametro interno Deff	mm	61.4
Raggio idraulico R	mm	15.35
Coefficiente di Strickler ks	$\text{mm}^{1/3}\text{s}^{-1}$	110
Cadente piezometria j	m/m	0.02
Velocità media u	m/s	0.92

Poiché il diametro di cui sopra soddisfa il requisito delle velocità si è scelto un **DN75 in PEAD pn16 per la rete di distribuzione.**

Tali verifiche saranno condotte in maniera più precisa in fase esecutiva, in seguito alla conoscenza di ulteriori informazioni quali il diametro del collettore principale e la pressione interna alla rete.

3.2 Condotta fognaria per le acque nere

Le reti fognarie di Oristano sono del tipo separative, ovvero lo smaltimento delle acque nere e delle acque bianche avviene con condotte differenti.

Da osservazioni in sito risulta essere assente una rete di collettamento delle acque nere in vico II Volta per cui è necessario dimensionare una condotta che si allacci alla rete cittadina. Come per la rete di distribuzione, non si hanno al momento della stesura della presente relazione informazioni relative alla condotta principale per cui si è ipotizzata la presenza in via Alessandro Volta ad una profondità dal piano campagna di 2.00 m.

La portata di progetto per le acque nere è pari a 1.81 l/s ovvero 0.00181 mc/s.

Per dimensionare un collettore delle acque nere prima di tutto si sceglie il materiale composito del tubo. Nel caso specifico è stato scelto il PVC SN4.

Quindi, poiché si assume che la portata transiti in moto uniforme, si assume la cadente piezometrica j pari alla pendenza del collettore, pari a 0.8 %.

Ipotizzando un diametro commerciale, quindi si procede come segue:

- si calcolano la portata Q_r e la velocità media V_r per funzionamento a bocca piena;

- si determina il rapporto adimensionale Q/Q_r
- dalla figura 5 si ottiene il valore h/r , dove h è il tirante e r il raggio della condotta;
- si esegue la verifica sul franco, secondo cui per condotti circolari di diametro inferiore a 400 mm $h_{\max}=0.5 D$, mentre per diametri superiori a 400 mm $h_{\max}=0.7 D$ e il franco di sicurezza di almeno 20 cm;
- si entra in figura 5 con il valore h/r appena ricavato e si ottiene il valore del rapporto V/V_r , che moltiplicato per V_r fornisce la velocità V ;

