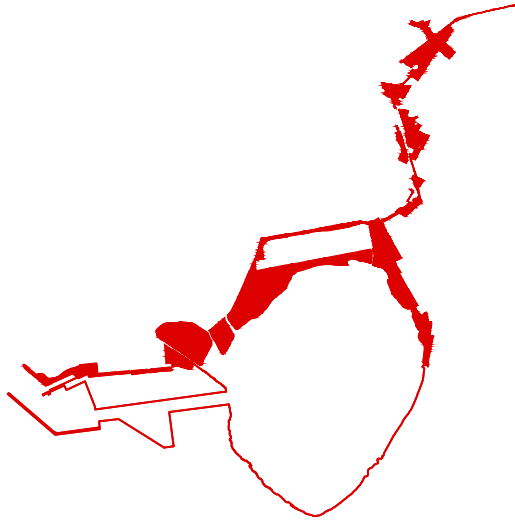




COMUNE di ORISTANO
COMUNI de ARISTANIS



*Presidenza
del Consiglio dei Ministri*



**Sistemazione e
rigenerazione del bordo
urbano orientale e
meridionale della città lungo
il passante ferroviario
(area RFI-FS e CIPOR)
| ORISTANO EST |**

**PROGETTO GENERALE PER LA
RIQUALIFICAZIONE URBANA E LA
SICUREZZA DELLE PERIFERIE**
*Programma straordinario di
intervento per la riqualificazione
urbana e la sicurezza delle periferie
delle città metropolitane e dei comuni
capoluogo di provincia*

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA - STRALCIO

**ALL
6**

RELAZIONE TECNICA IDRAULICA

19 GIUGNO 2017

1

Commitente
Comune Oristano

Progettista - Coordinatore generale
Ing. Giuseppe Pinna
(Dirigente settore Sviluppo del Territorio)

RUP
Ing. Anna Luigia Foddi

Agronomia
Agr. Enrico Marceddu

Mobilità e Trasporti
MLAB s.r.l.

Topografia e tematiche catastali
Geom. Roberto Perseu

Consulenza Scientifica
Dipartimento Architettura Design Urbanistica di Alghero
Università di Sassari
Prof.ssa Silvia Serreli

Collaboratori
Arch. Giovanni Maria Biddau
Arch. Laura Lutzoni
Arch. Michele Valentino

UFFICIO DI PROGETTAZIONE

Progettista - Coordinatore
Arch. Gianfranco Sanna

Progettisti - Coadiutori
Arch. Giovanni Curreli
Arch. Pietro Frau

Giovani Professionisti
Arch. Maria Agostina Sannai
Arch. Pasquale Murru
Arch. Giulio Porcu
Arch. Salvatore Enrico Piras
Arch. Barbara Boi
Arch. Claudia Meli
Arch. Francesco Lorenzi
Ing. Elena Loddi
Arch. Federico Sercis
Arch. Francesco Marras
Arch. Ilaria Suozzi
Ing. Gian Luca Zuddas
Arch. Michela Canu
Arch. Filippo Sanna
Arch. Elena Boi
Arch. Luca Casula
Arch. Claudia Argiolas
Arch. Giulia Collu
Arch. Stefania Mulargia

Neo-Laureati
Dott. Walter Cuccuru
Dott. Luca Antonio Serusi
Dott. Emanuele Frongia
Dott. Roberta Scarpa
Dott. Cavallini Cesare

Sommario

1. Premessa	2
2. Interventi previsti	3
2.1 Ubicazione dell'intervento	3
2.2 Descrizione dell'intervento	3
3. Intervento A	5
3.1 Calcolo fabbisogno	5
3.2 Dimensionamento condotte	9
3.2.1 Approvvigionamento idrico	9
3.2.2 Acque nere	10
3.2.3 Acque bianche	13
4. Intervento B	14
4.1 Calcolo fabbisogno	14
4.2 Dimensionamento condotte	14
5. Intervento C	15
5.1 Calcolo fabbisogno	15
5.2 Dimensionamento condotte	17
5.2.1 Perdite di carico distribuite	17
5.2.2 Perdite di carico distribuite	19
5.3 Dimensionamento pompe	20
6. Verifiche su carichi e deformazioni.....	21
6.1 Descrizione delle verifiche	21
6.2 Risultati delle verifiche	25
6.2.1 Intervento A	25
6.2.2 Intervento C	31

1. Premessa

La presente relazione tecnica idraulica è parte integrante del progetto stralcio di fattibilità tecnica ed economica eseguito dal Comune di Oristano per la realizzazione di un parco cittadino.

Tale progetto fa parte di un altro più ampio volto alla riqualificazione della periferia di Oristano, con l'intento di ridare vita a tutta la fascia più esterna della città, ad oggi trascurata e non valorizzata.

Esempio di ciò è Villa Eleonora, una struttura ottocentesca abbandonata ormai da decenni che nel corso degli anni ha cambiato la propria destinazione d'uso più volte. Essa nasce come abitazione, per poi diventare un orfanotrofio.

Come detto, ormai da diverso tempo la villa è disabitata e lasciata a sé stessa per cui la struttura si è danneggiata e deteriorata, fino ad arrivare alla condizione odierna in cui appare come un rudere.



Figura 1 - Vista dal retro di Villa Eleonora

Villa Eleonora è solo un esempio della condizione in cui versa l'area periferica di Oristano.

Il presente progetto, quindi, si pone come obiettivi:

- riqualificare gli edifici più interessanti così da renderli poli attrattivi
- realizzare un parco urbano che lungo il suo percorso metta in mostra tutti i vari scenari del comune di Oristano (aree rurali, edifici storici, aree industriali etc)
- realizzare nuove aree con destinazioni d'uso differenti (aree verdi, aree fitness, aree dedicate ai bambini) così da coinvolgere tutta la popolazione dell'oristanese.

2. Interventi previsti

2.1 Ubicazione dell'intervento

Il progetto in oggetto prevede la riqualificazione dell'intera area periferica del centro abitato di Oristano a partire dalla frazione di Sili fino ad arrivare al Porto Industriale di Santa Giusta.

Il parco parte nella zona a nord-est del comune di Oristano, in prossimità dell'area di nuova edificazione ai margini della località di Sili. L'area di intervento ricade sulla sinistra della SP 55 e della linea ferroviaria in direzione Olbia – Oristano, e corre parallela ad essa passando all'interno di campi coltivati, risaie, ulivati e di Villa Eleonora.

