

COMUNE DI ASSEMINI

PROVINCIA DI CAGLIARI

AMBITO DI PIANIFICAZIONE INTEGRATA P.IN 4 SANTA LUCIA

PIANO ATTUATIVO - COMPARTO 1

RELAZIONE IMPIANTI

ACQUE NERE

ACQUE METEORICHE

DIMENSIONAMENTO STATICO

I PROGETTISTI:

Ing. Giorgio Mostallino

Ing. Sergio Mostallino

Ing. Simone Marcis

PREMESSA	2
1. SMALTIMENTO ACQUE NERE	2
2. DETERMINAZIONE DELLA PORTATA IN FOGNA	2
3. CALCOLO DELLE PORTATE E DEGLI SPECCHI.....	3
4. SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE.....	4
5. DIMENSIONAMENTO STATICO	9
6. DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE	10
6.1 MODALITÀ DI POSA	10
6.2 CALCOLO DEI CARICHI DOVUTI AL RINTERRO	11
6.3 CARATTERISTICHE DEI TERRENI.....	13
6.4 AZIONI DEI SOVRACCARICHI	13
6.5 AZIONE DEL PESO DEL FLUIDO	15
6.6 CARICO IDROSTATICO DOVUTO ALLA FALDA	15
6.7 VERIFICA STATICA TUBAZIONI FLESSIBILI – VERIFICA ALLA DEFORMAZIONE	16
7. VERIFICA DELL’INSTABILITÀ ALL’EQUILIBRIO ELASTICO.....	18
8. VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI.....	19
8.1 – CALCOLO REAZIONE LATERALE DEL TERRENO	21
9. SCHEMA TRINCEA ADOTTATO	22
BIBLIOGRAFIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	23
10. RISULTATI DEI CALCOLI DELLE TUBAZIONI DELLE RETI.....	23
10.1 TUBO PVC 200 SN8 – SDR34 – RETE ACQUE NERE	24
10.2 TUBO PVC DN315 SN4-SDR41 – RETE ACQUE METEORICHE	26
10.3 TUBO PVC DN500 SN4-SDR41 – RETE ACQUE METEORICHE	29
10.4 TUBO PVC DN630 SN4-SDR41 – RETE ACQUE METEORICHE	32

Premessa

La presente relazione illustra il dimensionamento idraulico e statico della rete di smaltimento delle acque meteoriche e nere a servizio del primo stralcio della lottizzazione Santa Lucia – Assemini, a destinazione prevalentemente residenziale.

CAPO I – DIMENSIONAMENTO IDRAULICO

1. Smaltimento acque nere

Lo smaltimento delle acque nere dei singoli fabbricati avverrà mediante allaccio ad una linea fognaria da realizzare con tubazioni in PVC. La portata immessa in rete è stata calcolata con i criteri di letteratura per opere similari.

Il punto di consegna alla rete esistente è la rete di scarico presente nella via Cagliari.

Sono previsti pozzetti di incrocio, ispezione e cacciata con la pavimentazione impermeabile in gres o in pittura epossidica per permettere un miglior deflusso delle acque luride, con una distanza media di m 35 in cls vibrato e chiusini in ghisa carrabile. Gli allacci ai privati avvengono mediante un pozzetto sifonato, secondo le direttive del Comune, con tubazione in PVC SN8 SDR34 da predisporre a bordo di ogni lotto, con chiusino di ispezione e sifone, ispezionabile direttamente dalla pubblica via. La rete è costituita da collettori principali lungo la viabilità carrabile messi ad una profondità variabile e comunque ad una quota non inferiore a m 1,20 dal piano superiore della sovrastruttura stradale, con un ricoprimento del tubo pari a circa 1 m.

2. Determinazione della portata in fogna

Nelle verifiche idrauliche sono state adottate le dotazioni pro capite pari a 250 l/ab x g per un n° di 334 abitanti.

La portata nera è stata calcolata moltiplicando la dotazione idrica per la popolazione insediata a meno di appositi coefficienti correttivi, tenendo conto che la portata non è costante nel tempo. Le oscillazioni sono dovute ai diversi periodi stagionali, oscillazioni giornaliere dovute a periodi festivi e oscillazioni orarie, che maggiormente condizionano il calcolo. Si è calcolata comunque la portata massima pari a 2,5 volte la portata media ricavata. Nel dimensionamento si è considerata una diminuzione del 20 % della portata dovuta a fattori contingenti come il fatto che non tutto il volume d'acqua consumato dalle utenze finisce in fogna, della contemporaneità degli impianti di scarico, dell'evaporazione di parte dell'acqua.

I parametri, secondo il dimensionamento della lottizzazione, sono i seguenti:

Dimensionamento rete acque nere

Superficie del comparto servito	44.560,00 mq
Volumi	66.840,00 mc
Volumi dedicati alla residenza (90%)	60.156,00
N. abitanti	334 ab
Dotazione idrica/ab	250,00 l/ab g
Portata giornaliera	83,50 mc
Portata istantanea media	0,965 l/s
Portata in fogna (80%)	0,770 l/s
Portata di punta (Coeff. di punta P)	2,315 l/s

La portata massima è stabilita, con queste posizioni, in 2,32 l/s.

Considerata la modestia della portata, è stato verificato il tubo nella condizione più svantaggiosa, con la pendenza minore, pari allo 0,5%.

E' stato adottato in via preliminare un diametro di 200 mm anche se esuberante, ma facilita le operazioni di pulizia e di gestione.

3. Calcolo delle portate e degli spechi

Ipotizzando un moto uniforme si sono calcolate le velocità e portate con la formula di Gauckler-Strickler si ottiene la scala delle portate, come da tabella seguente, dove si evince che alla portata massima giornaliera corrisponde un'altezza del pelo libero pari a 5 cm, ed una corrispondente velocità pari a 0,85 m/s.

VERIFICA TUBAZIONE (STRICKLER) - TUBO PVC DN 200 SN8 SDR34							
X	D (m)	H/D	A (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,1882	0,05	0,0278	0,0061	0,2841	0,005	0,15
120	0,1882	0,10	0,0278	0,0120	0,4436	0,005	0,64
120	0,1882	0,15	0,0278	0,0175	0,5715	0,005	1,50
120	0,1882	0,20	0,0278	0,0227	0,6802	0,005	2,69
120	0,1882	0,25	0,0278	0,0276	0,7749	0,005	4,21
120	0,1882	0,28	0,0278	0,0304	0,8261	0,005	5,27
120	0,1882	0,30	0,0278	0,0322	0,8583	0,005	6,02
120	0,1882	0,35	0,0278	0,0364	0,9322	0,005	8,09
120	0,1882	0,40	0,0278	0,0403	0,9977	0,005	10,37
120	0,1882	0,45	0,0278	0,0439	1,0554	0,005	12,81
120	0,1882	0,50	0,0278	0,0471	1,1059	0,005	15,38
120	0,1882	0,55	0,0278	0,0499	1,1494	0,005	18,02
120	0,1882	0,60	0,0278	0,0523	1,1860	0,005	20,67
120	0,1882	0,65	0,0278	0,0542	1,2157	0,005	23,27
120	0,1882	0,70	0,0278	0,0558	1,2383	0,005	25,76
120	0,1882	0,75	0,0278	0,0568	1,2535	0,005	28,05
120	0,1882	0,80	0,0278	0,0572	1,2604	0,005	30,07
120	0,1882	0,85	0,0278	0,0571	1,2579	0,005	31,70
120	0,1882	0,90	0,0278	0,0561	1,2433	0,005	32,79
120	0,1882	0,94	0,0278	0,0545	1,2194	0,005	33,09
120	0,1882	1,00	0,0278	0,0471	1,1059	0,005	30,76

Da valori di letteratura, è stato adottato un coefficiente X pari a 120, per tubazioni in PVC.