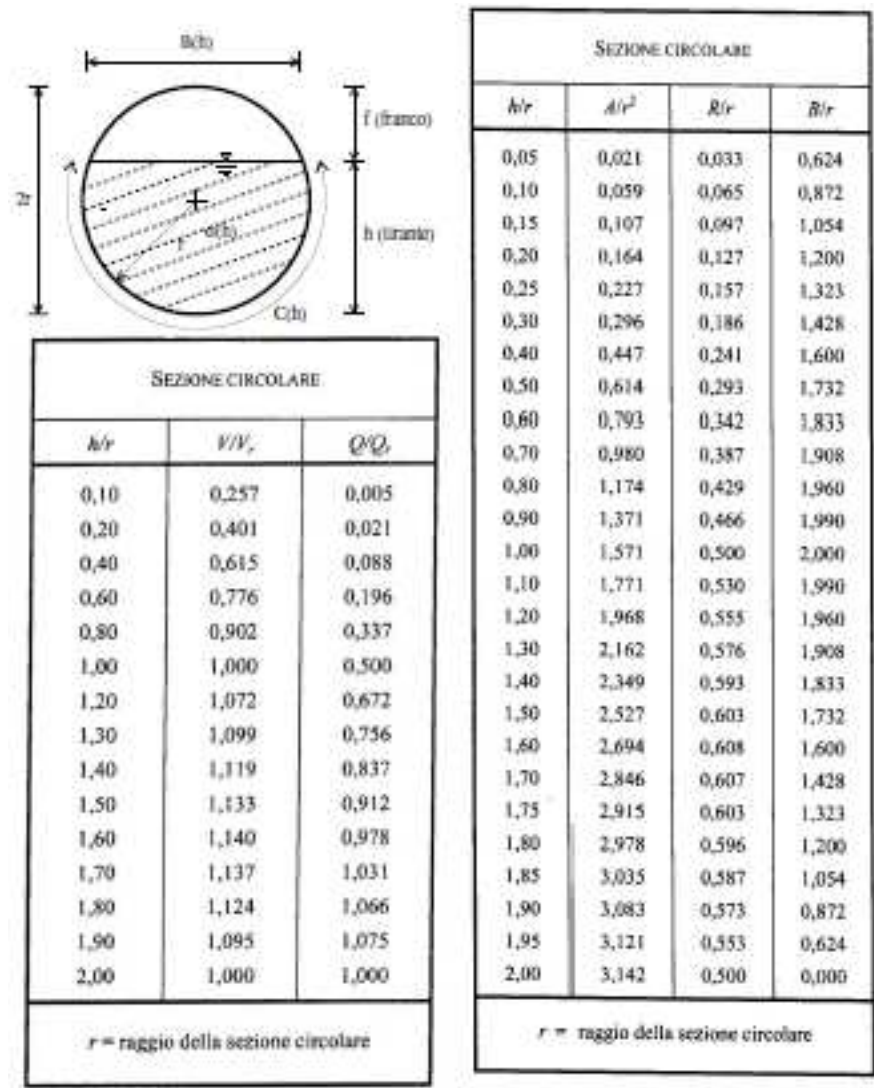


Figura 3 - Scala delle portate e delle velocità adimensionali

- si verifica che la velocità sia ammissibile (se la velocità è troppo bassa si aumenta la pendenza, se troppo elevata si diminuisce e si riprende da capo) secondo quanto previsto dalla Circolare del Ministero LL.PP. n. 11633 del 07.01.1974 secondo cui:
- velocità minima > 0.5 m/s

- velocità massima < 4 m/s

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi appena descritta:

Materiale PVC SN4	D est	D int	j	R (=D/4)	A	ks	χ
	mm	mm	-	mm	m ²	mm ^{1/3} s ⁻¹	mm ^{2/3} s ⁻¹
	200	190.2	0.008	47.55	0.0284	110	66.21
Qr	Vr	Q/Qr	h/r	h	f	V/vr	V
m ³ /s	m/s	-	-	mm	mm	-	m/s
0.02	1.29	0.08	0.38	36.31	153.89	0.60	0.77

Come si può osservare, utilizzando un **DN200 in PVC SN4 per la condotta delle acque nere** si ottiene:

- franco → 153.89 mm > 50% Dint

- velocità → 0.77 m/s > 0.5 m/s

Le verifiche sono soddisfatte.

3.3 Condotta fognaria per le acque bianche

Le reti fognarie di Oristano sono del tipo separative, ovvero lo smaltimento delle acque nere e delle acque bianche avviene con condotte differenti.

Da osservazioni in sito risulta essere assente una rete di collettamento delle acque bianche in vico Il Volta per cui è necessario dimensionare una condotta che si allacci alla rete cittadina. Come per le acque nere, non si hanno al momento della stesura della presente relazione informazioni relative alla condotta principale per cui si è ipotizzata la presenza in via Alessandro Volta ad una profondità dal piano campagna di 2.00 m.

La portata di progetto per le acque bianche è 195.52 l/s ovvero 0.196 mc/s.