Costeggiando la linea ferrata si arriva alla Stazione Ferroviaria di Oristano, in prossimità della quale è prevista la realizzazione di un Centro Intermodale.

A questo punto, il parco si allontana dalla ferrovia e passa all'interno dell'area delle ex fornaci in cui si trovano varie attività economiche e che, al momento, funge da polo attrattivo nel periodo della Sartiglia (importante manifestazione della Città di Oristano) essendoci diverse scuderie.

Superata tale area si arriva al passaggio a livello di via Laconi da cui la linea ferroviaria si dirama in due direzioni: la prima, di proprietà delle Ferrovie dello Stato, che va verso Cagliari; la seconda, di proprietà del Consorzio Industriale Provinciale Oristanese, si sviluppa ai confini del centro abitato di Oristano per poi proseguire fino al Porto Industriale di Santa Giusta. Si noti che la seconda è una linea che non è mai entrata in funzione.

Il percorso corre parallelamente a quest'ultima linea, passando a sud per il confine tra i comuni di Oristano e Santa Giusta e, quindi, all'interno dell'area industriale, a nord dello Stagno di Santa Giusta per poi terminare all'imbocco della Strada Provinciale 97.

2.2 Descrizione dell'intervento

L'intervento nelle sue scelte tecniche, ha tenuto conto della diversità dei paesaggi individuati e ad essi si è adeguato, pensando di agire nell'interesse dei cittadini, nell'ottica di un uso più sapiente e sostenibile del territorio.

Le opere progettate intendono rispettare il contesto paesaggistico esistente che varia da uno prettamente agricolo, ad uno urbano e produttivo, collegandoli tra loro con la creazione di piazzole attrezzate e la messa in opera di elementi di arredo urbano.

Il progetto per il quale si realizza la presente relazione tecnica prevede una serie di interventi interconnessi tra loro e di seguito descritti.

- Realizzazione di un percorso ciclo-pedonale che parta dal confine sud dell'abitato di Silì (frazione di Oristano) e, passando attraverso diverse componenti paesaggistiche, arrivi fino alla zona industriale di Oristano, a ridosso della sponda nord dello Stagno di Santa Giusta;
- Sistemazione di diverse aree verdi con piantumazione di varie specie arboree, anche ad alto fusto, così da generare dei punti d'ombra per gli avventori del parco;
- Realizzazione di aree di intrattenimento, quali aree fitness, aree per bambini, aree pic-nic, skatepark e così via;
- Definizione di nuovi parcheggi in prossimità dei punti di accesso del parco.

Ai vari interventi previsti, descritti più specificatamente nell'elaborato "All. 2 - Relazione tecnica", sono associate delle opere idrauliche per le quali risulta essere necessario eseguire uno studio apposito.

In particolare:

- A. in alcune aree di sosta sono previsti dei servizi igienici per i quali è necessario eseguire gli allacci alla rete pubblica (opere di collettamento e di approvvigionamento idrico);
- B. in prossimità dei servizi saranno predisposti dei punti acqua potabili;
- C. per la realizzazione di aree verdi è necessario garantire l'approvvigionamento idrico per l'irrigazione.

3. Intervento A

3.1 Calcolo fabbisogno

Al fine di ridurre al minimo la manutenzione all'interno del parco, le scelte progettuali sono state volte verso elementi che potessero garantire una vita utile rilevante e soprattutto che fossero quanto più autonomi possibile.

Anche la scelta della tipologia dei servizi igienici è stata eseguita in quest'ottica, predisponendo in progetto dei servizi igienici automatizzati autopulenti con due toilette per ogni box. Il sistema di lavaggio e igienizzazione garantisce una pulizia ottimale dopo ogni utilizzo grazie alle seguenti operazioni automatiche:

- Velo d'acqua continuo su tutta la parete del vaso igienico durante l'utilizzo;
- Lavaggio e igienizzazione completa della parete retrostante il vaso igienico con ugelli direzionati;
- Lavaggio contemporaneo di tutto il pavimento attraverso l'utilizzo di acqua pressione;
- Cacciata, lavaggio, igienizzazione e asciugatura dell'intero vaso igienico attraverso la movimentazione la parete attrezzata posizionata dietro il vaso igienico.



Figura 2 - Posizionamento servizi igienici

Dalla tabella dei dati tecnici di alcune aziende produttrici di questa tipologia di servizi igienici, si evince che per il completo funzionamento di un servizio sono necessari 16 litri per ciclo, durato di 35 sec. Poiché abbiamo due servizi per ogni area, la portata da garantire è pari a:

$$Q_{idr} = \frac{32 l}{35 sec} = 0.91 \frac{l}{s}$$

La portata delle acque nere viene posta pari a quella di approvvigionamento idrico in quanto, vista la tipologia di funzionamento dei servizi igienici, non si prevedono perdite nel passaggio tra acquedotto e fognatura.

Il box è dotato di pluviale per la raccolta delle acque piovane che verrà collegato con l'opera di collettamento delle acque bianche. Lungo il percorso sono stati previsti 3 servizi igienici con dimensioni di 5.20 m x 2.12 m, ovvero una superficie di 11 mq.

Limitrofi ai bagni sono previsti dei parcheggi. Le aree di sosta saranno pavimentate con il biostrasse, un tipo di pavimentazione che si presenta come un vero e proprio lastrone monolitico in grado di ripartire i carichi trasmessi dal piano viabile, siano essi concentrati o ripartiti, garantendo comunque un'ottima permeabilità grazie ai materiali compositi. Infatti, questa tecnologia di pavimentazione ha una capacità di drenaggio pari a 250 litri/minuto per unità di superficie che equivale ad una coefficiente di permeabilità di circa $4.2 \cdot 10^{-3}$ m/s, valore confrontabile con quelli tipici della sabbia grossolana. Per questo motivo, dato che fondamentalmente non verrà cambiata la capacità di infiltrazione del suolo, non è previsto che tali parcheggi convogliano le proprie acque verso le opere di collettamento delle acque bianche.

Per determinare le portate di progetto si devono calcolare le altezze di precipitazione mediante la valutazione delle piogge di progetto con le curve di possibilità pluviometrica tratte dalla distribuzione Two Components Extreme Value (TCEV) di Deidda, Piga e Sechi (2000).

Tale metodo prevede la suddivisione della Sardegna in 3 sottozone omogenee (SZO), come in figura 3, della cosiddetta pioggia indice giornaliera H_g , ovvero la media dei massimi annui di precipitazione giornaliera, in funzione della posizione del sito in esame.