Anche nella condizione ordinaria, senza considerare le portate di punta, si hanno velocità di circa 0,50 m/s, che sono quelle minime consigliate per evitare fenomeni di deposito, e, d'altra parte, le velocità medie non sono in grado di causare fenomeni abrasivi delle condotte.

4. Smaltimento acque meteoriche

Lo smaltimento delle acque meteoriche avverrà mediante caditoie di presa, ubicate nella sede stradale, verso cui convoglieranno le acque di scolo da piazzali, coperture, etc, che saranno convogliate verso i vari rami secondari, e a loro volta verso il collettore principale.

Il collettore principale, per assolvere al principio di invarianza idraulica, verrà fatto passare per una vasca di laminazione, in modo che la portata finale dell'effluente non superi la portata prestabilita, per mantenere l'equilibrio delle portate scolanti verso i recapiti finali.

Il dimensionamento della rete è stato effettuato sulle massime portate nelle condizioni più severe, con le portate aumentate a causa del processo di urbanizzazione, anche perché queste sono queste che devono essere convogliate alla vasca di laminazione, immediatamente a monte della confluenza al recapito finale.

Le portate al colmo sono state determinate dalla relazione di invarianza idraulica.

La superficie del bacino considerato è pari alla superficie dello stralcio, e quindi $S=44.560 \text{ mq}$

Considerate le portate scolanti con tempo di ritorno ventennale, per la superficie interessata, risulta una portata di colmo, con tempo di corrivazione convenzionale di 0,5 ore, per le superficie del comparto 1 interessata, nell'attuale condizione, pari a

$$Q_{m,a} = 0,307 \text{ mc/s (307 l/s)}$$

Questo dato risulta dalla portata di colmo per i $19,281 \text{ kmq}$ dell'interno bacino, stimata in $131,845 \text{ mc/s}$, rapportata alla superficie di $0,04456 \text{ kmq}$.

Sommando alla portata dello stato attuale la quota di incremento assorbita dal comparto, sempre rapportata alle superfici, si arriva ad una portata di colmo di progetto pari a $Q_{m,p} = 0,423 \text{ mc/s (423 l/s)}$

Il dimensionamento con il con il metodo TCEV, e con il metodo cinematico, fornisce delle portate portate di punta sufficientemente convergenti.

$$Q = \frac{\Phi \cdot A \cdot h_{tc}}{3.6 \cdot t_c}$$

dove

Q = portata di piena

F = coefficiente di deflusso, nel caso pari a circa 0,60

A = Area del bacino espressa in Kmq

h_{tc} = Altezza di pioggia critica = 29,30 mm

t_c = tempo di corrivazione espresso in ore (0,50)

Questa è la portata stimata alla sezione di chiusura del bacino. Considerato che tale portata si determina dall'apporto di diversi rami secondari, come da planimetria allegata, sono state attribuite, sulla base dei prevedibili ambiti di raccolta dei diversi rami, le seguenti portate:

$Q_{1/2}$ (Nodi 1/2) = 25% portata massima

$Q_{3/2} = Q_{4/5}$ (Nodi 3/2 – 4/5) = 20% portata massima

$Q_{2/5}$ (Nodi 2/5)

$Q_{5/6}$ (Nodi 5/6) = 70%

$Q_{6/8}$ (Nodi 6/8) = 100% portata massima

La somma delle portate dei diversi rami fornisce una portata leggermente superiore al 100%, in quanto, prudenzialmente, ai rami secondari sono state attribuite portate leggermente superiori per tener conto di qualche aleatorietà della ripartizione.

Nei diversi tratti sono stati impostati i seguenti diametri e pendenze:

Tratto nodi 1/2 DN315 SN4 – $i=0,6\%$

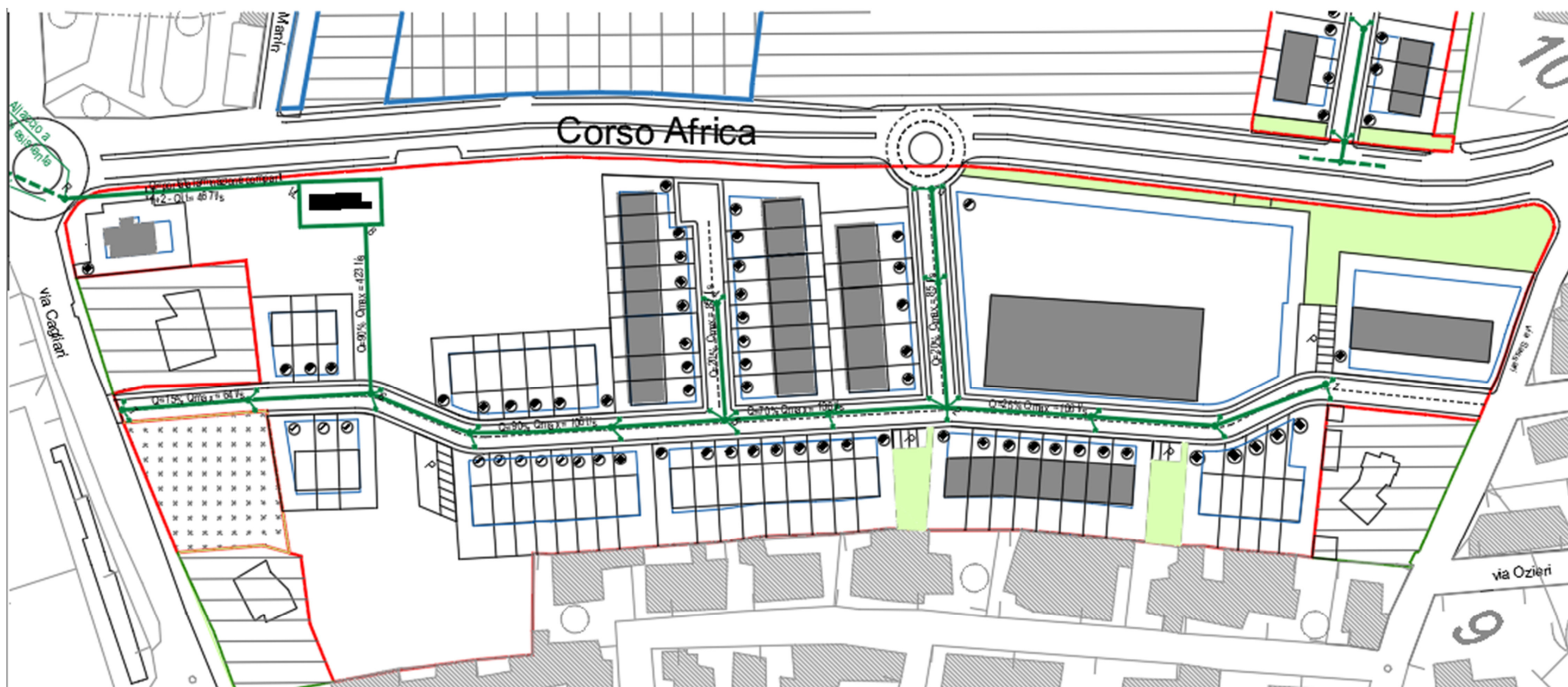
Tratto nodi 3/2 - 4/5 DN315 SN4 – $i=0,6\%$

Tratto nodi 2/5 DN500 SN4 – $i=0,6\%$

Tratto nodi 5/6 DN500 SN4 – $i=0,6\%$

Tratto nodi 6/8 DN500 SN4 – $i=0,6\%$

Tratto nodi Tratto 7/6 DN250 SN4 – $i=0,6\%$



Schema planimetrico rete acque meteoriche – Distribuzione delle portate – Per i dettagli vedasi tavola grafica e profili

VERIFICHE TUBAZIONI

La verifica delle tubazioni è stata effettuata con la formula di Chezy, e coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler.

