



**CONSORZIO DI BONIFICA  
TERRE D'APULIA**

# **LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E POTENZIAMENTO DELL'ACQUEDOTTO RURALE DELLA MURGIA - SCHEMA SUD -**



## **PROGETTO ESECUTIVO**

Progettista:



**Prof. Ing. Alberto Ferruccio PICCINNI**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7288

**Dott. Ing. Giovanni VITONE**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.3313

**Dott. Ing. Gioacchino ANGARANO**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.5970

**Dott. Ing. Luigi FANELLI**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.7428

**Dott. Ing. Stefano FRANCAVILLA**  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari n.4927

Responsabile del Procedimento:

**Dott. Ing. Giuseppe CORTI**

Codice	Elaborato		
<b>A12</b>	<b>Verifica a schiacciamento delle condotte</b>		
		SCALA	
0	MAGGIO - 2019	Emesso per Progetto Definitivo	032- ARM - RVSC Pdf
REV	DATA	NOTE	COD.ELABORATO



INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>TUBAZIONI IN GHISA SFEORIDALE .....</b>	<b>3</b>
2.1	Caratteristiche tecniche tubazioni in ghisa sferoidale .....	3
2.2	Carichi agenti sulla tubazione .....	4
2.3	Verifica a flessione circonferenziale .....	6
2.4	Verifica alla deformazione anulare.....	7
<b>3</b>	<b>TUBAZIONI IN PEAD PE100 .....</b>	<b>10</b>
3.1	Caratteristiche della tubazione .....	10
3.1	Caratteristiche dello scavo.....	10
3.2	Azione dovuta al terreno.....	10
3.3	Modalità di posa .....	11
3.4	Caratteristiche dell'appoggio .....	12
3.5	Calcolo dei carichi agenti.....	13
3.6	Reazioni laterali del terreno .....	14
3.7	Sollecitazione dovute alla pressione interna .....	15
3.8	Calcolo delle sollecitazioni .....	16
3.9	Peso proprio.....	16
3.10	Tubazione piena non in pressione.....	17
3.11	Carico del terreno di ricoprimento.....	17
3.12	Spinta laterale uniforme .....	18
3.13	Sollecitazioni risultanti a condotta vuota .....	18
3.14	Sollecitazioni risultanti a condotta piena ma non in pressione .....	18
3.15	Verifiche statiche .....	19
3.16	Verifica deformativa .....	20
3.17	Conclusioni.....	21

Codice	Titolo	
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	Pag.1di21



## **1 PREMESSA**

La verifica di sicurezza della tubazione interrata è stata effettuata nel rispetto delle indicazioni rilasciate dal Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 12 Dicembre 1985 (di seguito indicato come Decreto) e dalla successiva Circolare del 20 marzo 1986 n. 27291.

Le suddette norme prevedono che il progetto debba comprendere l'esame dei diversi possibili scenari idraulici di funzionamento delle opere, sia durante l'esercizio che in fase di collaudo, in base ai quali va effettuato il dimensionamento statico (oltre che quello idraulico) delle tubazioni.

La verifica statica è stata effettuata con riferimento alla sezione tipo delle condotte in progetto ovvero tubazioni in ghisa sferoidale (condotta premente) e tubazioni in PEAD (condotte adduttrici e distributrici).

Sulla condotta sono stati considerati agenti i seguenti carichi:

- Peso proprio della condotta;
- Peso dell'acqua;
- I carichi permanenti dovuti al rinterro ed alla presenza di mezzi pesanti;
- Le reazioni laterali del terreno.

Si riportano nel seguito la descrizione delle procedure e i relativi calcoli effettuati per le verifiche. A vantaggio di sicurezza le verifiche sono state condotte sulle condotte di maggior diametro

Codice	Titolo	
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	Pag.2di21



## 2 TUBAZIONI IN GHISA SFEROIDALE

La verifica statica delle tubazioni in ghisa sferoidale (DN 450) è stata effettuata con il Criterio di Spangler che somma le sollecitazioni dovute ai carichi uniformi a quelle dovute ai carichi distorsionali e verifica la sollecitazione a flessione e la deformazione diametrale, criterio alla base della norma americana AWWA C 150.

Si specificano di seguito i principi del metodo di calcolo utilizzato.

### 2.1 Caratteristiche tecniche tubazioni in ghisa sferoidale

La sollecitazione ammissibile a flessione circonferenziale (f) delle tubazioni in ghisa sferoidale si è assunta pari a:  $f=33 \cdot [10]^{-4}$  KPa

Questo valore comprende i seguenti coefficienti di sicurezza:

- 1.5 rispetto alla resistenza allo snervamento a flessione circonferenziale
- 2 rispetto alla resistenza a rottura a flessione circonferenziale

$$x/D = 3\%$$

secondo quanto riportato nella norma americana AWWA C 150 per uniformare la deflessione ammissibile a tutti i diametri. Questo valore assicura un coefficiente di sicurezza pari a 2 rispetto alla rottura del rivestimento interno. La verifica delle tubazioni rispetto ai carichi esterni agenti dipende strettamente dalla tipologia di posa realizzata.

La norma esplicita le condizioni di posa mediante la seguente serie di fattori:

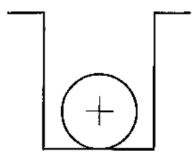
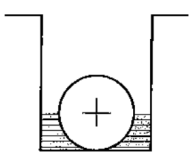
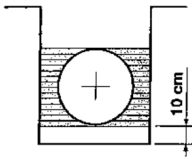
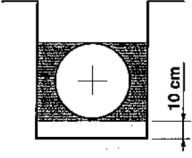
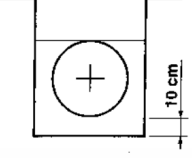
- E1 modulo di reazione del terreno. Esprime la resistenza passiva che il terreno offre nella tipologia di posa considerata;
- Kb coefficiente relativo alla flessione circonferenziale. Dipende dall'angolo di appoggio
- Kx coefficiente di deformazione anulare. Dipende dall'angolo di appoggio.
- a angolo di appoggio realizzato. Dipende dalla tipologia di posa considerata.