Il procedimento per il dimensionamento delle condotte delle acque bianche è analogo a quello per le acque nere con l'unica differenza che la velocità massima ammissibile è pari a 5 m/s.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi fatta:

Materiale PVC SN8	D est	D int	j	R (=D/4)	A	ks	chi
	mm	mm	-	mm	m ²	mm ^{1/3} s ⁻¹	mm ^{2/3} s ⁻¹
	500	470.8	0.008	117.7	0.1740	110	77.01

PROGETTO ESECUTIVO

“Riqualificazione Parco e Villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico II Volta)”

Qr	Vr	Q/Qr	h/r	h	f	V/vr	V
m ³ /s	m/s	-	-	mm	mm	-	m/s
0.29	2.36	0.68	1.21	283.73	187.07	1.08	2.55

Come si può osservare in tabella

- franco → 187.07 mm > 30% Dint

- velocità → 2.55 m/s < 5 m/s

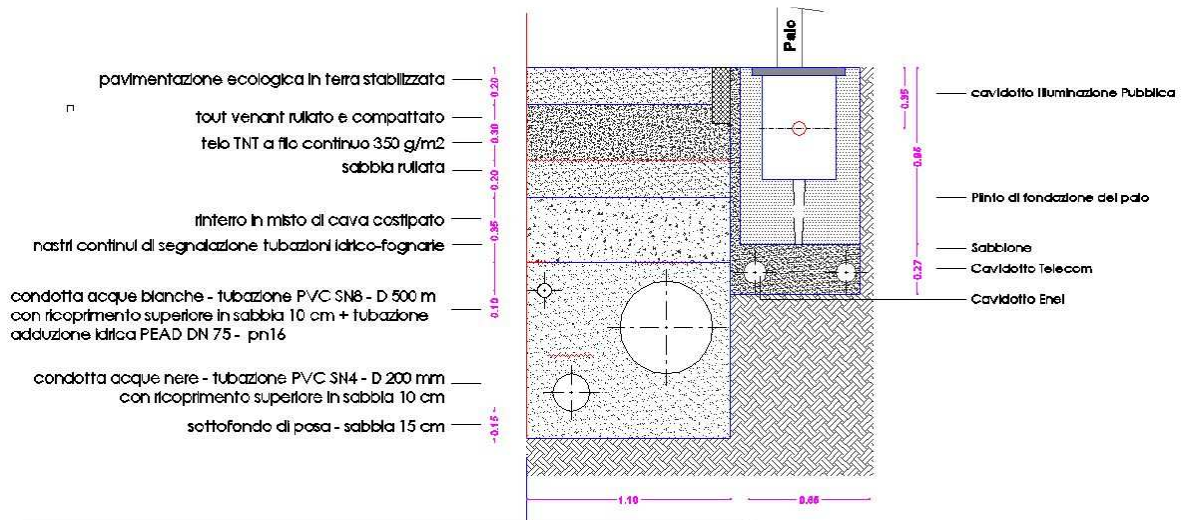
Le verifiche sono soddisfatte, per cui si utilizzerà un **DN500 in PVC SN8 per la condotta di collettamento delle acque bianche.**

4. Verifiche sui carichi e deformazioni

Come detto, non avendo informazioni relative alla quota di recapito delle condotte si sono fatte delle ipotesi di progetto da verificare in fase di progettazione esecutiva.

Nel progetto si è prevista una quota di scavo di 2,00 m rispetto al piano campagna con

- estradosso della condotta delle acque nere posto a 1.65 m dal p.c.
- estradosso della condotta delle acque bianche posto a 1.20 m dal p.c.
- estradosso della condotta di distribuzione posto a 1.15 m dal p.c.



Le verifiche sulle condotte risultano essere comuni a tutti e tre le tipologie, a meno dei numeri. per cui di seguito si descriverà la procedura e infine le tabelle di calcolo.