$$v = C (R_h)^{2/3} i^{1/2}$$

R_h = raggio idraulico

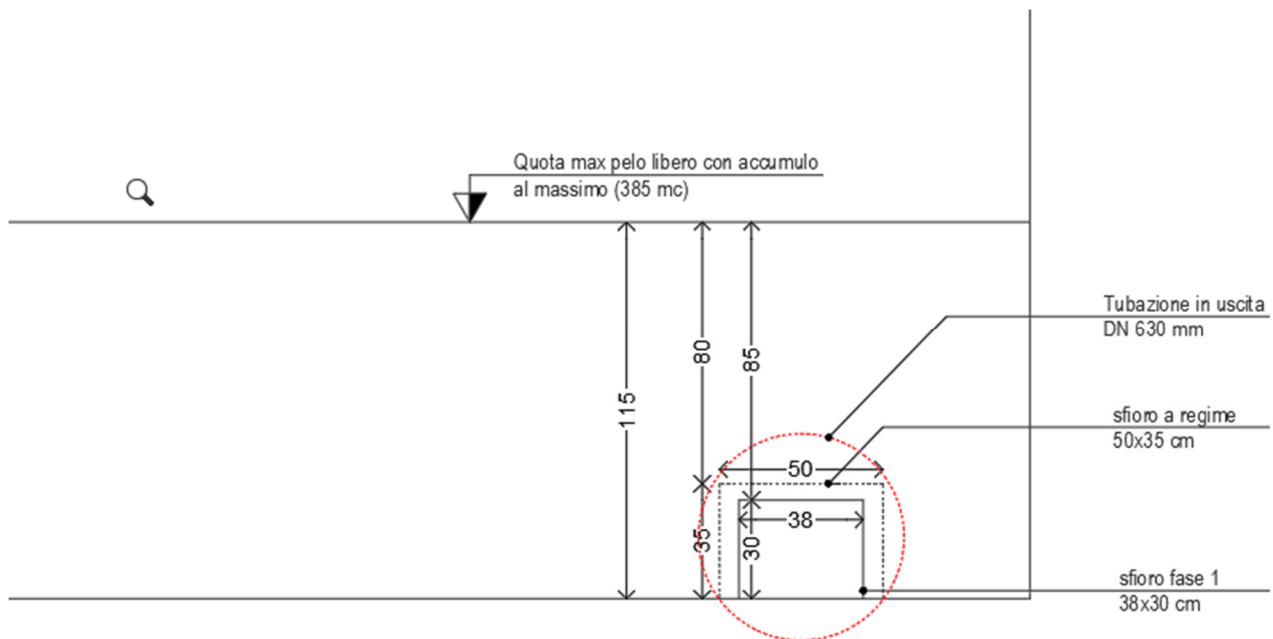
C = coefficiente di scabrezza, i cui valori sono tabellati per diversi tipi di tubo, 120 per i tubi in PVC.

Di seguito si riportano i risultati per i diversi diametri e pendenze.

VERIFICA TUBAZIONE (STRICKLER)									
Tratto 1-2 pendenza 0,6% - DN 315 PVC SN8- Portata di calcolo 25% Q_{max}								$Q_{1/2} =$	105,88
X	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,2966	0,25	0,0691	0,3106	0,0135	0,0435	1,1495	0,006	15,53
120	0,2966	0,5	0,0691	0,4659	0,0345	0,0742	1,6406	0,006	56,68
120	0,2966	0,75	0,0691	0,6212	0,0556	0,0895	1,8596	0,006	103,36
120	0,2966	0,94	0,0691	0,7850	0,0674	0,0859	1,8091	0,006	121,93
Tratto 7-6 pendenza 0,5% - DN 250 PVC SN8- Portata di calcolo 15% Q_{max}								$Q_{7/6} =$	63,53
X	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,2376	0,25	0,0443	0,2488	0,0087	0,0348	0,9915	0,006	8,59
120	0,2376	0,5	0,0443	0,3732	0,0222	0,0594	1,4151	0,006	31,37
120	0,2376	0,75	0,0443	0,4976	0,0357	0,0717	1,6040	0,006	57,21
120	0,2376	0,94	0,0443	0,6288	0,0433	0,0688	1,5604	0,006	67,49
Rami secondari 4/5 - 3/2 - pendenza 0,60% - DN 315 PVC SN8- Portata di calcolo 20% Q_{max}								$Q_{3/2} = Q_{4/5}$	84,70
K	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,2996	0,25	0,0705	0,3137	0,0138	0,0439	1,1572	0,006	15,95
120	0,2996	0,5	0,0705	0,4706	0,0352	0,0749	1,6516	0,006	58,22
120	0,2996	0,75	0,0705	0,6275	0,0567	0,0904	1,8721	0,006	106,17
120	0,2996	0,94	0,0705	0,7929	0,0688	0,0867	1,8212	0,006	125,25
Tratto 2/5 - pendenza 0,6 % - Tubazione DN 500 PVC SN8- Portata di calcolo 70% Q_{max}								$Q_{2/5} =$	296,45
X	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,4708	0,25	0,1741	0,4930	0,0340	0,0690	1,5642	0,006	53,24
120	0,4708	0,5	0,1741	0,7395	0,0870	0,1177	2,2324	0,006	194,32
120	0,4708	0,75	0,1741	0,9860	0,1401	0,1420	2,5304	0,006	354,38
120	0,4708	0,94	0,1741	1,2460	0,1698	0,1363	2,4617	0,006	418,04
Tratto 5/6 - pendenza 0,6 % - Tubazione DN 500 PVC SN8- Portata di calcolo 90% Q_{max}								$Q_{5/6} =$	381,15
X	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,4708	0,25	0,1741	0,4930	0,0340	0,0690	1,5642	0,006	53,24
120	0,4708	0,5	0,1741	0,7395	0,0870	0,1177	2,2324	0,006	194,32
120	0,4708	0,75	0,1741	0,9860	0,1401	0,1420	2,5304	0,006	354,38
120	0,4708	0,94	0,1741	1,2460	0,1698	0,1363	2,4617	0,006	418,04
Tratto 6/8 - pendenza 0,65 % - Tubazione DN 500 PVC SN8- Portata di calcolo 100% Q_{max}								$Q_{6/8} =$	423,50
X	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,4708	0,25	0,1741	0,4930	0,0340	0,0690	1,6281	0,0065	55,41
120	0,4708	0,5	0,1741	0,7395	0,0870	0,1177	2,3236	0,0065	202,25
120	0,4708	0,75	0,1741	0,9860	0,1401	0,1420	2,6337	0,0065	368,85
120	0,4708	0,94	0,1741	1,2460	0,1698	0,1363	2,5622	0,0065	435,11

Vasca di laminazione – Verifica

La vasca di laminazione posta in uscita dalla rete è unica per i comparti 1 e 2, pertanto la tubazione in uscita va dimensionata per accogliere l'intera portata. Per rispettare il principio di invarianza, la portata, nella fase in cui sarà realizzato solo il comparto 1, sarà regolata da luce a battente sul fondo, in grado di far passare esclusivamente la portata di colmo calcolata ante interento, e cioè $Q = 307$ l/s. Questo si ottiene fissando una piastra alla parete del pozzetto, di dimensioni opportune, come da figura seguente.



Le luci di passaggio a fondo vasca sono le seguenti:

Fase 1 – Solo comparto 1 – Dimensioni luce 38 x 30 (cm) – $Q = 307$ l/s

Fase 2 – Totale comparti 1+2 – Dimensioni luce 50 x 35 (cm) – $Q = 466$ l/s

La portata della tubazione garantisce il passaggio della portata di laminazione prevista.

Tratto VL-R pendenza 0,4 % - Tubazione DN 630 PVC SN8 - Portata di laminazione								Q_{lam}	466,00
X	D (m)	H/D	A (mq)	P. bag. (m)	A. bag. (mq)	R idraul. (m)	V (m/s)	i	Q (l/s)
120	0,5932	0,25	0,2764	0,6212	0,0540	0,0870	1,4899	0,004	80,50
120	0,5932	0,5	0,2764	0,9318	0,1382	0,1483	2,1264	0,004	293,83
120	0,5932	0,75	0,2764	1,2424	0,2223	0,1790	2,4102	0,004	535,88
120	0,5932	0,94	0,2764	1,5700	0,2696	0,1717	2,3447	0,004	632,14

CAPO II – DIMENSIONAMENTO STATICO

5. DIMENSIONAMENTO STATICO

La verifica statica di una tubazione consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono dall'interazione tubo-terreno, fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma di più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rinfianco a collaborare alla resistenza.