Si riporta di seguito la tabella che descrive le diverse tipologie di posa ed i relativi parametri numerici.

Codice	Titolo	
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	Pag.3di21



Tabella 10.5.A

		MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO E' KPa	ANGOLO DI APPOGGIO $\alpha$ gradi	COEFFICIENTE DI FLESSIONE CIRCONF. K <sub>b</sub>	COEFFICIENTE DI DEFORMAZIONE ANULARE K <sub>x</sub>
1		1.1 · 10 <sup>3</sup>	30°	0.235	0.108
2		2.1 · 10 <sup>3</sup>	45°	0.210	0.105
3		2.8 · 10 <sup>3</sup>	60°	0.189	0.103
4		3.5 · 10 <sup>3</sup>	90°	0.157	0.096
5		4.9 · 10 <sup>3</sup>	150°	0.128	0.085

## 2.2 Carichi agenti sulla tubazione

Il peso del terreno (P<sub>e</sub>) che grava sulla tubazione viene calcolato con la Teoria di Marston, che la norma americana semplifica nella formula:

$$P_e = 0.2 \cdot H$$

in cui:

P<sub>e</sub> è il carico del terreno per unità di proiezione orizzontale di tubazione, in KPa;

H è l'altezza di ricoprimento, cioè la distanza tra il piano campagna e la generatrice superiore del tubo, in cm.

Codice	Titolo	Pag.4di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



Per il peso specifico del terreno si è considerato valido, a favore di sicurezza, il valore considerato nella norma americana, pari a 2000 kg/m<sup>3</sup>. Per il calcolo del carico accidentale si è adottata la seguente formula:

$$P_t = \frac{C \cdot R \cdot F \cdot P}{b \cdot D}$$

in cui:

- P<sub>t</sub> è il carico accidentale, in KPa
- P è il carico della ruota più pesante del convoglio, in Kg
- F è il coefficiente di dinamicità pari a 1,5
- D è il diametro esterno della tubazione in mm
- R è il coefficiente di riduzione del carico (vedasi tabella corrispondente);
- C è il parametro di ripartizione del carico nel terreno (vedasi tabella corrispondente);
- b è il fattore di conversione, pari a 0,031

Non è previsto l'apporto di carico derivante dall'azione della falda in nessuna delle situazioni in progetto.

Il carico totale agente sulla tubazione risulta quindi:

$$P_v = P_e + P_t$$

**Coefficiente di riduzione del carico R**

DN	ALTEZZE DI RINTERRO <i>cm</i>			
	≤120	≤ 200	≤ 300	> 300
300	1	1	1	1
350	0,92	1	1	1
400	0,88	0,95	1	1
450	0,85	0,9	1	1
500	0,83	0,9	0,95	1
600 ÷ 800	0,81	0,85	0,95	1
900 ÷ 1200	0,8	0,85	0,9	1

Codice	Titolo	Pag.5di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



**Tabella 10.5.C Parametro di carico superficiale C (cm-1)**

H cm	DN							
	60	80	100	150	200	250	300	350
60	0,1350	0,1500	0,1700	0,1850	0,2100	0,2380	0,2500	0,2630
80	0,0814	0,0899	0,0980	0,1130	0,1321	0,1479	0,1604	0,1705
90	0,0614	0,0681	0,0746	0,0867	0,1028	0,1169	0,1286	0,1384
120	0,0379	0,0423	0,0464	0,0549	0,0657	0,0761	0,0895	0,0996
180	0,0181	0,0202	0,0223	0,0264	0,0323	0,0385	0,0436	0,0484
210	0,0135	0,0151	0,0167	0,0198	0,0243	0,0288	0,0329	0,0370
240	0,0104	0,0117	0,0129	0,0154	0,0189	0,0224	0,0258	0,0290
270	0,0083	0,0093	0,0103	0,0122	0,0151	0,0179	0,0206	0,0233
300	0,0068	0,0076	0,0084	0,0100	0,0123	0,0147	0,0169	0,0191
370	0,0047	0,0053	0,0059	0,0070	0,0086	0,0103	0,0119	0,0135
430	0,0035	0,0039	0,0043	0,0052	0,0064	0,0076	0,0088	0,0100
490	0,0027	0,0030	0,0033	0,0040	0,0049	0,0059	0,0068	0,0077
610	0,0017	0,0019	0,0021	0,0025	0,0032	0,0038	0,0044	0,0050
730	0,0012	0,0013	0,0015	0,0018	0,0022	0,0026	0,0030	0,0035
850	0,0009	0,0010	0,0011	0,0013	0,0016	0,0019	0,0022	0,0026
980	0,0007	0,0008	0,0008	0,0010	0,0012	0,0015	0,0017	0,0020