4.1 Descrizione delle verifiche

La modalità di posa di una condotta può essere eseguita o in trincea stretta o in trincea larga

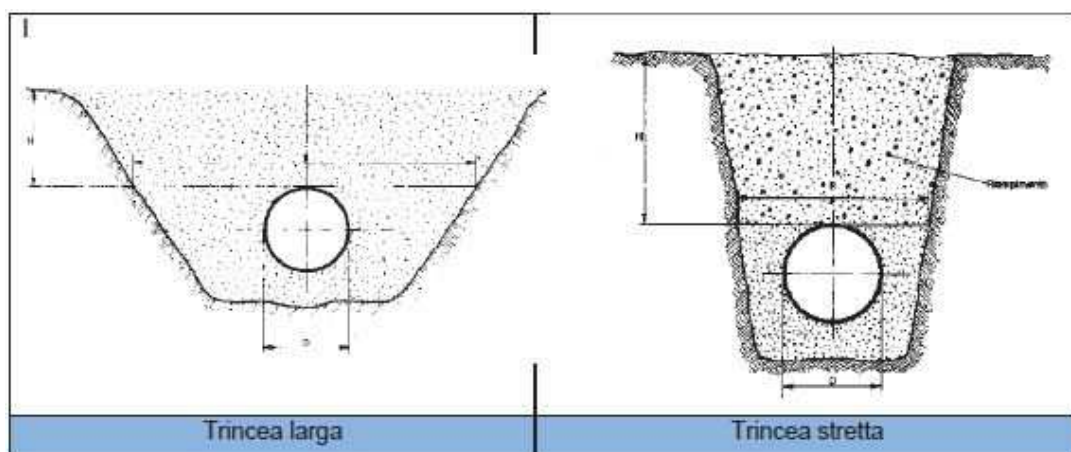


Figura 4 - Tipo di trincea

Si parla di trincea stretta quando vale una delle due seguenti condizioni:

- $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$
- $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5B$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione. Nel caso in esame ci si trova nella tipologia di trincea larga.

A questo punto devono essere determinati i carichi agenti.

Il **carico generato dal peso del terreno sovrastante** l'estradosso della tubazione è pari a

$$Q_{st} = \gamma_t DN H$$

dove γ_t è peso specifico del terreno di rinterro, DN è il diametro esterno della tubazione e H l'altezza di terreno dall'estradosso.

A tale carico corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0.85 DN}$$

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata, oltre al rinterro, possono agire altri carichi che si suddividono in dinamici relativi al traffico stradale e/o ferroviario e statici associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

Poiché sul terreno è previsto il passaggio di mezzi pesanti, si considera una classe di mezzi HT45 caratterizzato da un carico per ruota P pari a 75 kN. La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando la seguente relazione:

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$$

dove σ_z indica la pressione dinamica, P il carico per ruota, H l'altezza di ricopertura del tubo, φ indica un coefficiente di incremento calcolato come $1+0.3/H$

Nota la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta in diametro esterno DN applicando la relazione

$$Q_{din} = \sigma_z DN$$

Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola come segue:

$$Q_a = 7.70 D_i^2$$

Se nel terreno in cui è posata la condotta è presente una falda, si deve tenere conto della pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

dove h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazioni.

La pressione esercitata dalla falda q_{idr} sarà quindi

$$q_{idr} = \frac{Q_{idr}}{DN}$$

Noti i carichi agenti va definita la **deformazione** attesa sul tubo, adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui la deformazione orizzontale del diametro è data dalla relazione:

$$\Delta d = \frac{QKF}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- Δd indica la deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale;
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falsa, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici;
- K indica il coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea, che nel caso in esame è pari a 0.083;
- F indica il coefficiente di deformazione differita e viene posto pari a 1 per la verifica a breve termine e pari a 2 per quella a lungo termine;
- SN indica la rigidezza anulare della tubazione
- E_t indica il modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler.

Nota la deformazione diametrale assoluta si calcola quella relativa e la si confronta con quella limite δ_{lim} che nel caso del PVC è pari al 5% nel breve termine e 8% nel lungo termine.

La seconda verifica da eseguire è quella **all'instabilità all'equilibrio elastico**. In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione medesima.

La norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling q_a :

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{0.5}$$

dove:

- F_s indica il fattore di progettazione pari a 2.5;
- R_w indica il fattore di spinta idrostatica pari a $1-0.33 h/H$;
- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico dato dalla relazione $B' = \frac{1}{1+4e^{-0.213H}}$
- E_t il modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m il modulo elastico del materiale costituente il tubo;
- I il momento d'inerzia del tubo

Il valore così ottenuto va confrontato con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati determinato come:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{P + Q_{din}}{DN}$$

Infine al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazione siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative (in chiave, sul fianco e al fondo). Per la **verifica delle sollecitazioni** si ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

I valori dei parametri M e N (momento e sforzo normale) sono calcolati mediante il seguente schema:

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	180°	-0.027 G_c	+0.250 G_c	+0.027 G_c	+0.028 $G_c d$	-0.031 $G_c d$	+0.035 $G_c d$
	120°	-0.040 G_c	+0.250 G_c	+0.040 G_c	+0.030 $G_c d$	-0.035 $G_c d$	+0.042 $G_c d$
	90°	-0.053 G_c	+0.250 G_c	+0.053 G_c	+0.033 $G_c d$	-0.039 $G_c d$	-0.051 $G_c d$
Peso dell'acqua Q_a	180°	-0.186 Q_a	-0.068 Q_a	-0.451 Q_a	+0.028 $Q_a d$	-0.031 $Q_a d$	+0.035 $Q_a d$
	120°	-0.199 Q_a	-0.068 Q_a	-0.438 Q_a	+0.030 $Q_a d$	-0.035 $Q_a d$	+0.042 $Q_a d$
	90°	-0.212 Q_a	-0.068 Q_a	-0.424 Q_a	+0.033 $Q_a d$	-0.039 $Q_a d$	+0.051 $Q_a d$
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50 Q	0	+0.063 $Q d$	-0.063 $Q d$	+0.063 $Q d$
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 $Q d$	-0.066 $Q d$	+0.069 $Q d$
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069 $Q d$	-0.070 $Q d$	+0.078 $Q d$
Spinta H_o	-	+0.5 H_o	0	+0.5 H_o	-0.063 $H_o d$	+0.063 $H_o d$	-0.063 $H_o d$
Spinta H_t	-	+0.313 H_t	0	+0.687 H_t	-0.052 $H_t d$	+0.063 $H_t d$	-0.073 $H_t d$

in cui:

- G_c indica il peso proprio del tubo;
- Q_a indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di bocca piena;
- Q indica il carico totale verticale (dinamico+idrostatico)
- H_o indica la reazione uniformemente distribuita data da $H_o = \gamma H DN K_a$
- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$

Noti gli sforzi normale e flettente, si procede al calcolo della sollecitazione nelle tre sezioni di interesse all'intradosso e all'estradosso mediante la formula della pressoflessione:

$$\sigma_e^i = \frac{N}{S} \mp 6 \frac{M}{S^2}$$

Ai fini della verifica i valori così ottenuti sono da confrontare con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

4.2 Risultati delle verifiche

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche per le tre condotte.

4.2.1 Condotta di distribuzione

Materiale	-	-	PE ad
Diametro Esterno	DN/De	mm	75
Diametro interno	Deff	mm	61.4
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	16
Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m ²	9000000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	kN/m ²	4500000
Peso specifico materiale	gc	kN/m ³	9.22
Larghezza trincea	B	mm	2.5
profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	0.8
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfilanco			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	γ_t	kN/m ³	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. Di attrito rinterro/pareti	m	-	0.649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			alta -> 90%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m ²	21000
Altezza della falda sulla tubazione	h	mm	0
Peso specifico sommerso del riempimento	γ'	mm	16.5
Tipo di trincea (norma UNI7517)			trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. Di spinta attiva	Ka	-	0.294
Coeff. Di carico statico (Marston)	Ct	-	0
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	1.725
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	27.06
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.029
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.000
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0.000
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT30
Carico	P	kN	50
Coeff. Incremento	F	-	1.38
Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	45.85
Carico dinamico	Qdin	kN/m ²	3.44
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	1.20
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.00