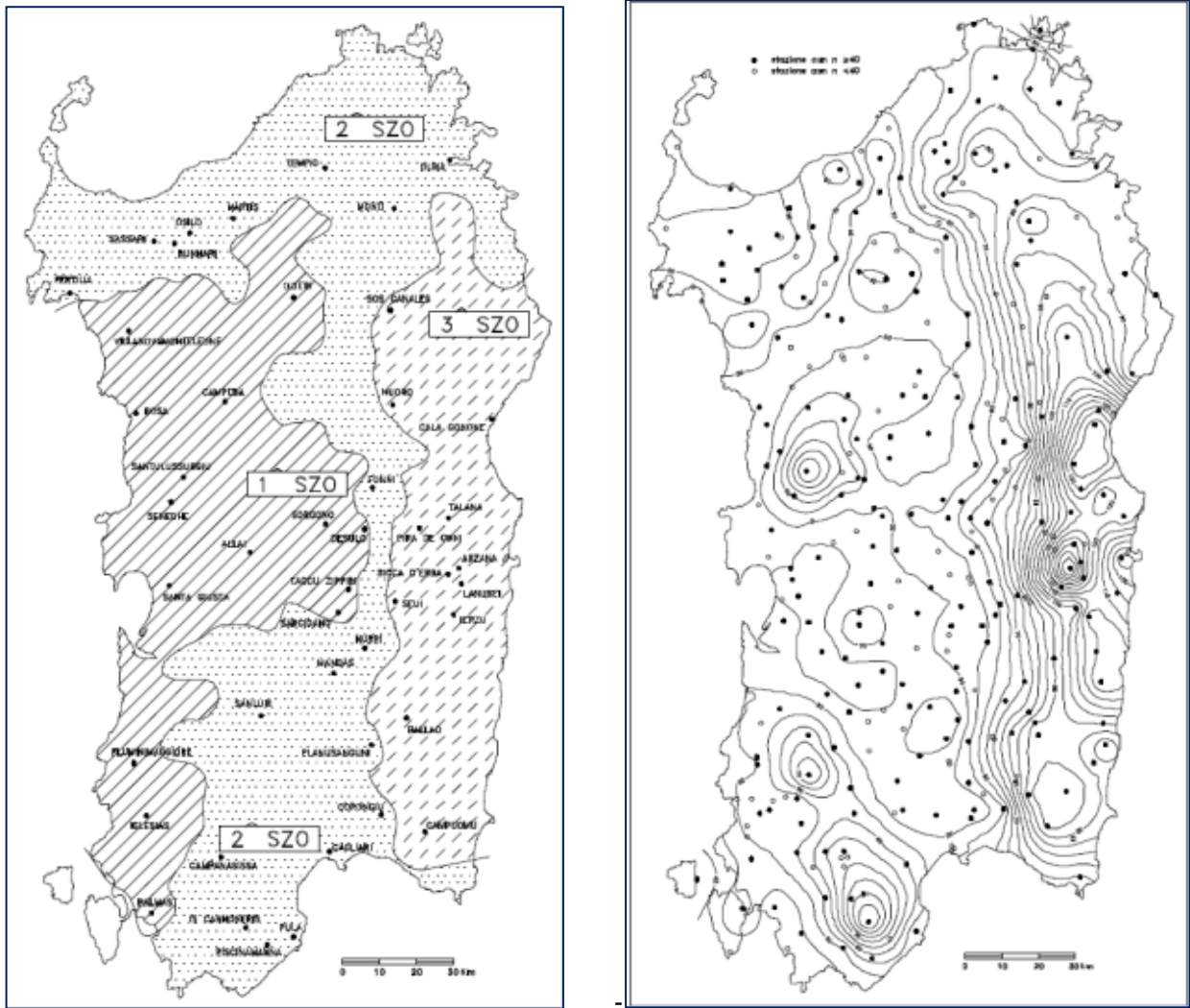


Figura 3 – Suddivisione della Sardegna in Sottozone omogenee a sinistra, carta della pioggia indice giornaliera a destra

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:

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

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

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

per la sottozona II:

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

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

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

per la sottozona III:

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

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

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

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 (circa 30m) e la velocità di moto uniforme corrispondente alla portata di progetto.

Il tempo di accesso alla rete è stato posto pari a 0.5 minuti, vista la ridotta estensione delle aree di interesse. 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 realtà, nel caso specifico, poiché la copertura dei servizi è impermeabile si è posto $\varphi=1$.

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	0.5
tempo di rete	minuti	0.5
lunghezza condotta	m	33
tempo di concentrazione	minuti	1
pioggia di progetto hTr(tc)	mm	23.13
area	m ²	11.02
Portata di progetto QTr	l/s	4.25
Portata di progetto QTr	mc/s	0.004

Tabella 1 - Calcolo portate bianche

3.2 Dimensionamento condotte

3.2.1 Approvvigionamento idrico

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 via Alessandro Volta e in prossimità del passaggio a livello di via Laconi, utili rispettivamente per i servizi igienici 1 e 2 (figura 2). Relativamente al bagno 3 non sono stati individuati i chiusini, sebbene è presumibile che la rete arrivi fino a tale punto in quanto sono presenti dei punti acqua distribuiti nel piazzale in cui si intende posizionare il box.

Ciò premesso, non è stato possibile verificare la posizione e il diametro della condotta principale da cui dovrà partire la diramazione per i servizi igienici 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.

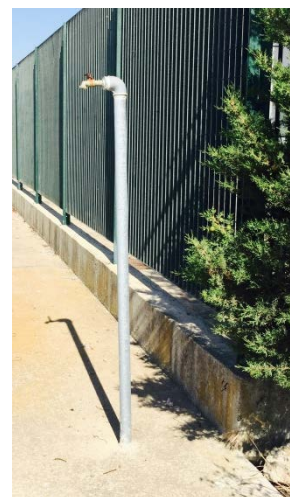


Figura 4- Rubinetto in zona industriale

La portata di progetto per ciascun servizio è pari a 0.91 l/s, ovvero 0.00091 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 acciaio UNI EN 10255 (ex UNI 8863), per cui k_s può essere posto pari a $70 \text{ mm}^{1/3}\text{s}^{-1}$ valida per tubi usati.

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	42.4
Diametro interno Deff	mm	30
Raggio idraulico R	mm	8
Coefficiente di Strickler k_s	$\text{mm}^{1/3}\text{s}^{-1}$	70
Cadente piezometria j	m/m	0.16
Velocità media u	m/s	1.13

Tabella 2 - Condotta di distribuzione

Poiché il diametro di cui sopra soddisfa il requisito delle velocità si è scelto un **DN30 in acciaio 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.