H cm	DN							
	400	450	500	600	700-800	900	1000	1200
60	0,0210	0,0266	0,0320	0,0580	0,0750	0,0920	0,1100	0,1290
80	0,0150	0,0196	0,0238	0,0340	0,0443	0,0530	0,0634	0,0726
90	0,0117	0,0146	0,0177	0,0253	0,0330	0,0402	0,0475	0,0546
120	0,0070	0,0089	0,0101	0,0153	0,0204	0,0245	0,0294	0,0334
180	0,0034	0,0042	0,0050	0,0072	0,0095	0,0116	0,0138	0,0159
210	0,0025	0,0031	0,0038	0,0054	0,0071	0,0087	0,0103	0,0119
240	0,0019	0,0024	0,0029	0,0042	0,0055	0,0067	0,0079	0,0092
270	0,0015	0,0019	0,0023	0,0033	0,0043	0,0053	0,0063	0,0073
300	0,0012	0,0015	0,0019	0,0027	0,0035	0,0043	0,0051	0,0060
370	0,0008	0,0011	0,0013	0,0019	0,0025	0,0030	0,0036	0,0042
430	0,0006	0,0008	0,0010	0,0014	0,0018	0,0022	0,0027	0,0031
490	0,0005	0,0006	0,0007	0,0011	0,0014	0,0017	0,0020	0,0024
610	0,0003	0,0004	0,0005	0,0007	0,0009	0,0011	0,0013	0,0015
730	0,0002	0,0003	0,0003	0,0005	0,0006	0,0008	0,0009	0,0011
850	0,0001	0,0002	0,0002	0,0003	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008
980	0,0001	0,0002	0,0002	0,0003	0,0003	0,0004	0,0005	0,0006

### 2.3 Verifica a flessione circonferenziale

Considerando la massima sollecitazione a flessione circonferenziale (f) ammissibile sull'estradosso delle tubazioni in ghisa sferoidale, il carico totale massimo che può gravare sulla generatrice superiore del tubo vale:

$$P_1 = \frac{f}{3 \cdot \left(\frac{D}{t}\right) \cdot \left(\frac{D}{t} - 1\right) \cdot \left[ K_b - \frac{K_x}{\frac{8 \cdot E}{E' \cdot (D/t - 1)^3} + 0,732} \right]}$$

in cui:

$P_1$  è il carico ammissibile dal tubo sottoposto a flessione, in KPa

Codice	Titolo	Pag.6di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	





$f$  è la sollecitazione a flessione circonferenziale ammissibile dalla tubazione, in KPa

$D$  è il diametro esterno della tubazione in mm

$t$  è lo spessore netto della tubazione, in mm, pari a:  $t=e-t_1-t_2$

dove:

$e$  è lo spessore standard della tubazione in mm,

$t_1$  è la tolleranza di fabbricazione in mm pari a (norma UNI EN 544) = 1,3 +0.001 DN

$t_2$  è la tolleranza di esercizio pari a 2 mm.

$K_x$  ed  $E'$  sono i parametri di posa;

$E$  è il modulo di elasticità della tubazione in ghisa sferoidale, assunto pari a 17 107 KPa

## 2.4 Verifica alla deformazione anulare

Considerando la massima deformazione del diametro esterno ammissibile dalle tubazioni in ghisa sferoidale con rivestimento interno in materiale cementizio ( $x/D$ ), il carico totale massimo che può gravare sulla generatrice superiore del tubo vale:

$$P_2 = \frac{x/D}{12 \cdot K_x} \cdot \left[ \frac{8 \cdot E}{\left(\frac{D}{t_3} - 1\right)^3} + 0,732 \cdot E' \right]$$

in cui:

$P_2$  è il carico ammissibile dal tubo sottoposto ad un dato grado di ovalizzazione, in KPa

$x/D$  è la deformazione massima ammissibile

$D$  è il diametro esterno della tubazione in mm

$t_3$  è lo spessore della tubazione depurato della tolleranza di fabbricazione pari a:

$t_3=e-t_1$

dove:

$e$  è lo spessore standard della tubazione in mm,

$t_1$  è la tolleranza di fabbricazione in mm pari a (norma UNI EN 544) = 1,3 +0.001 DN

$K_x$  ed  $E'$  sono i parametri di posa;

$E$  è il modulo di elasticità della tubazione in ghisa sferoidale, assunto pari a 17 107 KPa

La verifica statica della tubazione è soddisfatta se sono soddisfatte entrambe le verifiche sopra descritte.

Codice	Titolo	
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	Pag.7di21





*Ricoprimento massimo*

DATI DI INPUT			
DN	450	mm	Diametro nominale
materiale	Ghisa sferoidale		
DE	480	mm	Diametro esterno
DI	450	mm	Diametro interno
s	15	mm	Spessore
f	3.30E+05	kPa	Flessione circonferenziale
x/D	3	%	Deformazione anulare
E	1.70E+08	kPa	Modulo elasticità tubazione
t <sub>1</sub>	1.75	mm	
t <sub>2</sub>	2	mm	
t	11.25	mm	spessore netto della tubazione
t <sub>3</sub>	13.25	mm	sp. della tubazione depurato della tolleranza di fabbricazione
CONDIZIONI DI POSA			
	5		Tipologia di posa
E'	4900.00	m	Modulo di reazione del terreno
K <sub>c</sub>	0.128	kN/m <sup>3</sup>	Coeff. di flessione circonferenziale
K <sub>d</sub>	0.085		Coeff. di deformazione anulare
a	150	°	Angolo di appoggio
CARICHI AGENTI			
			<u>Carico del terreno</u>
H	307.00	cm	altezza di ricoprimento
P <sub>e</sub>	61.40	kPa	<b>Peso del terreno (Teoria di Marson)</b>
			<u>Carico accidentale</u>
P	7500.00	kg	carico della ruota più pesante del convoglio
C	0.01	kN/m	parametro di ripartizione del carico nel terreno
R	1.00		coefficiente di riduzione del carico
P <sub>t</sub>	6.45	kPa	<b>Carico accidentale</b>
P <sub>v</sub>	67.85	kPa	<b>carico totale</b>
RESISTENZA			
P <sub>1</sub>	566	kPa	Flessione circonferenziale
P <sub>2</sub>	1021	kPa	Deformazione anulare
<b>VERIFICATO</b>		<b>VERIFICA</b>	

