

COMUNE DI DERUTA

Decreto del 19/05/2023 del Ministero dell'interno,
di concerto con il Ministero dell'Economia
e delle Finanze.

Contributi ai Comuni per l'anno 2023
(articolo 1, comma 139 e seguenti, della Legge
30 dicembre 2018, n.145)



Lavori di:
**"MANUTENZIONE STRAORDINARIA
DI UN TRATTO INTUBATO DEL
FOSSO DEL PISCINELLO in
VIA DELL'INNOVAZIONE IN DERUTA"**

CUP : B57H21004880002

Fase:
Progetto Esecutivo

Oggetto Elaborato

RELAZIONE CALCOLI ESECUTIVI

COMMITTENZA:
COMUNE DI DERUTA



PROGETTAZIONE



Dott. Ing. Alessandro Toccaceli
Piazza del Tabacchificio 14 -
06083 Bastia Umbra (Pg)
075/800.35.11 e-mail:
ambiente.ingegneria@gmail.com
pec: alessandro.toccaceli@ingpec.eu
P.IVA 02781350547
C.F. TCCLSN75P23G478C

SUPPORTO
Dott. Ing. Francesco Benemio

PROG. SICUREZZA

Dott. Ing. Lorenzo Zangheri
Via Federico Fellini 16
06049 Spoleto (Pg)



RELAZIONE GEOLOGICA

Dott. Geol. Silvia Rossi
Piazza del Tabacchificio 14
06083 Bastia Umbra (Pg)

timbri e firme:



Elaborato N.

RE02E_00

Riferimento	Rev.	1° Emissione	Data	Verificato	Approvato
24_01	00	2024.06.03	2024.06.03	A.T.	A.T.

Nome File	Scala
2401_RE02E_00	-

CENNI TEORICI

1 – VERIFICA STATICÀ DELLA TUBAZIONE – TUBAZIONI RIGIDE E FLESSIBILI

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*.

2 – 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.

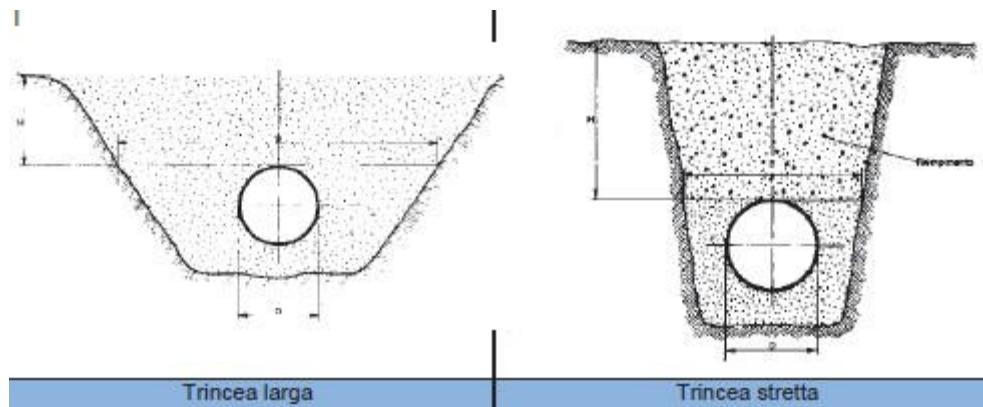
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico.

2.1 – 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.



2.2 – CALCOLO DEI CARICHI DOVUTI AL RINTERRO

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

2.2.1 – Posa in trincea stretta

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea **stretta** quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

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

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione 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. Tale 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:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t BDN$$

in cui:

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

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la 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 [-];
- $k_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ coefficiente di spinta attiva con φ angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- f coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $\operatorname{tg}\varphi$ [°];
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- B larghezza della trincea [m].

Nel caso di trincea stretta, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile con la relazione:

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

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]

2.2.2 - Posa in trincea larga

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga.