3.2.2 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 la presenza di un chiusino della rete di collettamento delle acque nere in via Alessandro Volta e in prossimità del passaggio a livello di via Laconi, utili rispettivamente per i servizi igienici 1 e 2 (figura 2). Per quanto riguarda il box 3 non è stato individuato un chiusino nelle immediate vicinanze del servizio igienico sebbene, viste le attività presenti vicine, è presumibile la presenza della rete fognaria in prossimità del punto di interesse.

Non avendo informazioni aggiuntive si è ipotizzata la presenza dell'opera di collettamento ad una profondità dal piano campagna di 2.00 m.

La portata di progetto per le acque nere è pari a 0.91 l/s ovvero 0.00091 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 0.5 %.

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 ;
- 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

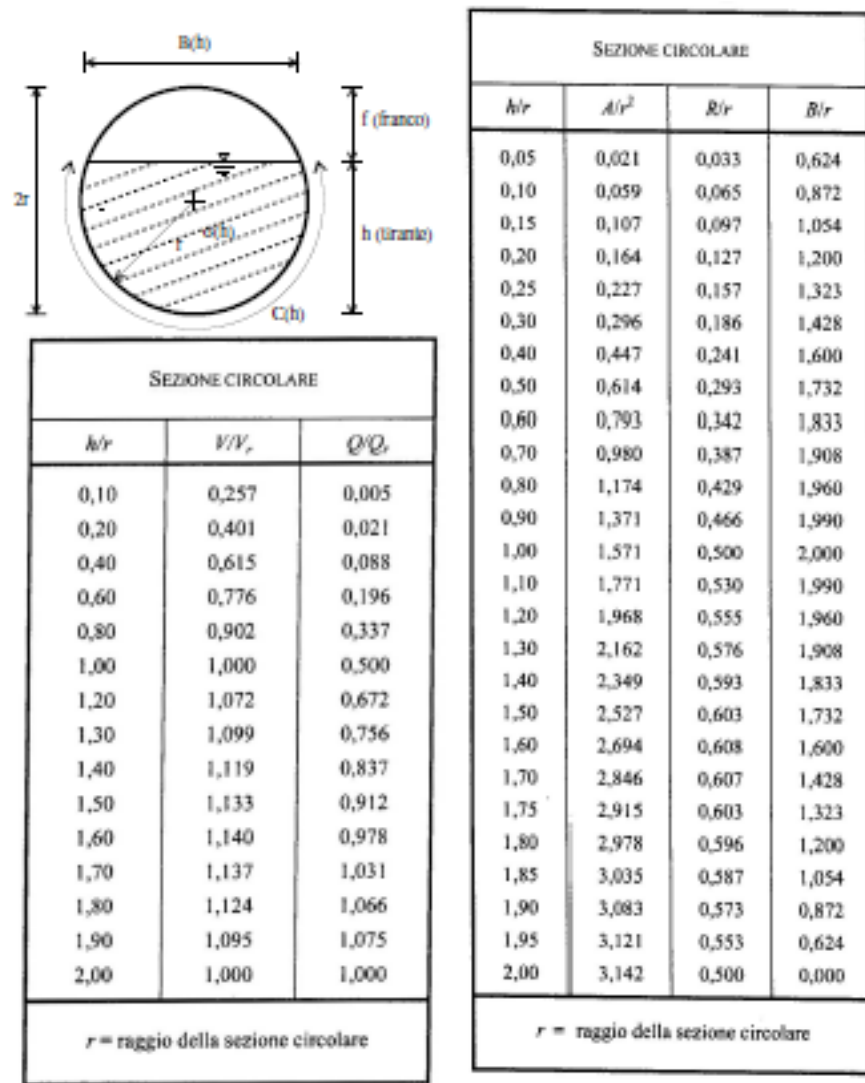


Figura 5 - Scala delle portate e delle velocità adimensionali

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
	110	103.6	0.005	25.9	0.00843	110	59.83
Qr	Vr	Q/Qr	h/r	h	f	V/vr	V
m ³ /s	m/s	-	-	mm	mm	-	m/s
0.003	0.68	0.293	0.668	34.62	68.98	0.82	0.56

Tabella 3 - Condotta acque nere

Come si può osservare, utilizzando un **DN110 in PVC SN4 per la condotta delle acque nere** si ottiene:

- franco \rightarrow 68.98 mm > 50% Dint

- velocità \rightarrow 0.56 m/s > 0.5 m/s

Le verifiche sono soddisfatte, sebbene si sottolinea come le acque reflue scaricate dai bagni sono caratterizzate da un'abbondante aliquota di acqua utilizzata per il lavaggio del box, per cui si riducono le problematiche di sedimentazione.

3.2.3 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 risultano essere presenti delle caditoie a griglia in prossimità dei servizi igienici. Ciò è importante in particolare per quanto riguarda le aree di sosta, le quali, sebbene siano caratterizzate da un'ottima permeabilità, genereranno un minimo deflusso superficiale che potrà essere convogliato verso le caditoie già esistenti.

Come per le altre tipologie di acqua, non si hanno al momento della stesura della presente relazione, informazioni relative alla condotta principale per cui si è ipotizzata la presenza ad una profondità dal piano campagna di 2.00 m.

La portata di progetto per le acque bianche è 4.25 l/s ovvero 0.004 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	X
	mm	mm	-	mm	m ²	mm ^{1/3} s ⁻¹	mm ^{2/3} s ⁻¹
	200	188.2	0.005	47.05	0.0278	110	66.09
Qr	Vr	Q/Qr	h/r	h	f	V/vr	V
m ³ /s	m/s	-	-	mm	mm	-	m/s
0.017	1.01	0.251	0.678	63.79	124.41	0.83	0.84

Tabella 4 - Condotta acque bianche

Come si può osservare in tabella

- franco → 124.41 mm > 50% Dint
- velocità → 0.84 m/s > 0.5 m/s

Le verifiche sono soddisfatte, per cui si utilizzerà un **DN200 in PVC SN8 per la condotta di collettamento delle acque bianche.**

4. Intervento B

4.1 Calcolo fabbisogno

Le aree in cui sono presenti i servizi igienici sono dotate di parcheggi, per cui saranno dei punti nevralgici del parco. Per questo motivo si è scelto di inserire in queste aree anche dei punti acqua liberi con fontanelle così da garantire acqua potabile agli avventori del parco.