PROGETTO ESECUTIVO

"Riqualificazione Parco e Villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico II Volta)"

Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.03
Carico dinamico	Qdin	kN/m	3.44
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Qtot	kN/m	4.67
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	0.275
Deformazione relativa	S	%	0.37
Max deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			OK
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K		2
Coefficiente di deformazione differita	F		0.550
Deformazione assoluta	d	mm	0.73
Deformazione relativa	S	%	8
Max deformazione ammessa a lungo termine	Smax	%	OK
Verifica			
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs		2.5
Fattore di spinta idrostatica	Rw		1.000
Coefficiente empirico supporto elastico	B		0.171
Coefficiente di Poisson	v		0.4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA)	qa	kN/m ²	2506.13
Pressione agente di buckling (ANSI AWWA)	Pest	kN/m ²	61.85
Verifica			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0.35
Spinta attiva	Ht	kN	0.02
Massima sollecitazione	St	Mpa	0.49
Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	35.00
Verifica			OK

4.2.2 Condotta di fognaria per le acque nere

Materiale	-	-	PVC UNI EN 1401-1
Diametro Esterno	DN/De	mm	200
Diametro interno	Deff	mm	190.2
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	4

PROGETTO ESECUTIVO

"Riqualificazione Parco e Villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico II Volta)"

Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m ²	3000000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	kN/m ²	1500000
Peso specifico materiale	gc	kN/m ³	14
Larghezza trincea	B	mm	2.5
profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	1.2
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfilanco			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	γ_t	kN/m ³	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. Di attrito rinterro/pareti	m	-	0.649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			alta -> 90%
Modulo di elasticità terreno	Et	kN/m ²	21000
Altezza della falda sulla tubazione	h	mm	0.00
Peso specifico sommerso del riempimento	γ'	mm	16.5
Tipo di trincea (norma UNI7517)			trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. Di spinta attiva	Ka	-	0.294
Coeff. Di carico statico (Marston)	Ct	-	0
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	4.8
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	28.24
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.279
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.000
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0.000
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT30
Carico	P	kN	50
Coeff. Incremento	F	-	1.23
Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	24.70
Carico dinamico	Qdin	kN/m ²	4.94
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	4.80
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.00
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.28
Carico dinamico	Qdin	kN/m	4.94
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Qtot	kN/m	10.53

Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	0.666
Deformazione relativa	S	%	0.33
Max deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			OK
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		2
Deformazione assoluta	d	mm	1.332
Deformazione relativa	S	%	0.67
Max deformazione ammessa a lungo termine	Smax	%	8
Verifica			OK
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs		2.5
Fattore di spinta idrostatica	Rw		0.945
Coefficiente empirico supporto elastico	B		0.173
Coefficiente di Poisson	v		0.38
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA)	qa	kN/m ²	167.12
Pressione agente di buckling (ANSI AWWA)	Pest	kN/m ²	51.27
Verifica			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	1.53
Spinta attiva	Ht	kN	0.12
Massima sollecitazione	St	Mpa	11.36
Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	12.50
Verifica			OK

4.2.3 Condotta di fognaria per le acque bianche

Materiale	-	-	PVC UNI EN 1401-1
Diametro Esterno	DN/De	mm	500
Diametro interno	Deff	mm	470.8
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	8
Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m ²	3600000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	kN/m ²	1750000
Peso specifico materiale	gc	kN/m ³	14
Larghezza trincea	B	mm	2.5