Codice	Titolo	Pag.8di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



*Ricoprimento minimo*

DATI DI INPUT			
DN	450	mm	Diametro nominale
materiale	Ghisa sferoidale		
DE	480	mm	Diametro esterno
DI	450	mm	Diametro interno
s	15	mm	Spessore
f	3.30E+05	kPa	Flessione circonferenziale
x/D	3	%	Deformazione anulare
E	1.70E+08	kPa	Modulo elasticità tubazione
t <sub>1</sub>	1.75	mm	
t <sub>2</sub>	2	mm	
t	11.25	mm	spessore netto della tubazione
t <sub>3</sub>	13.25	mm	sp. della tubazione depurato della tolleranza di fabbricazione
CONDIZIONI DI POSA			
	5		Tipologia di posa
E'	4900.00	m	Modulo di reazione del terreno
K <sub>c</sub>	0.128	kN/m <sup>3</sup>	Coeff. di flessione circonferenziale
K <sub>d</sub>	0.085		Coeff. di deformazione anulare
a	150	°	Angolo di appoggio
CARICHI AGENTI			
			<u>Carico del terreno</u>
H	110.00	cm	altezza di ricoprimento
P <sub>e</sub>	22.00	kPa	<b>Peso del terreno (Teoria di Marson)</b>
			<u>Carico accidentale</u>
P	7500.00	kg	carico della ruota più pesante del convoglio
C	0.01	kN/m	parametro di ripartizione del carico nel terreno
R	1.00		coefficiente di riduzione del carico
P <sub>t</sub>	6.45	kPa	<b>Carico accidentale</b>
P <sub>v</sub>	28.45	kPa	<b>carico totale</b>
RESISTENZA			
P <sub>1</sub>	566	kPa	Flessione circonferenziale
P <sub>2</sub>	1021	kPa	Deformazione anulare
<b>VERIFICATO</b>		<b>VERIFICA</b>	

Codice	Titolo	Pag.9di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



### 3 TUBAZIONI IN PEAD PE100

Le verifiche sono state condotte con riferimento alla confirazione più estrema ovvero diametro maggiore e PN inferiore.

#### 3.1 Caratteristiche della tubazione

DN180 PEAD – PN 16	
DN [mm]	130.8
De [mm]	110
s [mm]	24.6
D [mm]	60.8
R [mm]	30.400
H ricoprimento	1.00
<b>Grandezze fisiche e meccaniche</b>	
Materiale	PEAD
$E_{PEAD}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	900
$\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22
$\gamma_{PEAD}$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	0.93

#### 3.1 Caratteristiche dello scavo

Secondo quanto previsto a seguito della necessità di dover operare con la catenaria la larghezza di scavo risulta essere di 60 cm ovvero pari al diametro della condotta più 42 cm.

La tubazione viene adagiata su un letto di sabbia e viene effettuato il rinfilanco e rinterro (per almeno 20 cm oltre la generatrice superiore della condotta).

Avendo indicato con H la distanza tra il terreno e la generatrice superiore della condotta e con B la larghezza dello scavo (De +42 cm), si ha.

<i>Tipo di posa DN450PEAD</i>	
Modalità	Trincea stretta
H [m]	1.00
B [m]	0.6

#### 3.2 Azione dovuta al terreno

Le sollecitazioni indotte da carichi verticali uniformemente distribuiti agenti su una condotta interrata variano in maniera sensibile a seconda delle condizioni di posa della tubazione all'interno della trincea ed a seconda che questa risulti flessibile o rigida.

Le condotte sotto carico possono essere classificate come flessibile o rigida in base all'iterazione tubo-terreno. Tale iterazione è fortemente legata alla deformabilità relativa dei due

Codice	Titolo	Pag.10di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



elementi. Le tubazioni cosiddette "*rigide*" sotto l'azione dei carichi esterni sono caratterizzate da modeste deformazioni insufficienti in generale a mobilitare le reazioni laterali da parte del terreno di rinfianco, e pertanto sopportano la maggior parte del carico. Questo induce a forti sollecitazioni di flessione nella parete, con concentrazioni di carico sulla generatrice superiore e inferiore.

La resistenza del sistema tubo - terreno è quindi fortemente dipendente dall'angolo di appoggio e cioè dalla preparazione del letto di posa, soprattutto in presenza di carichi mobili.

I tubi rigidi ammettono solo una piccola ovalizzazione prima della rottura. Le tubazioni cosiddette flessibili, invece, nelle stesse condizioni si ovalizzano sensibilmente nel piano laterale assumendo una configurazione trasversale grossolanamente ellittica, con asse minore verticale.

Questo fenomeno innesca una deformazione del terreno di rinfianco che a sua volta inizia a reagire, riducendo lo stato di sollecitazione della condotta e contribuendo a migliorarne la stabilità.

Pertanto, la stabilità del sistema è fortemente dipendente dalla capacità del rinterro a generare una reazione passiva d'appoggio e quindi dalla qualità del rinfianco e soprattutto dal suo costipamento.

Le tubazioni flessibili possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura.