Dalla deformabilità relativa tubo-terreno dipende il comportamento statico della condotta. Emerge, quindi, la convenienza a classificare le tubazioni in base all'elasticità in sito.

Si definisce **coefficiente di elasticità in sito** R di una tubazione di diametro esterno DN , di diametro medio D_m ($DN-S$), di spessore S e modulo elastico E , posata in un terreno di modulo elastico E_s , il numero:

$$R = \frac{SN}{E_t}$$

Dove:

SN: rigidezza circonferenziale della tubazione pari a $\frac{E \cdot I}{D_m^3}$

I: momento d'inerzia trasversale della striscia unitaria di parete del tubo rispetto all'asse neutro della parete strutturalmente resistente pari a $\frac{s^3}{12}$

La tubazione interrata è flessibile (o deformabile) se risulta:

$$R < \frac{1}{12}$$

Rigida invece:

$$R \geq \frac{1}{12}$$

In questa ottica, le tubazioni per il trasporto di fluidi si suddividono in tre categorie:

- tubazioni rigide (cemento armato, gres, fibrocemento);
- tubazioni semiflessibili (acciaio, ghisa sferoidale), quelle che in relazione alle caratteristiche del terreno, a seconda dei casi, possono avere comportamento rigido o flessibile;
- tubazioni flessibili (PE, PVC, PP, PRFV)

Le tubazioni rigide sotto l'azione dei carichi esterni si fessurano senza che la deformazione della sezione possa assumere caratteri significativi.

Viceversa, le tubazioni flessibili si deformano senza il raggiungimento di uno stato limite di fessurazione.

Ciò comporta che la verifica di stabilità sia eseguita in maniera del tutto diversa a seconda che si tratti di tubazioni rigide o di tubazioni flessibili.

- **Per le tubazioni flessibili**

le verifiche di stabilità riguardano:

1. calcolo e verifica della deformazione diametrale (ovalizzazione) a lungo termine
2. calcolo e verifica di stabilità all'equilibrio elastico
3. calcolo e verifica degli sforzi massimi di trazione e compressione nella sezione

- **Per le tubazioni rigide:**

la verifica di stabilità riguarda lo *stato limite ultimo di rottura*.

6. Determinazione dei carichi agenti sulla tubazione

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

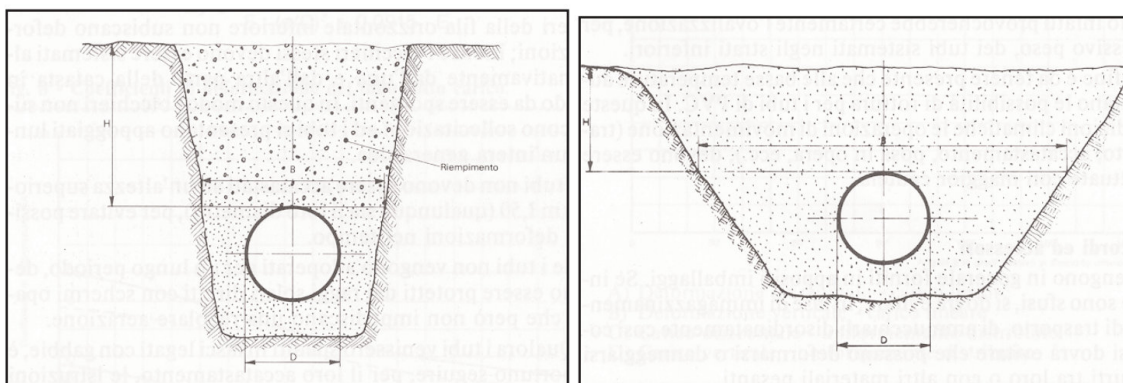
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico.

6.1 Modalità di posa

In conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517 occorre distinguere fra:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga.

Nella figura successiva se ne mostra una rappresentazione schematica.



Trincea stretta a sinistra e larga a destra (Immagine tratte da IIP, Istituto Italiano dei Plastici, Installazione delle fognature in PVC, pubblicazione n.°3, novembre 1984).

6.2 Calcolo dei carichi dovuti al rinterro

Per determinare il carico permanente che sollecita una condotta interrata, a un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nel caso specifico si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

7.2.1 Posa in trincea stretta

Secondo la norma UNI una condotta è posata in trincea **stretta** quando una delle soddisfatte seguenti condizioni è soddisfatta:

1. $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$;
2. $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5B$

Dove B e H indicano, rispettivamente, la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella precedente figura

Nella posa in **trincea stretta**, il peso del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione Q_{st} è minore del peso del relativo volume, per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Quest'ultima azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e del coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico Q_{st} del rinterro è calcolabile mediante la relazione:

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

in cui:

- Q_{st} è il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B è la larghezza della trincea [m];
- DN è diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t è il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];
- C_t è il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston viene valutato attraverso la seguente relazione:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}{2k_a f}$$

in cui:

- C_t coefficiente adimensionale di Marston [-];

$$\tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

- k_a = coefficiente di spinta attiva con φ angolo d'attrito del terreno di rinterro [$^\circ$];
- f coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $tg\varphi$ [$^\circ$];
- H altezza del terreno di rinterro dall'estradosso della tubazione [m];
- B larghezza trincea [m].

Nel caso di trincea stretta, al carico Q_{st} si ha una pressione verticale q_{st} ricavabile dalla relazione:

$$q_{st} = \frac{2Q_{st}}{\sqrt{2}DN}$$

in cui:

- q_{st} pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro di 90° ;
- DN il diametro esterno della tubazione [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

7.2.2 - Posa in trincea larga

Nel caso non si rientra nella casistica di tipo di trincea descritta nel precedente paragrafo la posa si definisce in trincea larga.

In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione si ricava attraverso la formula:

$$Q_{st} = \gamma_t DNH$$

in cui:

- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m];
- DN il diametro esterno della tubazione [m];
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m].

al carico Q_{st} anche in questo caso corrisponde una pressione verticale q_{st} ricavabile dalla relazione:

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

In cui q_{st} , analogamente alla trincea larga, indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari, questa volta, a circa 130° ,

D_n è il diametro esterno della tubazione fognaria espresso in metri, e Q_{st} il sovraccarico indotto dal rinterro espresso in kN/m.

6.3 Caratteristiche dei terreni

6.4 Azioni dei sovraccarichi

Sul terreno che sovrasta la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi. Questi ultimi possono essere dinamici, relativi al traffico stradale e/o ferroviario, e statici, associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

6.4.1 Sovraccarichi dinamici veicolari

Per l'analisi del carico veicolare si fa riferimento alla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

- HT autocarro pesante
- LT autocarro pesante

I valori di carico per ruota dei veicoli per classe DIN sono riassunti nella successiva tabella in cui si è introdotta anche la classe Ferroviario a cui è stato associato un carico massimo per ruota di 200 kN.