PROGETTO ESECUTIVO

"Riqualificazione Parco e Villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico II Volta)"

profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	0.8
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfilanco			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	γ_t	kN/m^3	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. Di attrito rinterro/pareti	m	-	0.649
Angolo di supporto	a	°	90
Tipo di compattazione			alta -> 90%
Modulo di elasticità terreno	E_t	kN/m^2	21000
Altezza della falda sulla tubazione	h	mm	0
Peso specifico sommerso del riempimento	γ'	mm	16.5
Tipo di trincea (norma UNI7517)			trincea larga
Calcolo del carico statico			
Coeff. Di spinta attiva	K_a	-	0.294
Coeff. Di carico statico (Marston)	C_t	-	0
Carico statico rinterro	Q_{st}	kN/m	8
Pressione verticale carico statico	q_{st}	kN/m^2	18.82
Peso acqua contenuta nel tubo	Q_a	kN/m	1.707
Carico idrostatico	Q_{idr}	kN/m	1.226
Pressione esercitata dalla falda	q_{idr}	kN/m^2	2.453
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT30
Carico	P	kN	50
Coeff. Incremento	F	-	1.23
Pressione dinamica	S_z	kN/m^2	45.85
Carico dinamico	Q_{din}	kN/m^2	22.93
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Q_{st}	kN/m	8.00
Carico idrostatico	Q_{idr}	kN/m	1.23
Peso acqua contenuta nel tubo	Q_a	kN/m	1.71
Carico dinamico	Q_{din}	kN/m	22.93
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Q_{tot}	kN/m	33.86
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	2.089

PROGETTO ESECUTIVO

"Riqualificazione Parco e Villa Eleonora d'Arborea e sistemazione viabilità di accesso (Vico II Volta)"

Deformazione relativa	S	%	0.42
Max deformazione ammessa a breve termine	Smax	%	5
Verifica			OK
Calcolo della deformazione a lungo termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		2
Deformazione assoluta	d	mm	4.179
Deformazione relativa	S	%	0.84
Max deformazione ammessa a lungo termine	Smax	%	8
Verifica			OK
Verifica instabilità all'equilibrio elastico			
Fattore di progettazione	Fs		2.5
Fattore di spinta idrostatica	Rw		1.000
Coefficiente empirico supporto elastico	B		0.171
Coefficiente di Poisson	v		0.4
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA)	qa	kN/m ²	65.11
Pressione agente di buckling (ANSI AWWA)	Pest	kN/m ²	61.85
Verifica breve termine			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	2.36
Spinta attiva	Ht	kN	0.74
Massima sollecitazione	St	Mpa	1.37
Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	12.50
Verifica			OK

5. Posizionamento caditoie e pozzetti

Le acque meteoriche vengono convogliate all'interno del collettore delle acque bianche mediante diversi sistemi di raccolta.

In primo luogo gli edifici dovranno essere dotati di pluviali atti allo smaltimento delle piogge all'interno di pozzetti di raccolta allacciati al collettore.

In secondo luogo le acque precipitate non permeate nel suolo genereranno del deflusso idrico superficiale che dovrà essere convogliato verso il collettore. La strada e il parcheggio in progetto in vico Il Volta costituiscono due luoghi con permeabilità ridotta, per cui, al fine di evitare che si generi un velo idrico superficiale eccessivo, è necessario posizionare delle caditoie che permettano alle acque di raggiungere il collettore sottostante.

La strada di progetto ha una lunghezza di 184.05 m, per cui si ipotizza di inserire cinque caditoie a griglia per ogni lato con interasse di 35 m, delle quali alcune dotate di pozzetto sottostante sifonato, così da permettere la sedimentazione dell'eventuale materiale solido e evitare la fuoriuscita di cattivi odori dalla condotta fognaria .

Anche per la rete fognaria sono previsti diversi pozzetti:

- 1 ispezionabile in villa Eleonora
- 1 ispezionabile all'inizio di vico Volta II
- 4 ispezionabili lungo la strada distanziati di 60 m l'uno dall'altro
- 10 allacci, di cui 1 in villa Eleonora

Infine, la rete idrica di distribuzione è caratterizzata solo dalla presenza degli allacci lungo il percorso.

Si rimanda alle tavole allegate per il profilo e la planimetria delle condotte.