La portata considerata per il dimensionamento è di 500 litri/ora ovvero di 0.14 l/s.

4.2 Dimensionamento condotte

I punti acqua sono disposti in prossimità dei servizi igienici per cui valgono le medesime considerazioni fatte al punto 3.2.1, anche relativamente al dimensionamento

Per i punti acqua si è scelto un Φ 1", ovvero un **DN25 in acciaio zincato**.

5. Intervento C

5.1 Calcolo fabbisogno

Lungo il percorso verranno realizzate delle aree verdi nelle quali è prevista la piantumazione di nuove specie arbustive che necessitano di un adeguato fabbisogno irriguo.

In particolare sono state definite cinque macro-aree da irrigare, indicate nella figura seguente.



Figura 6 - Aree da irrigare

Eseguendo una media dei fabbisogni annui delle singole specie si è osservato che per ogni ettaro sono necessari 3000 mc all'anno.

Di seguito si riporta la portata media nell'anno per ogni area

Zona	Area	Portata	Portata
[-]	ha	mc/anno	l/s
1	0.7681	2304.3	0.0012
2	1.8825	5647.5	0.0030
3	1.5257	4577.1	0.0024
4	0.9096	2728.8	0.0014
5	0.9951	2985.3	0.0016

Tabella 5 - Portata media annua

In realtà, considerando un periodo compreso tra marzo e ottobre, classico lasso temporale per l'irrigazione delle colture), e che le portate maggiori sono da garantire nei mesi di luglio e agosto si è seguita la seguente procedura di calcolo:

- determinazione della portata media nei 7 mesi suddetti
- sulla base della seguente tabella è stata determinata la percentuale di deficit per ogni mese

Mese	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
ETc	20.5	22.4	49.4	84.9	139.8	166.0	195.3	179.2	109.4	73.8	29.3	18.4
Pu	30.2	23.5	30.0	35.5	30.6	22.2	0.0	1.7	31.2	32.1	45.1	36.7
Deficit	0.0	0.0	19.4	49.4	109.2	143.8	195.3	177.5	78.2	41.7	0.0	0.0

Tabella 6 - stazione di Milis, valori di Evapotraspirazione colturale (ETc), pioggia utile (Pu) e deficit idrico per arbusti ornamentali della macchia mediterranea

- si è calcolata la portata per ogni mese moltiplicando il fabbisogno annuo per la percentuale del deficit
- si considera la portata media nel mese di massimo consumo e si ipotizzano 15 cicli di irrigazione da 8 ore, così da definire la portata di picco

Di seguito si riportano le portate medie mensili da garantire alle singole aree in funzione della loro estensione:

Deficit	Mese	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott
Portata mc/mese	%	2.38	6.07	13.41	17.66	23.98	21.79	9.60	5.12
	1	54.9	139.8	308.9	406.8	552.5	502.2	221.2	118.0
	2	134.5	342.5	757.2	997.1	1354.2	1230.7	542.2	289.1
	3	109.0	277.6	613.7	808.1	1097.5	997.5	439.4	234.3
	4	65.0	165.5	365.9	481.8	654.3	594.7	262.0	139.7
	5	71.1	181.1	400.2	527.1	715.8	650.6	286.6	152.8

Tabella 7 - Portate medie mensili

Sulla base di quanto esposto prima, si sono ottenute le seguenti portate

Area	Superficie	Portata massima	Portata
[-]	ha	mc/mese	l/s
1	0.7681	552.5	4.60
2	1.8825	1354.2	11.28
3	1.5257	1097.5	9.15
4	0.9096	654.3	5.45
5	0.9951	715.8	5.97

Tabella 8 - Portate di progetto

5.2 Dimensionamento condotte

Come visto al punto precedente, sono previste 5 macro-aree in cui realizzare delle aree verdi da irrigare. A tal fine sono previsti 5 pozzi, di profondità di 50 m (in una fase successiva verranno eseguite delle verifiche sull'effettiva profondità di scavo), con associate degli impianti di pompaggio.

5.2.1 Perdite di carico distribuite

Il dimensionamento e la verifica delle condotte è stata eseguita mediante la legge di Darcy-Weisbach secondo cui la cadente piezometrica j è pari a:

$$j = \frac{\lambda v^2}{2gD}$$

dove λ è un coefficiente adimensionale di attrito, $v^2/2g$ è il termine cinetico e D il diametro della condotta. L'aspetto più complicato di questo calcolo è la determinazione del coefficiente di attrito in quanto dipende dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza relativa ε/D dove con ε si intende la scabrezza di equivalente di Nikuradse. Per la determinazione di questo fattore si è utilizzato l'abaco di Moody che combina per via grafica le tre grandezze suddette (λ , ε/D , Re).

Nota la cadente è possibile ottenere la perdita di carico distribuita moltiplicando j per la lunghezza del tratto di competenza:

$$\Delta H_{distr} = jL$$

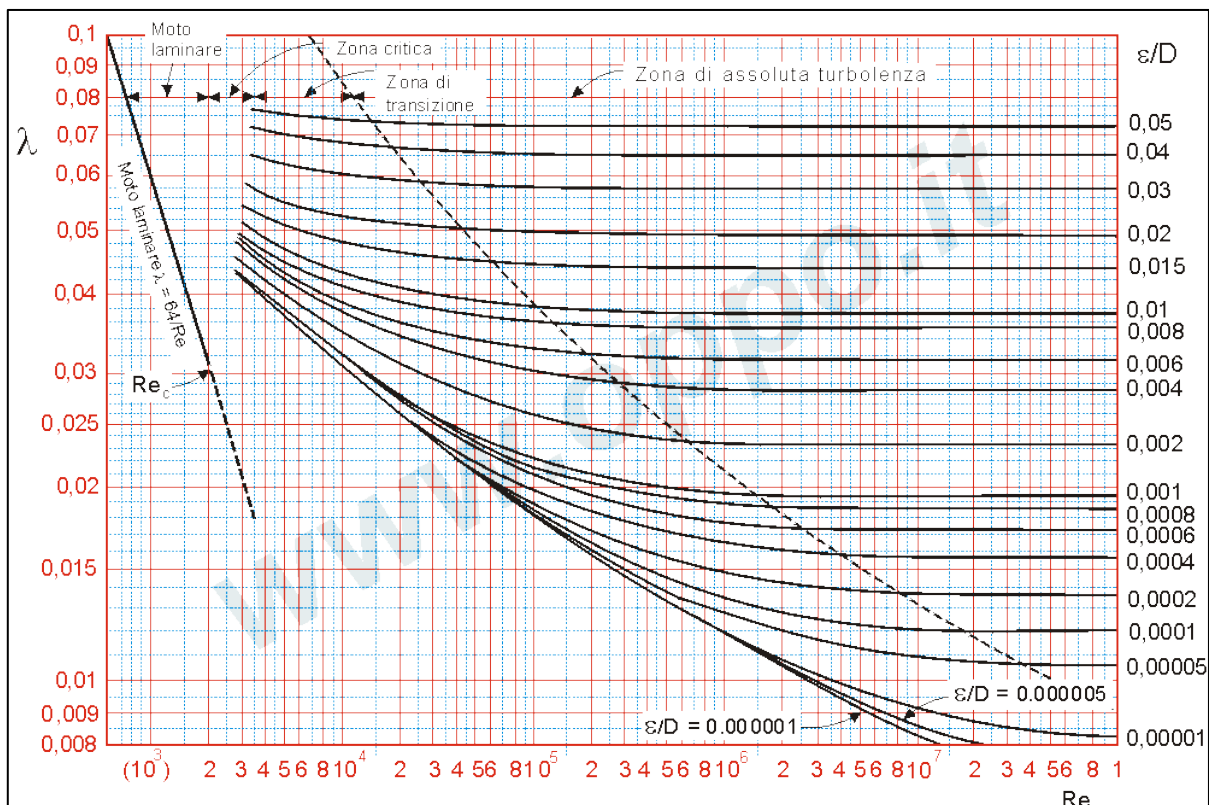


Figura 7 - Abaco di Moody

Sulla base della posizione dei pozzi si sono calcolate le lunghezze delle condotte. Si riportano di seguito i valori delle perdite di carico nei vari tratti:

Area	Q [l/s]	D nom [mm]	D eff [mm]	u [m/s]	Re	ϵ/D	λ	j	ΔH distr
1	4.60	110	96.8	0.63	60112.3	0.000010	0.0210	0.00433	0.61
2	11.28	110	96.8	1.53	147326.4	0.000010	0.0110	0.01364	3.41
3	9.15	110	96.8	1.24	119402.9	0.000010	0.0115	0.00936	1.40
4	5.45	110	96.8	0.74	71186.2	0.000010	0.0200	0.00579	2.89
5	5.97	110	96.8	0.81	77877.6	0.000010	0.0205	0.00710	3.55

Tabella 9 - Calcolo delle perdite di carico distribuite

Le perdite di carico così ottenute sono state verificate anche attraverso metodi speditivi così da valutarne la correttezza.

Per quanto concerne le perdite di carico distribuite, queste possono essere determinate anche mediante la seguente relazione:

$$\Delta H_{distr} = k \frac{Q^m}{D^n} L$$

dove k è il termine di scabrezza mentre m ed n sono due coefficienti adimensionali tarati sulla base del tipo di moto. In particolare, per moto turbolento in tubo liscio:

$$k = 8,7 * 10^{-4}$$

$$m = 1,75$$

$$n = 4,75$$

Si ottengono i seguenti valori:

Area	Q [l/s]	D nom [mm]	Sp [mm]	D eff [mm]	j	ΔH distr [m]
1	4.60	110	6.6	96.8	0.00465	0.65
2	11.28	110	6.6	96.8	0.02231	5.58
3	9.15	110	6.6	96.8	0.01544	2.32
4	5.45	110	6.6	96.8	0.00625	3.12
5	5.97	110	6.6	96.8	0.00731	3.66

Tabella 10 - Calcolo delle perdite di carico distribuite col metodo speditivo

Confronto le due tabelle relative alle perdite di distribuite appare chiaro come i valori calcolati con il metodo di Darcy-Weisbach siano effettivamente coerenti.

5.2.2 Perdite di carico distribuite

Oltre alle perdite di carico distribuite è necessario valutare anche quelle localizzate in quanto nella rete sono presenti pozzetti, restringimenti, diramazioni, valvole di sfiato e di scarico, valvole di non ritorno, saracinesche di intercettazione etc.

Per eseguire questo calcolo si può utilizzare il metodo delle lunghezze equivalenti. Esso consiste nel attribuire ad ogni tipologia di perdita concentrata un valore di lunghezza (equivalente), da moltiplicare per la cadente definita in precedenza, sulla base del seguente nomogramma.

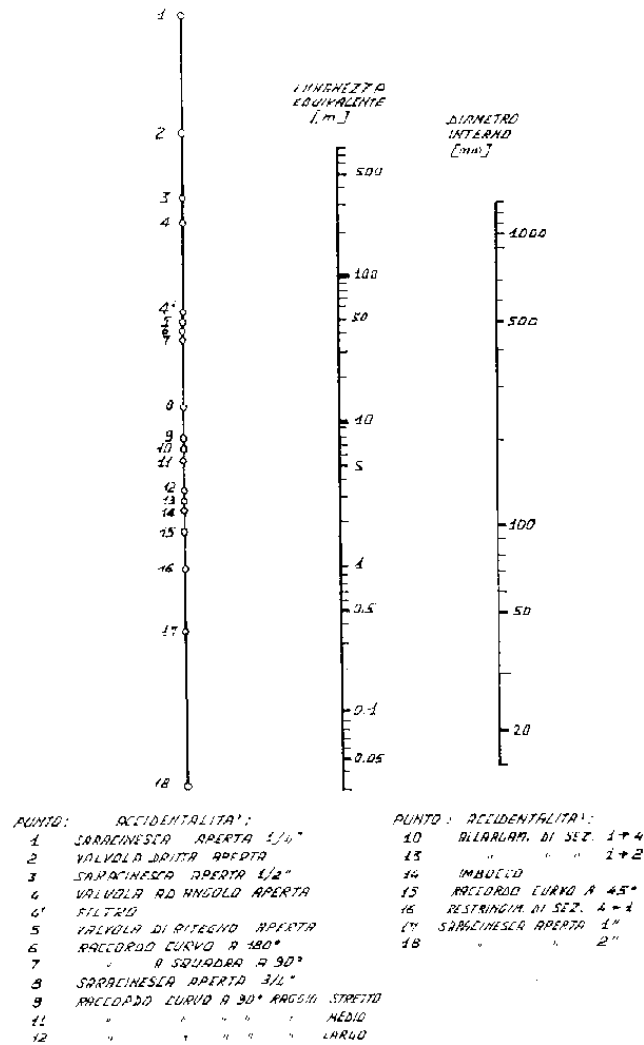


Figura 8 - Nomogramma per le lunghezze equivalenti

Tale diagramma è costituito da tre assi verticali paralleli: su quello a destra vengono riportati i valori del diametro interno della sezione del tubo in mm, su quello a sinistra i valori corrispondenti alle accidentalità del tubo e su quello centrale i valori della lunghezza equivalente in m.