<i>Classe</i>	<i>Carico per ruota P (KN)</i>	<i>Tipologia</i>
<i>HT60</i>	<i>100</i>	<i>Traffico pesante</i>
<i>HT45</i>	<i>75</i>	
<i>HT38</i>	<i>62.5</i>	
<i>HT30</i>	<i>50</i>	
<i>HT26</i>	<i>35</i>	
<i>LT12</i>	<i>20</i>	<i>Traffico leggero</i>
<i>LT6</i>	<i>10</i>	
<i>LT3</i>	<i>5</i>	
<i>FERROVIARIO</i>	<i>200</i>	

La pressione dinamica σ_z che il traffico esercita sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi \quad \text{per traffico stradale leggero (classe LT);}$$

$$\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi \quad \text{per traffico stradale pesante (classe HT) e ferroviario;}$$

in cui:

- σ_z pressione dinamica [kN/m²];
- P carico per ruota [kN];
- H altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];
- φ coefficiente di incremento valutato secondo le relazioni:
 $\varphi = 1 + 0,3/H$ valida per carico stradale e autostradale, dove H indica l'altezza del terreno valutata all'estradosso del tubo.
 $\varphi = 1 + 0,6/H$ valida per carico ferroviario, dove H indica l'altezza del terreno valutata all'estradosso del tubo.

Una volta nota la pressione dinamica è possibile ricavare il carico dinamico agente su una condotta di diametro esterno DN attraverso la relazione

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

dove:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

6.4.2 Sovraccarichi distribuiti

Nel caso in cui sulla condotta agisce un carico P_n distribuito su una superficie con estensione rettangolare di larghezza u_1 e lunghezza u_2 , la pressione q_s si calcola mediante la relazione:

$$q_s = \frac{P_n}{(u_1 + 2H)(u_2 + 2H)}$$

in cui:

- q_s indica la pressione che agisce sul tubo [kN/m²]
- u_1 indica la larghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- u_2 indica la lunghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];

Ricavata la pressione, il carico P si calcola con l'equazione:

$$P = q_s \beta DN$$

in cui:

- P indica il carico che agisce sulla condotta [kN/m];
- β è un coefficiente pari a 0.71 per posa in trincea stretta ed a 0.88 per posa in trincea larga;
- DN il diametro esterno della condotta.

6.5 Azione del peso del fluido

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 con la relazione

$$Q_a = 7.70 D_i^2$$

In cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

6.6 Carico idrostatico dovuto alla falda

Se, all'interno del terreno dove la condotta è posata, vi è presenza di falda si deve tenere conto della pressione idrostatica che quest'ultima esercita sulla condotta mediante la relazione:

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

in cui:

- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m];
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazioni [m].

da qui, la pressione esercitata dalla falda q_{idr} è ricavabile attraverso la relazione:

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

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, bisogna utilizzare il relativo peso specifico immerso γ_t tabulato nella precedente tabella.

6.7 Verifica statica tubazioni flessibili – verifica alla deformazione

Viene utilizzato schema statico proposto da Spangler, secondo il quale lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009]

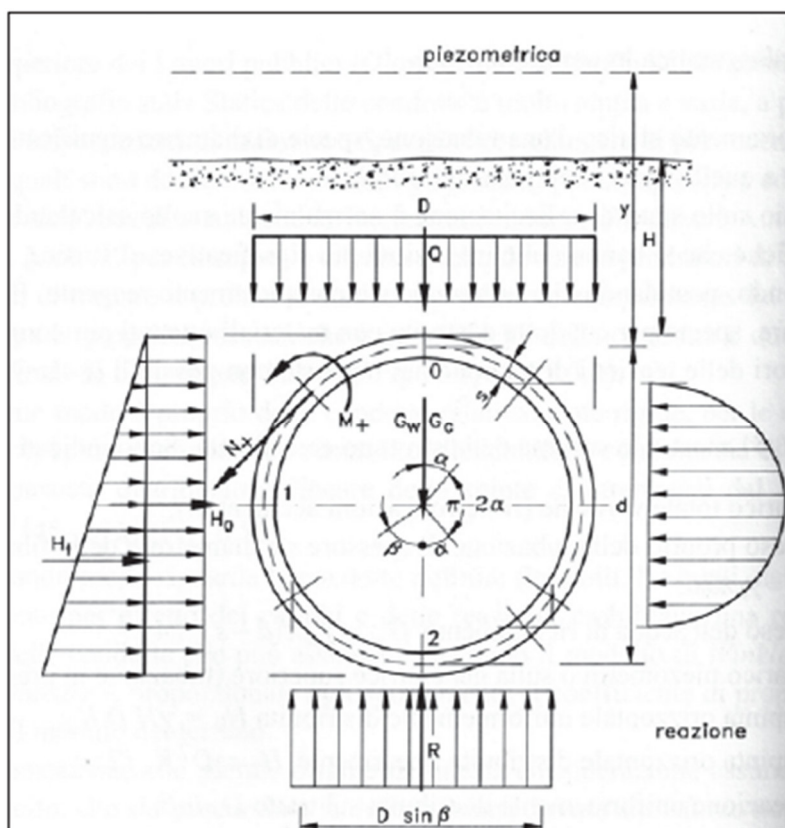


Figura 1 - Schema statico per tubazione interrata [Da Deppo – Fognature 2009]

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

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

in cui:

- Δd deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo pari alla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K coefficiente di sottofondo, parametro in funzione della tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; vedi tabella successiva;
- F coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo.

- SN rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];

E_t modulo di elasticità del terreno di rinfiamento secondo Winkler [kN/m²]

Una volta calcolata la deformazione assoluta si può ricavare la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN . La verifica viene considerata superata se la deformazione δ è minore della deformazione diametrale limite δ_{LIM} :

$$\delta < \delta_{LIM}$$

La verifica viene condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine, ricordando che quella a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. È bene sottolineare che secondo Spangler il parametro δ deve essere sempre inferiore al 5 %.

6.7.1 - Moduli di elasticità del terreno di rinfiamento

Di seguito si riportano alcuni moduli di elasticità E_t per alcuni tipi di terreno (rinfiamento) in funzione di vari gradi di compattazione (con LL si indica il limite di liquidità):

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
		<85%	85-94%	>95%
	Indice Proctor	<40%	40-70%	>70%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% <i>Argilla e limo ad alta plasticità</i>	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% <i>Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango</i>	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo <i>Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità</i>	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione <i>Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita</i>	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

6.7.2 - Coefficiente di sottofondo

Come accennato nel paragrafo precedente nella seguente tabella si riportano i valori del coefficiente di sottofondo K al variare dei diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea

Angolo appoggio 2α [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

7. VERIFICA DELL'INSTABILITÀ ALL'EQUILIBRIO ELASTICO

La sollecitazione di forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura in una condotta, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze tende ad ovalizzandosi (a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008].

Il carico critico q_a può essere espresso secondo la nota formula di Eulero:

$$q_a = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{s}{DN-s} \right)^3$$

in cui:

- q_a il carico critico di imbozzamento (buckling) [kN/m²]
- E indica il modulo elastico del materiale [kN/m²];
- ν il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-];
- s rappresenta lo spessore del tubo [m].

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidità della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

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

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32 R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui:

- q_a pressione ammissibile di buckling in N/m²;
- F_s fattore di progettazione posto pari a 2,5;
- R_w fattore di spinta idrostatica della falda dato dalla relazione $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H altezza del rinterro in cm ed H_w è altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;

- B' coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale), dato dalla relazione

$$B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}}$$

con H espresso in m;

- DN diametro esterno della tubazione/e;
- E_t modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I momento d'inerzia del tubo.

Dall'espressione precedente si evince come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual modo dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfiamento della tubazione.

La verifica all'instabilità elastica si esegue mettendo a confronto la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione:

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

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione:

dove:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua;
- R_w fattore di spinta idrostatica della falda dato dalla relazione $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H altezza del rinterro in cm ed H_w è altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- DN il diametro esterno del tubo
- Q_{st} il carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- Q_{din} il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica risulta positiva se:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$$

8. VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

Lo scopo è quello di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale, quindi occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo.