In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

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

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

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

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

- DN il diametro esterno della tubazione fognaria[m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

2.2.3 - Caratteristiche dei terreni

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni da assumere per la definizione del carico indotto dal rinterro:

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Peso specifico γ_t [kN/m³]</i>	<i>Peso immerso γ' [kN/m³]</i>	<i>Angolo di attrito interno ϕ [°]</i>
Argilla fangosa	20	16.9	20
Argilla sabbiosa	18	15.9	14
Argilla umida comune	20	16.4	12
Fango con polvere di roccia	18	16.9	25
Loess	21	15.9	18
Marna	21	16.9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16.8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16.5	33
Sabbia argillosa	18	15.9	15
Sabbia secca	15	15.9	31
Sabbia umida	17	16.4	34
Terra secca	17	15.5	14
Terra umida	20	16.0	25
Terreno misto compatto	20	16.4	33
Terreno misto sciolto	18	15.9	15
Terreno paludososo	17	9.9	12
Terreno sabbioso	19	15.8	30

2.3 – AZIONE DEI SOVRACCARICHI DINAMICI VEICOLARI (SOVRACCARICO DINAMICO)

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi.

Questi si suddividono in dinamici, relativi al traffico stradale e/o ferroviario, e statici, associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

<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>LT6</i>	<i>10</i>	<i>Traffico leggero</i>
<i>LT3</i>	<i>5</i>	

La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

- $\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi$ valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;
- $\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$ valida per traffico tradale leggero (convoglio classe LT);

in cui:

- σ_z pressione dinamica [kN/m^2];
- P carico per ruota [kN];
- H altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];
- φ coefficiente di incremento valutato con la relazione $\varphi = 1 + 0,3/H$.

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

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

In cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m^2];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];

2.4 – 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].

2.5 – CARICO IDROSTATICO DOVUTO ALLA FALDA

Se nel terreno in cui è posata la tubazione si è in presenza di falda si deve tenere conto della pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta mediante la relazione:

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

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/m^3];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazioni [m].

la pressione esercitata dalla falda q_{idr} è pari a:

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

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

2.6 – SOVRACCARICHI DISTRIBUITI (SOVRACCARICO STATICO)

Nel caso in cui sul tubo sia gravante un carico P_n distribuito su una superficie di estensione A rettangolare di larghezza u_1 e lunghezza u_2 la pressione q_s che agisce sul tubo 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/m^2];
- 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];

Nota 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.

3 – VERIFICA STATICÀ TUBAZIONI FLESSIBILI

3.1 – VERIFICA ALLA DEFORMAZIONE

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui 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]