Quindi, noti i diametri e le tipologie di perdite localizzate, si entra nel nomogramma, si traccia la congiungente e si ottiene il valore della lunghezza equivalente dall'intersezione tra tale segmento e l'asse verticale centrale.

Di seguito si riportano i risultati di questa analisi:

Area	Elementi presenti	D nom [mm]	L eq [m]	ΔH loc [m]
1	1 valvola di non ritorno; 1 saracinesca, 1 diramazione	110	14.1	0.061
2	1 valvola di non ritorno, 1 saracinesca, 1 diramazione	110	14.1	0.192
3	1 valvola di non ritorno, 1 saracinesca, 1 diramazione	110	14.1	0.132
4	1 valvola di non ritorno, 1 saracinesca, 1 diramazione, 1 sfiato, 1 scarico	110	44.1	0.255
5	1 valvola di non ritorno, 1 saracinesca, 1 diramazione, 1 sfiato, 1 scarico	110	44.1	0.313

Tabella 11 - Calcolo delle perdite di carico concentrate

5.3 Dimensionamento pompe

Il punto di prelievo si trova ad una quota inferiore rispetto ai punti di recapito per cui si è reso necessario prevedere un sistema di pompaggio. Al fine di garantire un corretto funzionamento del sistema si deve tener conto di tre fattori:

- prevalenza geodetica H_g , ovvero la differenza di quota tra il punto di prelievo e quello di recapito, posta pari a 8 m da verificare in fase di progettazione esecutiva
- perdite di carico lungo le condotte ΔH ;
- metri di colonna d'acqua necessaria affinché l'acqua effluisca dalle ali gocciolanti in pressione Δp , posto pari a 25 m per garantire un adeguato funzionamento

La somma di questi tre fornisce il valore della prevalenza della pompa H_p .

Zona	H_g	ΔH distr	ΔH loc	Δp	H_p	Q
1	10	0.65	0.06	25	35.71	4.60
2	10	5.58	0.21	25	40.79	11.28
3	10	2.32	0.14	25	37.46	9.15
4	10	3.12	0.26	25	38.38	5.45
5	10	3.66	0.31	25	38.97	5.97

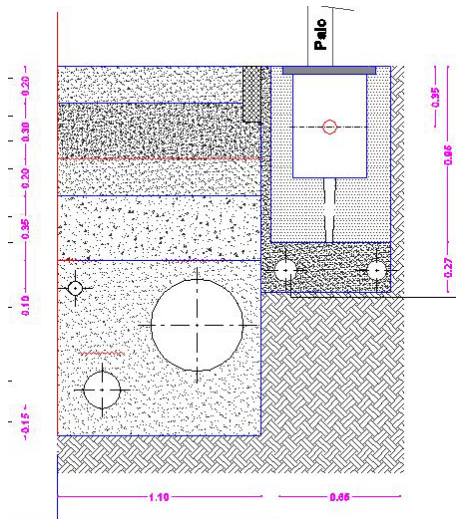
Tabella 12 - Prevalenza e portata per ogni pompa

6. Verifiche su 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.

6.1 Descrizione delle verifiche

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

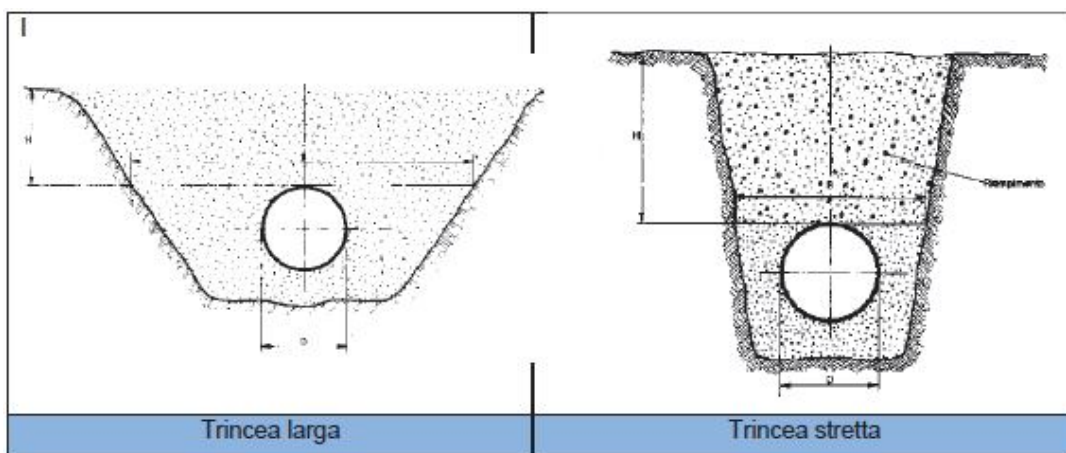


Figura 9 - Tipo di trincea

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

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

- $2 D \leq B \leq 3D$ 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°	-0.027G _c	+0.250G _c	+0.027G _c	+0.028G _c d	-0.031G _c d	+0.035G _c d
	120°	-0.040G _c	+0.250G _c	+0.040G _c	+0.030G _c d	-0.035G _c d	+0.042G _c d
	90°	-0.053G _c	+0.250G _c	+0.053G _c	+0.033G _c d	-0.039G _c d	-0.051G _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 Qd	-0.063Qd	+0.063Qd
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 Qd	-0.066Qd	+0.069Qd
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069Qd	-0.070Qd	+0.078Qd
Spinta H _o	-	+0.5H _o	0	+0.5H _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=γH DN K_a
- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a H_t = γD²K_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.

6.2 Risultati delle verifiche

Di seguito si riportano le tabelle con i calcoli delle verifiche sulle varie condotte.