Si assume che il comportamento statico della condotta sia assimilabile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N avviene ipotizzando che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

M ed N sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo la variare delle aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella [Da Deppo – Fognature 2009]

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_0	-	+0.5 H_0	0	+0.5 H_0	-0.063 $H_0 d$	+0.063 $H_0 d$	-0.063 $H_0 d$
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 calcolato secondo l'equazione $G_c = \gamma_c \pi s D_m$ in cui si indica lo spessore della tubazione, D_m il diametro della fibra media e γ_c il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;
- Q_a [kN/m] indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento;
- Q indica il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico). Si rimanda a quanto contenuto in precedenza [kN/m];
- H_0 [kN/m] indica la reazione uniformemente distribuita data da $H_0 = \gamma_t H DN k_a$, in cui k_a è il coefficiente di spinta attiva; DN il diametro esterno del tubo; H l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ_t il peso specifico del terreno di rinterro.

$$H_t = \gamma_t D^2 K_a / 2$$

- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $K_a \gamma H$ in cui K_a indica il coefficiente di spinta attiva pari a $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$; DN il diametro esterno del tubo ed H indica l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ indica il peso specifico del terreno di rinterro.

Noti i valori di N ed M per le tre sezioni, si calcolano le tensioni all'estradosso e all'intradosso della condotta indicati, rispettivamente, con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$$

$$\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

dove s indica lo spessore della tubazione

I valori così ottenuti vengono confrontati con quelli ammissibili del materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica

8.1 – Calcolo reazione laterale del terreno

Il terreno laterale produce un'azione di contenimento all'ovalizzazione prodotta dai carichi che applicati sulla tubazione. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a 90° è determinabile attraverso la relazione:

$$r_t = \frac{(q_{z_i} + \sigma_z + q_z + q_{idr}) c_r DN^4}{c_r DN^4 + 18.3 E_m s^3}$$

dove:

- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m^2];
- q_{st} indica la pressione esercitata dal rinterro [kN/m^2];
- σ_z indica la pressione associata al carico veicolare [kN/m^2];
- q_s indica la pressione associata ai carichi statici distribuiti [kN/m^2];
- q_{idr} indica la pressione idrostatica [kN/m^2];
- c_r rappresenta il coefficiente di rigidità del terreno [N/cm^3] pari a $c_r = f_c H$ con H l'altezza del terreno valutata rispetto all'estradosso del tubo [m] mentre f_c esprime il fattore di compattazione del terreno i cui valori sono riportati nella tabella successiva in funzione di diversi gradi di compattazione;
- DN indica il diametro esterno del tubo [mm];
- E_m indica il modulo di elasticità del materiale a lungo termine [kN/m^2];
- s indica lo spessore del tubo [m].

La forza di reazione laterale R_t è data dalla relazione:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t DN$$

Dove:

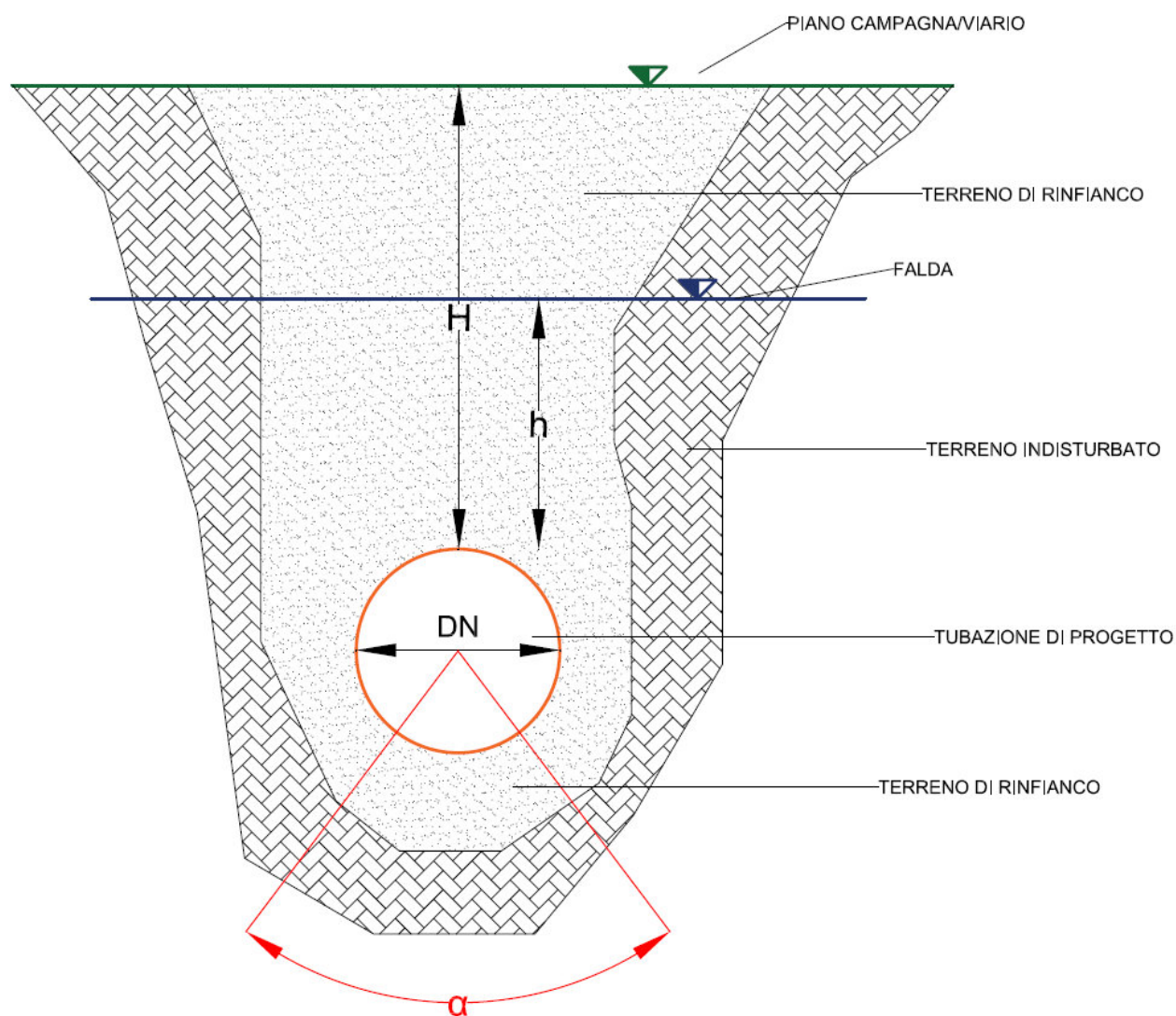
- R_t indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- DN è il diametro esterno della tubazione [m].

8.1.1 Fattore di compattazione del terreno

Nella tabella seguente si mostrano i valori del parametro f_c al variare dei diversi gradi di compattazione del terreno di rinfiando.

Grado di compattazione	f_c
Assente	1-5
Scarso	6-10
Moderato	11-13
Buono	14-20

9. SCHEMA TRINCEA ADOTTATO



Legenda

B: larghezza scavo [m]
H: altezza dello scavo dall'estradosso del tubo [m]
h: altezza della falda dall'estradosso del tubo [m]
 α : angolo di supporto [°]

BIBLIOGRAFIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa UNI 7517

Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

Normativa DIN 1072

Da Deppo – Fognature 2009

Papiri, 2008

10. RISULTATI DEI CALCOLI DELLE TUBAZIONI DELLE RETI

Nel caso specifico, in riferimento alle reti dimensionate nella presente relazione, per le diverse parti delle condotte, verranno eseguiti i calcoli statici delle seguenti tubazioni:

1. Tubo PVC DN200 SN8-SDR34 – Rete acque nere
2. Tubo PVC DN315 SN8-SDR34 – Rete acque meteoriche
3. Tubo PVC DN500 SN8-SDR34 – Rete acque meteoriche
4. Tubo PVC DN630 SN8-SDR34 – Rete acque meteoriche

Per quanto riguarda il tratto con tubazione del DN250, la condotta è superficiale e va protetta meccanicamente, con soletta in cls armata con rete elettrisaldata.