E' possibile effettuare una distinzione tra tubi "rigidi" e "flessibili", sulla scorta della rigidezza anulare (SN) della tubazione (UNI EN 805) definita dalla formula seguente:

$$SN = \frac{EJ}{D^3} = E \frac{s^3}{12D^3}$$

dove:

D è il diametro medio della condotta (mm):  $D = D_e - 2s$

s è spessore del tubo (mm)

E è il modulo di Young del materiale della condotta ( $N/mm^2$ )

$J = \frac{(2s)^3}{12}$  è il momento di inerzia dell'area della parete del tubo in direzione longitudinale (per unità di lunghezza) ( $mm^4/mm$ )

Il rapporto tra la rigidezza anulare ed il modulo elastico del terreno fornisce il coefficiente di elasticità in sito (R):

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

il cui valore permette di distinguere tra:

tubazioni rigide:  $R \geq \frac{1}{12}$

tubazioni flessibili:  $R < \frac{1}{12}$

### 3.3 Modalità di posa

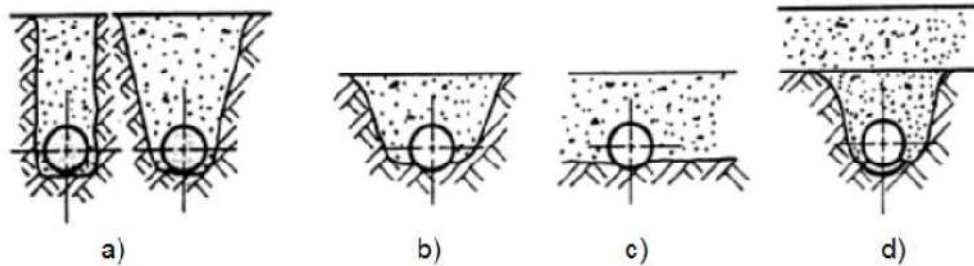
Per quanto riguarda le condizioni di posa, la norma UNI 7517/76 distingue 4 condizioni di posa:

- a) posa in trincea stretta
- b) posa in trincea larga
- c) posa con rinterro indefinito

Codice	Titolo	Pag.11di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



d) posa in trincea stretta con rinterro indefinito



La distinzione tra trincea stretta e larga è da interpretarsi con riferimento alle differenti azioni esercitate dal terreno non rimaneggiato, sul prisma di terreno di rinterro agente sulla condotta.

Nel primo caso tra il materiale di riempimento che tende ad assestarsi e quello in posto oramai stabile.

Nel primo caso a causa dell'attrito (e dell'eventuale coesione) che si sviluppa lungo le pareti dello scavo tra il terreno laterale oramai stabile e il materiale di riempimento che tende ad assestarsi, si svolgono delle mutue azioni che, risultando dirette verso l'alto, hanno un effetto di sostegno della massa terrosa di riempimento (e dagli eventuali sovraccarichi distribuiti) e quindi un alleggerimento del carico gravante sulla tubazione.

Nel secondo caso, invece, poiché le pareti della trincea sono sufficientemente distanti dalla condotta, questo meccanismo risulta trascurabile.

Per trincee molto larghe il carico sulla condotta può risultare addirittura maggiore, anche di molto, del peso di ricoprimento posto al di sopra di essa, in quanto il materiale depositato sui lati, costipandosi più di quanto si verifichi per quello ubicato sulla condotta, tende a trascinarlo con se proprio a causa dell'attrito e della coesione.

Si dirà che una condotta è posata in trincea "stretta" se viene soddisfatta una delle due seguenti condizioni:

$$H \geq 1,5 B \text{ per } B \leq 2D_e$$

$$H \geq 3,5 B \text{ per } 2D_e < B < 3D_e$$

dove:

H è l'altezza di ricoprimento sopra la generatrice superiore del tubo (m);

B è la larghezza dello scavo al livello della generatrice del tubo (m);

$D_e$  è il diametro esterno del tubo (m).

Il caso in esame rientra nella condizione di trincea stretta.

### 3.4 Caratteristiche dell'appoggio

La grande influenza della forma e del materiale di appoggio della condotta sulla resistenza della tubazione interrata è stata dimostrata da *Marston* che ha rilevato come una diversa modalità di allettamento possa più che raddoppiare il carico di rottura di una condotta.

Il tipo di allettamento e la sua rigidità agiscono da un parte direttamente sulle reazioni di appoggio influenzando in grado di concentrazione (angolo del settore di appoggio), la direzione (verticale, radiale, ecc.) e la distribuzione (uniforme sulla corda o sull'arco di appoggio)

Codice	Titolo	Pag.12di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



e dall'altra indirettamente sulla distribuzione delle pressioni attive sul tubo. A favore di sicurezza, nelle verifiche statiche è stato adottato un settore di appoggio della condotta di 90° con il seguente schema di carico:

### 3.5 Calcolo dei carichi agenti

Nelle condizioni di posa in trincea stretta il carico dovuto al terreno di riempimento vale:

$$P = c_t \gamma_t B^2$$

con  $c_t = f(H/B, \phi)$ ,  $\gamma_t$  e  $\phi$  rispettivamente peso specifico e angolo di attrito interno del terreno costituente il riempimento dello scavo. L'espressione del coefficiente  $c_t$  è la seguente:

$$c_t = \frac{1 - e^{-2k(H/B) \tan \phi'}}{2k \tan \phi'}$$

con  $k = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$ ,  $\phi' = c \cdot \phi$  angolo di attrito interno modificato in funzione del grado di compattazione del materiale come di seguito riportato.

Grado di compattazione	c
Compattazione scarsa	0,33
Compattazione media	0,67
Compattazione buona	1,00

Quando dei carichi esterni agiscono su un tubo semirigido o deformabile interrato, la deformazione verticale del tubo è maggiore di quella del rinterro situato ai lati della tubazione. In questo caso, il carico verticale esterno trasmesso al tubo è minore di quello che si avrebbe se non esistessero deformazioni differenziali. Per tener conto dell'elasticità del tubo nel solo caso di posa in trincea stretta, si deve calcolare il seguente coefficiente di elasticità:

$$n = \frac{E_S}{E_T} \left( \frac{r}{s} \right)^3$$

dove  $E_S$  e  $E_T$  sono rispettivamente il modulo di Young del rinterro e del materiale

costituente la tubazione,  $r = \frac{D-s}{2}$  è il raggio medio della tubazione,  $s$  il suo spessore.