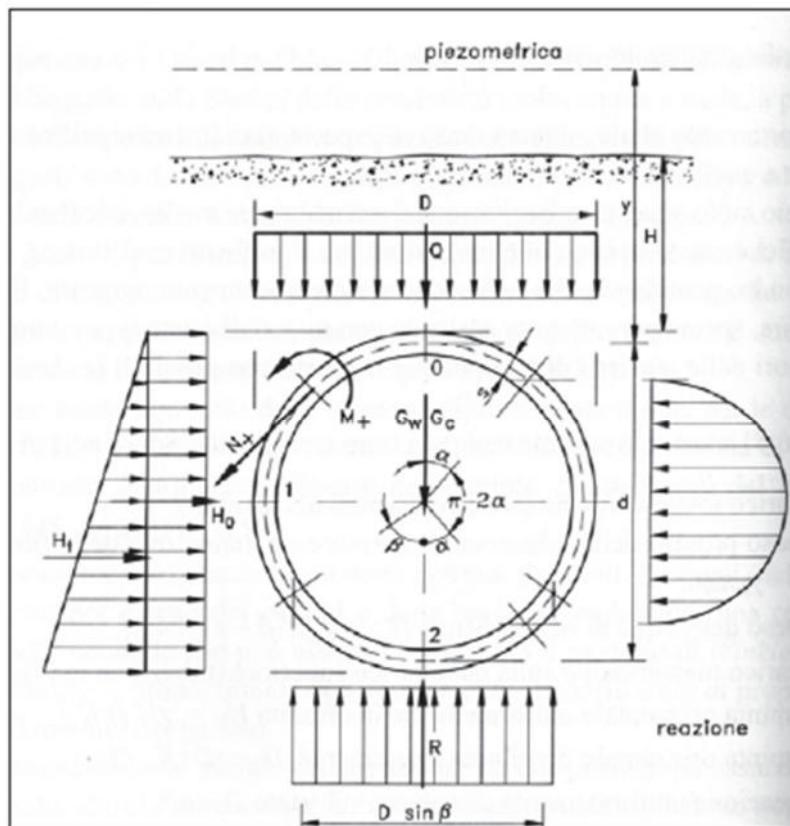


Figura 1 - Schema statico per tubazione interrata [Da Deppo – Fognature 2009]

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

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

in cui:

- Δd deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla 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 che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella;

- F coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo.
- SN rigidezza anulare della tubazione [kN/m^2];

E_t modulo di elasticità del terreno di rinfianco secondo Winkler [kN/m^2]

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN . La verifica è superata se la deformazione δ è minore della deformazione diametrale limite δ_{LIM} :

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

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che

per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro δ deve essere sempre inferiore al 5 %.

3.1.1 – Moduli di elasticità del terreno di rinfianco

Nella tabella seguente si riportano alcuni moduli di elasticità E_t per alcuni tipi di terreno (rinfianco) 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
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
Terreno coesivo LL > 50% Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

3.1.2 - Coefficiente di sottofondo

Nella seguente tabella si riportano i valori del coefficiente di sottofondo K in funzione di diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea

Angolo appoggio $2\alpha [^\circ]$	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

3.2 – VERIFICA DELL'INSTABILITÀ ALL'EQUILIBRIO ELASTICO

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008].

Il carico critico q_a può essere quindi valutato 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/m^2]
- E indica il modulo elastico del materiale [kN/m^2];
- ν il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-];
- s rappresenta lo spessore del tubo [m].

In una tubazione intiratta, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza 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 :

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

in cui:

- q_a pressione ammissibile di buckling in N/m^2 ;
- 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_t modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I momento d'inerzia del tubo.

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfanco della tubazione.

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

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:

in cui:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua;
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- Q_{st} il carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- Q_{dist} il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica è positiva se risulta:

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

3.3 – VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI

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

La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

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

I valori dei paramenti M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ$, 120° 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°	-0.027G _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 ₀	-	+0.5H ₀	0	+0.5H 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 la relazione $G_c = \gamma_c \pi S D_m$ 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 $H_0 = \gamma_t x H x D N x k_a$, 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 indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flettente M per le tre sezioni indicate in precedenza, si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

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

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

con s che indica lo spessore della tubazione

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

3.1 – CALCOLO REAZIONE LATERALE DEL TERRENO

L’ovalizzazione del tubo indotta dai carichi che gravano su di esso è contrastata dal contenimento laterale fornito dal terreno. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a 90° è calcolabile mediante la seguente relazione:

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

in cui:

- 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:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t D N$$

In cui:

- R_t indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m^2];
- DN è il diametro esterno della tubazione [m].

3.1.1 Fattore di compattazione del terreno

Nella tabella seguente si mostrano i valori del parametro f_c in funzione di diversi gradi di compattazione del terreno di rinfianco.