10.1 TUBO PVC 200 SN8 – SDR34 – Rete acque nere

DN		200,00	mm
Spessore		5,90	mm
Di		188,20	mm
Dm		194,10	mm
E (breve termine)		3.000.000,00	kN/m ²
E (lungo termine)		1.500.000,00	kN/m ²
Rigidezza anulare breve termine SN _{bt}		7,02	kN/m ²
Rigidezza anulare lungo termine SN _{lt}		3,51	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento PVC		47	MPA
Carico acqua Q _a		0,27	kN/m
Peso specifico rinterro		2,00	kN/m ³
Profondità trincea da estradosso tubo H		1,00	m
Diametro tubo DN		0,20	m
Larghezza trincea B		0,60	m
B ≤ 2D		NO	
H > 1,5 B		SI	
B ≤ 3D		SI	
H > 3,5 B		NO	
Tipo di trincea		Larga	
Carico statico del rinterro			
Peso specifico materiale rinterro		20,00	kN/m ³
Q _{st}		4,000	kN/m
q _{st}		23,53	kN/m ²
Angolo attrito interno mat.le riempimento Ø		33,00	°
Coefficiente di attrito riempimento/pareti		0,65	
E _t		21.000,00	kN/m ²
Altezza falda sulla tubazione h		0,00	m
Peso specifico sommerso del riempimento		16,50	kN/m ³
Sovraccarico idrostatico			
Altezza falda sopra tubo H _w		0,00	
Peso specifico acqua		9,81	kN/m ³
Coefficiente di spinta attiva K _a		0,29	
Carico idrostatico Q _{idr}		0,00	kN/m
Pressione falda su estradosso q _{idr}		0,00	kN/m ²
Sovraccarico dinamico (da traffico)			
Traffico pesante		P	
Peso ruota		50,00	kN
Coefficiente di incremento		1,30	
Pressione dinamica σ _z		34,3265	kN/m ²
Carico dinamico Q _{din}		6,87	kN/m
Sovraccarico statico			
Carico statico agente		4,00	kN/m
Larghezza impronta		1,00	m
Lunghezza impronta		1,00	m
Pressione statica q _s		0,44	kN/m ²

Coefficiente di diffusione (β)		0,88	kN/m
Sovraccarico statico P_s		0,08	kN/m
Carico totale sulla tubazione		11,22	kN/m
VERIFICA TUBAZIONI FLESSIBILI			
Verifica deformazioni a breve termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		1,00	
Deformazione diametrale del tubo		0,81	mm
Deformazione percentuale del tubo		0,00	
Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica deformazioni a lungo termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		2,00	
Deformazione diametrale del tubo		1,65	
Deformazione percentuale del tubo		0,01	
Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica instabilità equilibrio elastico			
Fattore di progettazione		2,50	
Momento d'inerzia sezione		0,00	
E_t		21.000,00	kN/m ²
B'		0,24	
R_w		1,00	
Pressione ammissibile di buckling q_a - BT		403,78	kN/m ²
Pressione ammissibile di buckling q_a - LT		285,51	kN/m ²
Pressione di buckling calcolata		54,72	
Verifica soddisfatta		SI	
Calcolo massimo sforzo di trazione			
Peso specifico materiale della tubazione		14,70	kN/m ³
Spinta H_o		1,179	
Spinta H_t		0,118	
Calcolo reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	q_{st}	23,53	kN/m ²
Pressione esercitata dalla falda	q_{idr}	0,00	kN/m ²
Pressione dinamica	σ_z	34,327	kN/m ²
Pressione statica	q_s	0,44	kN/m ²
Fattore di compattazione del terreno	f_c	15	
Coefficiente di rigidità terreno	c_r	15	N/cm ³
Pressione laterale del terreno a breve termine	r_t	39,665	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a breve termine	R_t	5,610	kN/m
Pressione laterale del terreno a lungo termine	r_t	47,211	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a lungo termine	R_t	6,677	kN/m

10.2 TUBO PVC DN315 SN4-SDR41 – Rete acque meteoriche

DN		315,00	mm
Spessore		9,20	mm
Di		296,60	mm
Dm		305,80	mm
E (breve termine)		3.000.000,00	kN/m ²
E (lungo termine)		1.500.000,00	kN/m ²
Rigidezza anulare breve termine SN _{bt}		6,81	kN/m ²
Rigidezza anulare lungo termine SN _{lt}		3,40	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento PVC		47	MPA
Carico acqua Qa		0,68	kN/m
Peso specifico rinterro		2,00	kN/m ³
Profondità trincea da estradosso tubo H		0,75	m
Diametro tubo DN		0,32	m
Larghezza trincea B		0,60	m
B ≤ 2D		SI	
H > 1,5 B		NO	
B ≤ 3D		SI	
H > 3,5 B		NO	
Tipo di trincea		Larga	
Carico statico del rinterro			
Peso specifico materiale rinterro		20,00	kN/m ³
Q _{st}		4,725	kN/m
q _{st}		17,65	kN/m ²
Angolo attrito interno mat.le riempimento Ø		33,00	°
Coefficiente di attrito riempimento/pareti		0,65	
Et		21.000,00	kN/m ²
Altezza falda sulla tubazione h		0,00	m
Peso specifico sommerso del riempimento		16,50	kN/m ³
Sovraccarico idrostatico			
Altezza falda sopra tubo H _w		0,00	
Peso specifico acqua		9,81	kN/m ³
Coefficiente di spinta attiva Ka		0,29	

Carico idrostatico Q_{idr}		0,00	kN/m
Pressione falda su estradosso q_{idr}		0,00	kN/m ²
Sovraccarico dinamico (da traffico)			
Traffico pesante		P	
Peso ruota		50,00	kN
Coefficiente di incremento		1,40	
Pressione dinamica s_z		49,947	kN/m ²
Carico dinamico Q_{din}		15,73	kN/m
Sovraccarico statico			
Carico statico agente		4,00	kN/m
Larghezza impronta		1,00	m
Lunghezza impronta		1,00	m
Pressione statica q_s		0,64	kN/m ²
Coefficiente di diffusione (β)		0,88	kN/m
Sovraccarico statico P_s		0,18	kN/m
Carico totale sulla tubazione		21,31	kN/m
VERIFICA TUBAZIONI FLESSIBILI			
Verifica deformazioni a breve termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		1,00	
Deformazione diametrale del tubo		1,53	mm
Deformazione percentuale del tubo		0,00	
Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica deformazioni a lungo termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		2,00	
Deformazione diametrale del tubo		3,13	
Deformazione percentuale del tubo		0,01	

Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica instabilità equilibrio elastico			
Fattore di progettazione		2,50	
Momento d'inerzia sezione		0,00	
E_t		21.000,00	kN/m ²
B'		0,23	
R_w		1,00	
Pressione ammissibile di buckling q_a - BT		389,71	kN/m ²
Pressione ammissibile di buckling q_a - LT		275,57	kN/m ²
Pressione di buckling calcolata		65,51	
Verifica soddisfatta		SI	
Calcolo massimo sforzo di trazione			
Peso specifico materiale della tubazione		14,70	kN/m ³
Spinta H_0		1,393	
Spinta H_t		0,293	
Calcolo reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	q_{st}	17,65	kN/m ²
Pressione esercitata dalla falda	q_{idr}	0,00	kN/m ²
Pressione dinamica	s_z	49,947	kN/m ²
Pressione statica	q_s	0,64	
Fattore di compattazione del terreno	f_c	15	
Coefficiente di rigidità terreno	c_r	11,25	N/cm ³
Pressione laterale del terreno a breve termine	r_t	49,233	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a breve termine	R_t	10,966	kN/m
Pressione laterale del terreno a lungo termine	r_t	57,197	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a lungo termine	R_t	12,740	kN/m