Se  $n \geq 1$ , ciò indica che il tubo si deformerà più del rinterro che lo circonda; pertanto, in queste condizioni, l'azione del terreno vale:

$$P = c_t \gamma_t BD$$

con lo stesso significato dei simboli prima visto.

Nelle condizioni di posa in trincea larga, il carico dovuto al terreno di riempimento vale sia per tubazioni rigide che deformabili:

$$P = c_e \gamma_t D^2$$

con  $c_e = f(H/D, \phi, P_j \cdot r_s)$  diagrammato in opportuni abachi,  $P_j = h/D$  rapporto di proiezione,  $r_s$  tasso di assestamento; per gli altri simboli vale il significato prima visto. I valori di  $P_j$  e  $r_s$  sono anch'essi tabellati per ogni tipologia di posa così come previsto dalla succitata Norma UNI 7517/76.

Codice	Titolo	Pag.13di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



Le tubazioni per condotte sotto pressione e per fognature urbane stradali, destinate ad essere posate sotto strada, devono spesso sopportare dei sovraccarichi verticali fissi e/o mobili il cui effetto si somma a quello della pressione interna (se esiste) e del carico dovuto al rinterro. I sovraccarichi verticali mobili concentrati agenti sulla generatrice superiore di un tubo interrato, dovuto al transito di convogli tipo, sono calcolati con la formula:

$$P_{vc} = P_v \cdot D \cdot \Phi$$

dove  $\Phi = 1 + 0,3/H$  è il fattore di carico dinamico per strade ed autostrade (pari all'unità nel caso di carico statico), H profondità della generatrice superiore della tubazione rispetto al piano viario, D diametro della tubazione,  $P_v$  è la pressione verticale a livello della generatrice superiore del tubo funzione del tipo di convoglio considerato e dedotto dalla teoria di Boussinesq (ipotesi di terreno elastico, omogeneo ed isotropo). Il valore  $P_v$  è desumibile da formule e grafici forniti dalla normativa. Nel caso in esame, è stato considerato un convoglio da 60 ton. (HT60) con tre assi, con sovraccarico pari a 10.000 kg = 98,100 kN per ruota, per il quale si assume:

$$P_v = 66.541H^{-0,450}$$

I suddetti carichi, nel rispetto della teoria di De Saedeleer, vanno distribuiti su di un arco pari a 90° o 180° a seconda che ci si trovi nelle condizioni di posa in trincea stretta o trincea larga, ossia:

$$P_{90^\circ} = (P + P_{vc}) \frac{\sqrt{2}}{D} \quad (\text{posa in trincea stretta})$$

$$P_{180^\circ} = \frac{(P + P_{vc})}{D} \quad (\text{posa in trincea larga})$$

Ne risulta un carico totale agente pari a

$p_v$ [kN/m <sup>2</sup> ] max	48.880
--------------------------------	--------

### 3.6 Reazioni laterali del terreno

Una teoria che schematizza in maniera semplice il comportamento statico delle tubazioni interrate è quella di *De Saedeleer* che tiene conto della flessibilità della condotta e della rigidità del terreno. Si ammette che le deformazioni dovute ai sovraccarichi (statici e dinamici) mobilitino una reazione sui fianchi della condotta proporzionale alle proprie deformazioni secondo il modello di *Winkler*:  $p_o = ky$ , dove k rappresenta il coefficiente rigidità del terreno in N/cm<sup>3</sup> (pressione che bisogna applicare orizzontalmente al terreno di rinfianco per produrre una deformazione di 1 cm). Il valore di k dipende sia dal grado di compattazione del terreno di rinfianco sia dalla profondità di posa:  $k = f_c H$  (N/cm<sup>3</sup>), dove  $f_c$  (preso pari a 12) è il fattore di compattazione del terreno di rinfianco che varia secondo la seguente tabella e H è la profondità di scavo espressa in metri:

Codice	Titolo	Pag. 14 di 21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	





Grado di compattazione	f <sub>c</sub>
Assente	1 -- 5
scarso	6 -- 10
Moderato	11 -- 13
Buono	14 -- 20

Secondo la teoria di *De Saedeleer* risulta:

$$p_o = \frac{p_v k R^4}{1,07 k R^4 + 13,70 E I}$$

dove:

- p<sub>o</sub> carico uniforme agente su corda sottesa ad un angolo al centro di 90° (N/cm<sup>2</sup>);
- p<sub>v</sub> carico verticale uniforme agente (N/cm<sup>2</sup>)
- R è il raggio esterno della tubazione (cm)
- E è il modulo di Young del materiale della tubazione (E<sub>PEAD</sub>=780 N/mm<sup>2</sup>)
- $I = \frac{s^3}{12}$  è il momento di inerzia della parete in cm<sup>4</sup>/cm

<b>p<sub>o</sub> [N/cm<sup>2</sup>]</b>	11.543
---	--------

### 3.7 Sollecitazione dovute alla pressione interna

Ai sensi del Decreto la pressione di esercizio p<sub>e</sub> rappresenta il massimo valore delle pressioni p che può verificarsi in asse delle tubazioni per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema, comprese le eventuali sovrappressioni Δp determinate da prevedibili condizioni di esercizio, anche se conseguenti a fenomeni transitori.

$$p_e = p_{e,max} + \Delta p$$

La p<sub>e,max</sub> è il valore massimo della pressione che può verificarsi in asse alle tubazioni, per il più gravoso funzionamento idraulico del sistema al netto dei fenomeni transitori. Come già accennato nella premessa della presente relazione, la p<sub>e,max</sub> presa alla base della verifica è la pressione idrostatica. La p<sub>e,max</sub> è stata ricavata sottraendo all'altezza piezometrica più gravosa (idrostatica), ricavata dal profilo schematico, la relativa quota geodetica.