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

4 – VERIFICA STATICÀ TUBAZIONI RIGIDE

La verifica statica delle tubazioni rigide (calcestruzzo armato) è stata eseguita utilizzando il metodo diretto.

$$K_r / Q_s > \eta$$

in cui:

- K_r è il carico di rottura in trincea ($K_r = F_n \times E_z$);
- E_z = coefficiente di posa che dipende dalla rigidità del piano di posa;
- F_n = carico di rottura per schiacciamento della tubazione, ottenuto come prodotto fra la classe di resistenza della tubazione e il diametro esterno della stessa.
- Q_s = sommatoria sei carichi esterni:

$$Q_s = (q_{st} + q_{dn} + p_s + q_{idr} + q_a)$$

con:

q_{st} = carico statico del rinterro

q_{dn} = carico dinamico

p_s = sovraccarico statico

q_{idr} = sovraccarico idrostatico

q_a = carico del fluido trasportato

- η = coefficiente di sicurezza $> 1,5$

BIBLIOGRAFIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa UNI 7517

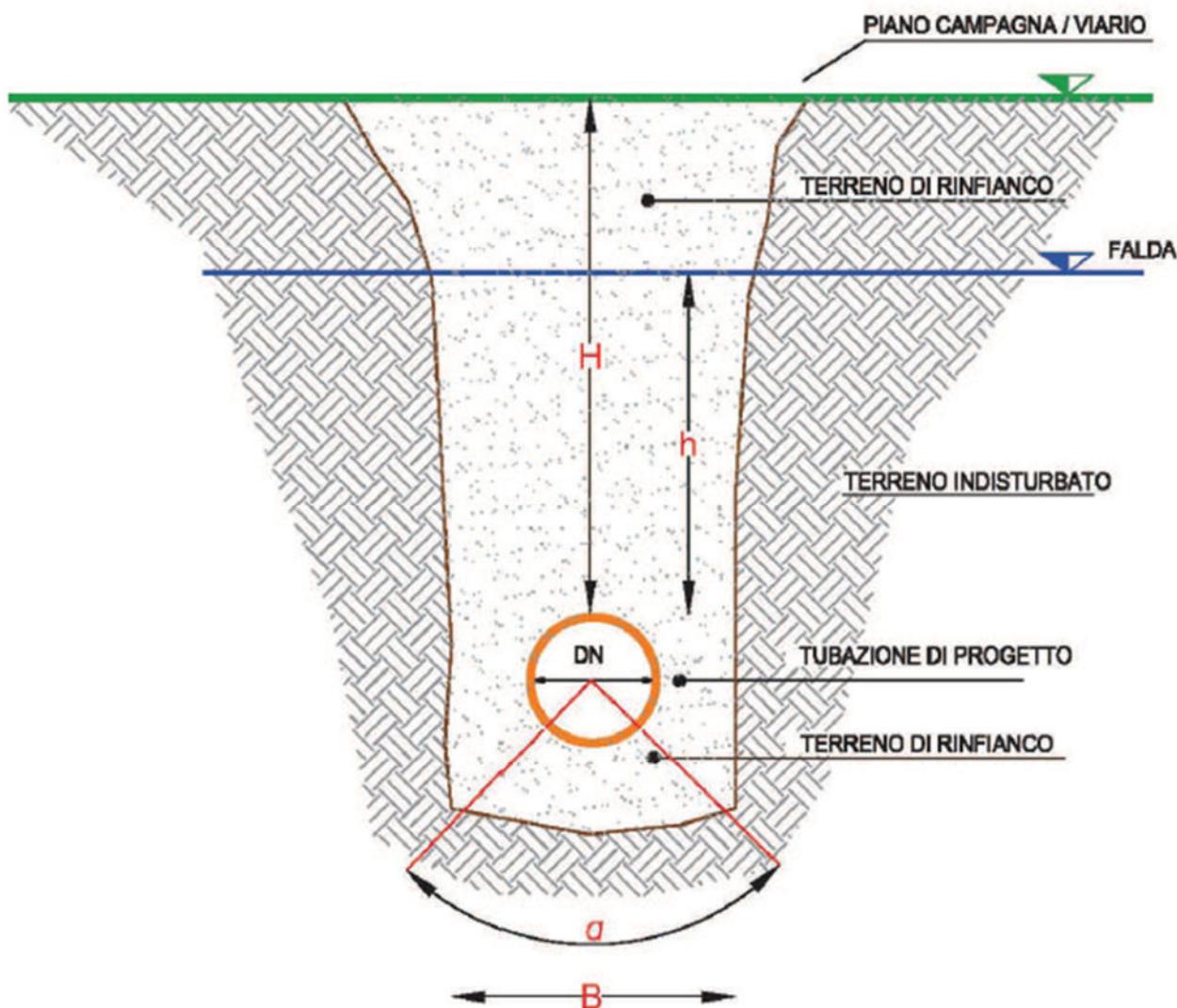
Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