10.3 TUBO PVC DN500 SN4-SDR41 – Rete acque meteoriche

DN		500,00	mm
Spessore		14,60	mm
Di		470,80	mm
Dm		485,40	mm
E (breve termine)		3.000.000,00	kN/m ²
E (lungo termine)		1.500.000,00	kN/m ²
Rigidezza anulare breve termine SN _{bt}		6,80	kN/m ²
Rigidezza anulare lungo termine SN _{lt}		3,40	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento PVC		47	MPa
Carico acqua Q _a		1,71	kN/m
Peso specifico rinterro		2,00	kN/m ³
Profondità trincea da estradosso tubo H		0,60	m
Diametro tubo DN		0,50	m
Larghezza trincea B		0,80	m
B ≤ 2D		SI	
H > 1,5 B		NO	
B ≤ 3D		SI	
H > 3,5 B		NO	
Tipo di trincea		Larga	
Carico statico del rinterro			
Peso specifico materiale rinterro		20,00	kN/m ³
Q _{st}		6,000	kN/m
q _{st}		14,12	kN/m ²
Angolo attrito interno mat.le riempimento Ø		33,00	°
Coefficiente di attrito riempimento/pareti		0,65	
E _t		21.000,00	kN/m ²
Altezza falda sulla tubazione h		0,00	m
Peso specifico sommerso del riempimento		16,50	kN/m ³
Sovraccarico idrostatico			
Altezza falda sopra tubo H _w		0,00	
Peso specifico acqua		9,81	kN/m ³

Coefficiente di spinta attiva K_a		0,29	
Carico idrostatico Q_{idr}		0,00	kN/m
Pressione falda su estradosso q_{idr}		0,00	kN/m ²
Sovraccarico dinamico (da traffico)			
Traffico pesante		P	
Peso ruota		50,00	kN
Coefficiente di incremento		1,50	
Pressione dinamica s_z		67,585	kN/m ²
Carico dinamico Q_{din}		33,79	kN/m
Sovraccarico statico			
Carico statico agente		4,00	kN/m
Larghezza impronta		1,00	m
Lunghezza impronta		1,00	m
Pressione statica q_s		0,83	kN/m ²
Coefficiente di diffusione (β)		0,88	kN/m
Sovraccarico statico P_s		0,36	kN/m
Carico totale sulla tubazione		41,86	kN/m
VERIFICA TUBAZIONI FLESSIBILI			
Verifica deformazioni a breve termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		1,00	
Deformazione diametrale del tubo		3,01	mm
Deformazione percentuale del tubo		0,01	
Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica deformazioni a lungo termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		2,00	
Deformazione diametrale del tubo		6,14	
Deformazione percentuale del tubo		0,01	

Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica instabilità equilibrio elastico			
Fattore di progettazione		2,50	
Momento d'inerzia sezione		0,00	
E_t		21.000,00	kN/m ²
B'		0,22	
R_w		1,00	
Pressione ammissibile di buckling q_a - BT		384,78	kN/m ²
Pressione ammissibile di buckling q_a - LT		272,08	kN/m ²
Pressione di buckling calcolata		80,31	
Verifica soddisfatta		SI	
Calcolo massimo sforzo di trazione			
Peso specifico materiale della tubazione		14,70	kN/m ³
Spinta H_0		1,769	
Spinta H_t		0,737	
Calcolo reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	q_{st}	14,12	kN/m ²
Pressione esercitata dalla falda	q_{idr}	0,00	kN/m ²
Pressione dinamica	s_z	67,585	kN/m ²
Pressione statica	q_s	0,83	
Fattore di compattazione del terreno	f_c	15	
Coefficiente di rigidità terreno	c_r	9	N/cm ³
Pressione laterale del terreno a breve termine	r_t	63,302	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a breve termine	R_t	22,381	kN/m
Pressione laterale del terreno a lungo termine	r_t	71,648	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a lungo termine	R_t	25,331	kN/m

10.4 TUBO PVC DN630 SN4-SDR41 – Rete acque meteoriche

DN		630,00	mm
Spessore		15,40	mm
Di		599,20	mm
Dm		614,60	mm
E (breve termine)		3.000.000,00	kN/m ²
E (lungo termine)		1.500.000,00	kN/m ²
Rigidezza anulare breve termine SN _{bt}		3,93	kN/m ²
Rigidezza anulare lungo termine SN _{lt}		1,97	kN/m ²
Tensione caratteristica di snervamento PVC		47	MPa
Carico acqua Q _a		2,77	kN/m
Peso specifico rinterro		2,00	kN/m ³
Profondità trincea da estradosso tubo H		1,15	m
Diametro tubo DN		0,63	m
Larghezza trincea B		0,95	m
B ≤ 2D		SI	
H > 1,5 B		NO	
B ≤ 3D		SI	
H > 3,5 B		NO	
Tipo di trincea		Larga	
Carico statico del rinterro			
Peso specifico materiale rinterro		20,00	kN/m ³
Q _{st}		14,490	kN/m
q _{st}		27,06	kN/m ²
Angolo attrito interno mat.le riempimento Ø		33,00	°
Coefficiente di attrito riempimento/pareti		0,65	
Et		21.000,00	kN/m ²
Altezza falda sulla tubazione h		0,00	m
Peso specifico sommerso del riempimento		16,50	kN/m ³

Sovraccarico idrostatico			
Altezza falda sopra tubo H_w		0,00	
Peso specifico acqua		9,81	kN/m ³
Coefficiente di spinta attiva K_a		0,29	
Carico idrostatico Q_{idr}		0,00	kN/m
Pressione falda su estradosso q_{idr}		0,00	kN/m ²
Sovraccarico dinamico (da traffico)			
Traffico pesante		P	
Peso ruota		50,00	kN
Coefficiente di incremento		1,26	
Pressione dinamica s_z		28,765	kN/m ²
Carico dinamico Q_{din}		18,12	kN/m
Sovraccarico statico			
Carico statico agente		4,00	kN/m
Larghezza impronta		1,00	m
Lunghezza impronta		1,00	m
Pressione statica q_s		0,37	kN/m ²
Coefficiente di diffusione (β)		0,88	kN/m
Sovraccarico statico P_s		0,20	kN/m
Carico totale sulla tubazione		35,58	kN/m
VERIFICA TUBAZIONI FLESSIBILI			
Verifica deformazioni a breve termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		1,00	
Deformazione diametrale del tubo		2,60	mm
Deformazione percentuale del tubo		0,00	
Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	

Verifica deformazioni a lungo termine			
Angolo appoggi $\alpha(2a)$		90,00	
Coefficiente di sottofondo		0,10	
Coefficiente di deformazione differita		2,00	
Deformazione diametrale del tubo		5,27	
Deformazione percentuale del tubo		0,01	
Deformazione massima ammissibile		0,05	
Verifica soddisfatta		SI	
Verifica instabilità equilibrio elastico			
Fattore di progettazione		2,50	
Momento d'inerzia sezione		0,00	
E_t		21.000,00	kN/m ²
B'		0,24	
R_w		1,00	
Pressione ammissibile di buckling q_a - BT		308,29	kN/m ²
Pressione ammissibile di buckling q_a - LT		217,99	kN/m ²
Pressione di buckling calcolata		52,09	
Verifica soddisfatta		SI	
Calcolo massimo sforzo di trazione			
Peso specifico materiale della tubazione		14,70	kN/m ³
Spinta H_0		4,272	
Spinta H_t		1,170	
Calcolo reazione laterale del terreno			
Pressione verticale carico statico	q_{st}	27,06	kN/m ²
Pressione esercitata dalla falda	q_{idr}	0,00	kN/m ²
Pressione dinamica	s_z	28,765	kN/m ²
Pressione statica	q_s	0,37	
Fattore di compattazione del terreno	f_c	15	
Coefficiente di rigidità terreno	c_r	17,25	N/cm ³

Pressione laterale del terreno a breve termine	rt	52,330	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a breve termine	Rt	23,312	kN/m
Pressione laterale del terreno a lungo termine	rt	54,192	kN/m ²
Reazione laterale del terreno a lungo termine	Rt	24,141	kN/m