6.2.1 Intervento A

Condotta di distribuzione

Materiale	-	-	acciaio UNI EN 10255
Diametro Esterno	DN/De	mm	42.4
Diametro interno	Deff	mm	32
Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m ²	210000000
Peso specifico materiale	gc	kN/m ³	75
Larghezza trincea	B	mm	1.5
profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	0.9
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfiacco			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	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	g'	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	0.7632
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m ²	21.18
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.008
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.009
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0.208
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT45
Carico	P	kN	75
Coeff. Incremento	F	-	1.33
Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	58.96
Carico dinamico	Qdin	kN/m	2.50
Calcolo del sovraccarico distribuito			

Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0.88
Pressione statica	qs	kN/m ²	0
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	0.76
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.01
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.01
Carico dinamico	Qdin	kN/m	2.50
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Qtot	kN/m	3.28
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	0.000
Deformazione relativa	S	%	0.00
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	0.000
Deformazione relativa	S	%	0.00
Max deformazione ammessa a lungo termine	Smax	%	8
Verifica			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0.22
Spinta attiva	Ht	kN	0.01
Massima sollecitazione	St	Mpa	2.66
Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	70.00
Verifica			OK

Condotta acque nere

Materiale	-	-	PVC UNI EN 1401-1
Diametro Esterno	DN/De	mm	110
Diametro interno	Deff	mm	103.6

Rigidezza Anulare	SN	kN/m2	4
Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m2	3000000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	kN/m2	1500000
Peso specifico materiale	gc	kN/m3	14
Larghezza trincea	B	mm	1.5
profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	1.19
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfiaccio			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	kN/m3	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/m2	21000
Altezza della falda sulla tubazione	h	mm	0
Peso specifico sommerso del riempimento	g'	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	2.618
Pressione verticale carico statico	qst	kN/m2	28
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.083
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.059
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m2	0.540
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT45
Carico	P	kN	75
Coeff. Incremento	F	-	1.25
Pressione dinamica	Sz	kN/m2	41.34
Carico dinamico	Qdin	kN/m2	4.55
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0.88
Pressione statica	qs	kN/m2	0
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0

Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	2.62
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.06
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.08
Carico dinamico	Qdin	kN/m	4.55
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Qtot	kN/m	7.31
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	0.462
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	0.924
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		0.173
Coefficiente di Poisson	v		0.38
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	qa	kN/m ²	409.66
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	qa	kN/m ²	289.68
Pressione agente di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m ²	65.14
Verifica breve termine			OK
Verifica lungo termine			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0.77
Spinta attiva	Ht	kN	0.04
Massima sollecitazione	St	Mpa	16.35
Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	42.00
Verifica			OK

Condotta acque bianche

Materiale	-	-	PVC SN4
Diametro Esterno	DN/De	mm	110
Diametro interno	Deff	mm	103.6
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	4
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	1.2
profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	1.5
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfiacco			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	kN/m ³	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. Di attrito rinerro/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	g'	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	3.3
Pressione vericale carico statico	qst	kN/m ²	35.29
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.083
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.059
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0.540
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT45
Carico	P	kN	75
Coeff. Incremento	F	-	1.20
Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	31.10
Carico dinamico	Qdin	kN/m ²	3.42
Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0.88

Pressione statica	qs	kN/m ²	0
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	3.30
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.06
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.08
Carico dinamico	Qdin	kN/m	3.42
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Qtot	kN/m	6.86
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	0.434
Deformazione relativa	S	%	0.39
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	0.868
Deformazione relativa	S	%	0.79
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		0.175
Coefficiente di Poisson	v		0.38
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	qa	kN/m ²	411.43
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	qa	kN/m ²	290.93
Pressione agente di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m ²	61.10
Verifica breve termine			OK
Verifica lungo termine			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0.97
Spinta attiva	Ht	kN	0.04
Massima sollecitazione	St	Mpa	1.85

Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	12.50
Verifica			OK

6.2.2 Intervento C

Materiale	-	-	PEAD pn16
Diametro Esterno	DN/De	mm	110
Diametro interno	Deff	mm	103.6
Rigidezza Anulare	SN	kN/m ²	27.52
Modulo di elasticità breve termine	Embp	kN/m ²	1960000
Modulo di elasticità lungo termine	Embp	kN/m ²	980000
Peso specifico materiale	gc	kN/m ³	14
Larghezza trincea	B	mm	1.5
profondità trincea da estradosso del tubo	H	mm	1.3
Tipologia del terreno indisturbato			misto di cava di sabbia e ghiaia
Tipologia del terreno di rinfiacco			misto di cava di sabbia e ghiaia
Peso specifico rinterro	gt	kN/m ³	20
Angolo di attrito interno	j	°	33
Coeff. Di attrito rinerro/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	g'	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	2.86
Pressione vericale carico statico	qst	kN/m ²	30.58823529
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.083
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.059
Pressione esercitata dalla falda	qidr	kN/m ²	0.540
Calcolo del carico dinamico			
Tipologia di traffico (DIN 1072)	-	-	HT45
Carico	P	kN	75
Coeff. Incremento	F	-	1.23
Pressione dinamica	Sz	kN/m ²	37.05
Carico dinamico	Qdin	kN/m ²	4.08

Calcolo del sovraccarico distribuito			
Carico P distribuito	Pn	kN	0
Larghezza superficie di distribuzione carico	u1	m	0
Lunghezza superficie di distribuzione carico	u2	m	0
Coefficiente	b	-	0.88
Pressione statica	qs	kN/m ²	0
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0
Carichi gravanti sulla tubazione			
Carico statico rinterro	Qst	kN/m	2.86
Carico idrostatico	Qidr	kN/m	0.06
Peso acqua contenuta nel tubo	Qa	kN/m	0.08
Carico dinamico	Qdin	kN/m	4.08
Sovraccarico distribuito	P	kN/m	0.00
Carico totale	Qtot	kN/m	7.08
Calcolo della deformazione a breve termine			
Coefficiente di sottofondo	K		0.083
Coefficiente di deformazione differita	F		1.000
Deformazione assoluta	d	mm	0.391
Deformazione relativa	S	%	0.36
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	0.783
Deformazione relativa	S	%	0.71
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		0.174
Coefficiente di Poisson	v		0.38
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - breve termine	qa	kN/m ²	869.95
Pressione ammissibile di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	qa	kN/m ²	615.15
Pressione agente di buckling (ANSI AWWA) - lungo termine	Pest	kN/m ²	63.05
Verifica breve termine			OK

Verifica lungo termine			OK
Calcolo del massimo sforzo di trazione			
Spinta uniforme	Ho	kN	0.84
Spinta attiva	Ht	kN	0.04
Massima sollecitazione	St	Mpa	14.07
Sezione maggiormente sollecitata			1: fianco
Resistenza a trazione materiale	Samm	Mpa	42.00
Verifica			OK