Normativa DIN 1072

Da Deppo – Fognature 2009

Papiri, 2008

5 – SCHEMA TRINCEA ADOTTATO



LEGENDA DATI DI INPUT

- B : larghezza dello scavo [m]
- H : altezza dello scavo dall'estradosso del tubo [m]
- h : altezza della falda dall'estradosso del tubo [m]
- DN : diametro del tubo [mm]
- a : angolo di supporto [°]

DATI DI INPUT

Caratteristiche tubazione

Materiale = PVC-UNI EN 1401

Diametro tubazione esterno (DN) = 1312 mm

Spessore parete tubazione (s) = 56 mm

Modulo elasticità breve termine (E) = 300000 kN/m²

Modulo elasticità lungo termine (E_m) = 150000 kN/m²

Diametro interno tubazione (D_i) = DN – 2s = 1200.00 mm

Diametro medio (D_m) = 1256.00 mm

Rigidezza anulare (breve termine) (SN_{bt}) = 2.22 kN/m²

Rigidezza anulare (lungo termine) (SN_{lt}) = 1.11 kN/m²

Carico del fluido trasportato

Carico del fluido trasportato (Q_a) = 11.09 kN/m

Caratteristica trincea e rinterro

Larghezza trincea sull'estradosso della tubazione (B) = 2m

Altezza trincea sull'estradosso della tubazione (H) = 2 m

Tipo di terreno di rinterro = Misto di cava di sabbia e ghiaia

Peso specifico rinterro (γ_t) = 20 kN/m³

Peso specifico rinterro immerso (γ'_t) = 16.5 kN/m³

Angolo di attrito interno terreno rinterro (Φ) = 33 °

Coefficiente attrito rinterro/pareti (μ) = 0.649

Tipo di terreno rinfianco = Terreno senza coesione - Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita

Grado di compattazione del rinterro all'intorno del tubo - Indice Proctor = >95% - Compattazione Alta (Densità relativa >70%)