Per il calcolo della pressione dinamiche di colpo d'ariete si fa riferimento al valore della massima sovrappressione da colpo d'ariete riportata nella seguente tabella III allegata al Decreto

tabella III - pressione in kgf/cm<sup>2</sup>

Pressione idrostatica fino a	6	6 ÷ 10	10 ÷ 20	20 ÷ 30
Sovrappressione di colpo d'ariete	3	3 ÷ 4	4 ÷ 5	5 ÷ 6

Nota il valore della p<sub>e</sub>, per il calcolo della sollecitazione nel tubo indotta dalla pressione interna si utilizza la nota formula di Mariotte:

$$\sigma_{pe} = \frac{DN p_e}{s}$$

DN 180 PEAD				
DIAMETRO [MM]	P <sub>EMAX</sub> (MPA)	ΔP (MPA)	P <sub>E</sub> (MPA)	σ <sub>PE</sub> (MPA)
DNI80	0.5	0.3	0.80	7.18

Codice	Titolo	Pag.15di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	

Nel rispetto delle indicazioni del Decreto, in fase di collaudo in cantiere andranno effettuate prove di tenuta con un valore di pressione pari a  $p_c = 1,5 \times p_e$ .

### 3.8 Calcolo delle sollecitazioni

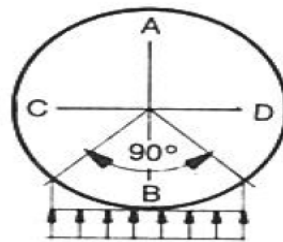
Noti i carichi agenti, la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni maggiormente sollecitate (sezione di chiave, sul fianco e sul fondo) della tubazione può essere effettuata ipotizzando che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

I valori dei parametri  $M$  (momento) ed  $N$  (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di aperture angolare dell'appoggio di  $90^\circ$

Sono considerati positivi i momenti che tendono la fibra interna e gli sforzi di trazione.

Il calcolo delle singole sollecitazioni è stato effettuato con riferimento al peso proprio, al peso dell'acqua contenuta in condotta, al carico del terreno sovrastante, ed alla spinta laterale considerata uniforme.

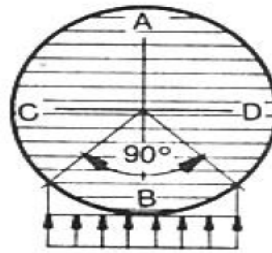
### 3.9 Peso proprio



Peso proprio $\gamma_{PEAD}=900 \text{ N/mm}^3$			
Sollecitazioni	Coeff.	DN180 PEAD	
$M_B = 0,640 \text{ s}\gamma R^2$	0.64	0.000	[kNm/m]
$M_{CD} = -0,485 \text{ s}\gamma R^2$	-0.48	0.000	[kNm/m]
$M_A = 0,420 \text{ s}\gamma R^2$	0.42	0.000	[kNm/m]
$N_B = -0,335 \text{ s}\gamma R$	-0.335	-0.002	[kN/m]
$N_{CD} = -1,571 \text{ s}\gamma R$	-1.571	-0.009	[kN/m]
$N_A = 0,335 \text{ s}\gamma R$	0.335	0.002	[kN/m]

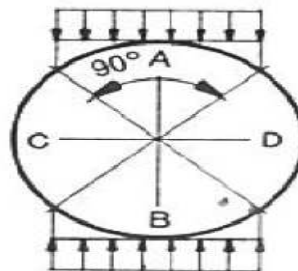
Codice	Titolo	Pag.16di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	

### 3.10 Tubazione piena non in pressione



Tubazione piena non in pressione $\gamma_{\text{acqua}}=10 \text{ kN/m}^3$			
Sollecitazioni	Coeff.	DN180 PEAD	
$M_B = 0,320 \gamma_a R^3$	0.32	0.0002	[kNm/m]
$M_{CD} = -0,242 \gamma_a R^3$	-0.242	-0.0001	[kNm/m]
$M_A = 0,210 \gamma_a R^3$	0.21	0.0001	[kNm/m]
$N_B = -0,166 \gamma_a R^2$	-0.166	-0.0025	[kN/m]
$N_{CD} = -0,785 \gamma_a R^2$	-0.785	-0.0117	[kN/m]
$N_A = 0,166 \gamma_a R^2$	0.166	0.0025	[kN/m]

### 3.11 Carico del terreno di ricoprimento



Carico del Terreno			
Sollecitazioni	Coeff.	DN180 PEAD	
$M_B = 0,238 p_v R^2$	0.238	0.148	[kNm/m]
$M_{CD} = -0,218 p_v R^2$	-0.218	-0.136	[kNm/m]
$M_A = 0,238 p_v R^2$	0.238	0.148	[kNm/m]
$N_B = 0$	0		
$N_{CD} = -0,707 p_v R$	-0.707	-11.386	[kN/m]
$N_A = 0$	0		

Codice	Titolo	Pag.17di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	

### 3.12 Spinta laterale uniforme

Spinta laterale uniforme			
Sollecitazioni	Coeff.	DN180 PEAD	
$M_B = -0.218 p_o R^2$	-0.218	-0.004	[kNm/m]
$M_{CD} = 0.238 p_o R^2$	0.238	0.004	[kNm/m]
$M_A = -0.218 p_o R^2$	-0.218	-0.004	[kNm/m]
$N_B = -0,707 p_o R$	-0.707	-0.315	[kN/m]
$N_{CD} = 0$	0		
$N_A = -0,707 p_o R$	-0.707	-0.315	[kN/m]