Modulo elasticità del rinterro (E_t) = 21000 kN/m²

Peso specifico acqua (γ_w) = 9.806 kN/m³

Tipo di tubazione = Flessibile

Tipo di trincea = Larga

Carico statico del rinterro

Altezza della falda su estradosso tubazione (h) = 0 m

Coefficiente di spinta attiva (k_a) = 0.295

Coefficiente di Marston (C_t) = --

Carico statico del rinterro (Q_{st}) = 52.48 kN/m

Pressione verticale (q_{st}) = 47.06 kN/m²

Sovraccarico idrostatico

Pressione della falda su estradosso tubazione (q_{idr}) = 0 kN/m²

Carico idrostatico (Q_{idr}) = 0.000 kN/m

Sovraccarico dinamico

Tipologia di traffico = Traffico pesante

Classe convoglio = HT60

Carico per ruota (P) = 100 kN

Coefficiente di incremento (ϕ) = 1.15

Pressione dinamica (σ_z) = 29.405

Carico dinamico (Q_{din}) = 38.579 kN/m²

Sovraccarico statico

Carico statico agente (P_n) = 0 kN/m

Larghezza di impronta (u_1) = 1.00 m

Lunghezza di impronta (u_2) = 1.0 m

Pressione statica (q_s) = 0.00 kN/m²

Coefficiente di diffusione (β) = 0.88

Sovraccarico statico (P_s) = 0.00

Carico totale sulla tubazione

Carico del fluido trasportato (Q_a) = 11.09 kN/m

Sovraccarico statico dovuto al rinterro (Q_{st}) = 52.48 kN/m

Sovraccarico idrostatico (Q_{idr}) = 0.00 kN/m

Sovraccarico dinamico stradale (Q_{din}) = 38.579 kN/m

Sovraccarico statico (P_s) = 0.00 kN/m

Carico totale sulla tubazione (Q_{tot}) = 102.15 kN/m

VERIFICHE PER TUBAZIONI FLESSIBILI

Verifica delle deformazioni a breve termine

Angolo di appoggio (2α) = 90

Coefficiente di sottofondo (K) = 0.096

Coefficiente di deformazione differita (F) = 1

Deformazione diametrale del tubo (Δ_d) = 7.55 mm

Deformazione percentuale (δ) = 0.58 %

Deformazione massima ammissibile (δ_{lim}) = 5 %

Verifica soddisfatta = SI

Verifica delle deformazioni a lungo termine

Coefficiente di deformazione differita (F) = 2

Deformazione diametrale del tubo (Δ_d) = 15.20 mm

Deformazione percentuale (δ) = 1.16 %

Deformazione massima ammissibile (δ_{lim}) = 5 %

Verifica soddisfatta = SI

Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Fattore di progettazione (F_s) = 2.5

Fattore di spinta idrostatica (R_w) = 1.00

Coefficiente empirico supporto elastico (B') = 0.277

Pressione risultante dovuta ai carichi esterni (P_{est}) = 69.40

Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Breve termine = 240.54 kN/m²

Verifica soddisfatta = SI

Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Lungo termine = 170.09 kN/m²

Verifica soddisfatta = SI

Calcolo del massimo sforzo di trazione

Peso specifico materiale tubazione (γ_c) = 14.70 kN/m³

Carichi (kN/m)	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	3.25	-0.172155	0.812054	0.172155	0.140635	-0.166205
Peso dell'acqua Q_a	11.09	-2.350656	-0.753984	-4.701312	0.480066	-0.567351
Carico verticale uniforme Q	91.06	-2.458591	45.529460	2.458591	8.243382	-8.362851
Spinta H_0	15.47	7.735575	0	7.735575	-1.278783	1.278783
Spinta H_t	5.07	1.588330	0	3.486207	-0.346205	0.419441
Totale	125.94	4.343	45.588	9.151	7.239	-7.398
						8.078

Tensione all'estradosso Sezione chiave (σ_{e_chiave}) = 13.928 Mpa

Tensione all'intradosso Sezione chiave (σ_{i_chiave}) = -13.773 Mpa

Tensione all'estradosso Sezione sul fianco (σ_{e_fianco}) = -13.341 Mpa

Tensione all'intradosso Sezione sul fianco (σ_{i_fianco}) = 14.969 Mpa

Tensione all'estradosso Sezione sul fondo (σ_{e_fondo}) = 15.619 Mpa

Tensione all'intradosso Sezione sul fondo (σ_{i_fondo}) = -15.293 Mpa

Tensione max (σ_{max}) = 15.619 Mpa

Tensione min (σ_{min}) = -15.293 Mpa

Tensione ammissibile (in funzione del materiale della tubazione) = 47 Mpa

Verifica soddisfatta = SI

Calcolo della reazione laterale del terreno

Grado di compattazione = Buono

Fattore di compattazione = 15

Coefficiente rigidità terreno = 30.00 N/cm³

Pressione laterale terreno a breve termine (r_{tbt}) = 75.643 kN/m

Fattore di reazione laterale a breve termine (R_{tbt}) = 70.176 kN/m

Pressione laterale terreno a lungo termine (r_{tlt}) = 76.051 kN/m

Fattore di reazione laterale lungo termine (R_{tlt}) = 70.554 kN/m