### 3.13 Sollecitazioni risultanti a condotta vuota

Calcolo delle Sollecitazioni Risultanti						
<i>Condotta vuota DN 180 PEAD</i>						
	$M_B$ [kNm/m]	$M_{CD}$ [kNm/m]	$M_A$ [kNm/m]	$N_B$ [kN/m]	$N_{CD}$ [kN/m]	$N_A$ [kN/m]
Peso proprio	0.000	-0.0001	0.0001	-0.0020	-0.0092	0.0020
Carico Terr.	0.1479	-0.1355	0.1479	0.0000	-11.3859	0.0000
Spinta Lat.	-0.0037	0.0041	-0.0037	-0.3150	0.0000	-0.3150
Sollecitazioni Risultanti	MB [Nm/m]	MCD [Nm/m]	MA [Nm/m]	NB [N/m]	NCD [N/m]	NA [N/m]
	144.34	-131.53	144.29	-316.99	-11395.10	-313.05

### 3.14 Sollecitazioni risultanti a condotta piena ma non in pressione

Calcolo delle Sollecitazioni Risultanti						
<i>Condotta piena non in pressione DN180 PEAD</i>						
	$M_B$ [kNm/m]	$M_{CD}$ [kNm/m]	$M_A$ [kNm/m]	$N_B$ [kN/m]	$N_{CD}$ [kN/m]	$N_A$ [kN/m]
Peso proprio	0.000	-0.0001	0.0001	-0.0020	-0.0092	0.0020
Peso Tub. Piena	0.000	0.000	0.000	-0.002	-0.012	0.002
Carico Terr.	0.1479	-0.1355	0.1479	0.0000	-11.3859	0.0000
Spinta Lat.	-0.0037	0.0041	-0.0037	-0.3150	0.0000	-0.3150
Sollecitazioni Risultanti	MB [Nm/m]	MCD [Nm/m]	MA [Nm/m]	NB [N/m]	NCD [N/m]	NA [N/m]
	144.53	-131.67	144.42	-319.47	-11406.80	-310.57

Codice	Titolo	Pag. 18 di 21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



### 3.15 Verifiche statiche

Come indicato dal Decreto per le verifiche statiche delle tubazioni si è seguito il metodo delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{max} = \pm \frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq \frac{\sigma_y}{C}$$

Dove W è il modulo di resistenza della sezione, A l'area e C il valore minimo del coefficiente di sicurezza

Le verifiche sono state eseguite nelle seguenti condizioni:

- Tubazione vuota
- Tubazione piena non in pressione
- Tubazione in pressione
- 

Tubazione Vuota	
C	2
W [m <sup>3</sup> ]	0.00
A [m <sup>2</sup> ]	0.09
$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22
M <sub>B</sub> [Nm]	144.34
N <sub>B</sub> [N]	-316.99
$\sigma_{max}$ [N/m <sup>2</sup> ]	-114643.4824
$\sigma_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-0.1146
<i>VERIFICATO</i>	

Tubazione Piena non in pressione	
C	1.5
W [m <sup>3</sup> ]	0.00
A [m <sup>2</sup> ]	0.09
$\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22
M <sub>B</sub> [Nm]	144.53
N <sub>B</sub> [N]	-319.47
$\sigma_{max}$ [N/m <sup>2</sup> ]	-32930.5256
$\sigma_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-0.0329
<i>VERIFICATO</i>	

Per il caso di tubazione in pressione

$$\sigma_{max} = \pm \alpha \frac{M}{W} + \frac{N}{A} + \sigma_{pe}$$

Codice	Titolo	Pag.19di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



dove  $\alpha$  è in coefficiente di riduzione di *Lazard* pari a:

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{p_e R^3}{3EI}}$$

Infatti secondo la teoria di *Lazard* la pressione interna ha l'effetto di ridurre il valore dei momenti ovalizzanti dovuti ai carichi e sovraccarichi agenti sulla condotta.

Tubazione Piena in pressione			
C	2	pe [Mpa]	0.8
W [m3]	0.00	pe [N/m2]	800000
A [m2]	0.09	R [m]	0.055
sy [N/mm2]	22	E [N/m2]	0.0009
a	1.12297E-10	I [m3]	5.53584E-06
MB [Nm]	144.53	spe [MPa]	7.180
NB [N]	-319.47		
smax [N/m2]	7176873.25		
smax [N/mm2]	7.1769		
<b>VERIFICATO</b>			

### 3.16 Verifica deformativa

Per il calcolo della deformazione del tubo sotto carico si è utilizzato lo schema statico proposto da *Spangler* valido per tubazioni deformabili.

Secondo *Spangler* lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta a carichi verticali *W* uniformemente distribuito sulla superficie del tubo è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata dall'angolo pari a 40° per un'ampiezza di 100° mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze (nel nostro caso 90°).

La deformazione del diametro orizzontale  $\Delta x$  secondo *Spangler* è data dalla relazione:

$$\Delta x = fK \frac{WR^3}{EI + 0,064E'R^3}$$

dove:

- $\Delta x$  è l'allungamento complessivo del diametro orizzontale (cm)
- *R* è il raggio esterno del tubo (cm)
- *f* è il fattore di ritardo della flessione: tiene conto dell'incremento subito dall'ovalizzazione nel tempo a causa del possibile assestamento del terreno (generalmente si assume un valore = 1,25 ÷ 1,50). A favore di sicurezza si assume il valore massimo 1,50;
- *K* = coefficiente d'appoggio: per angolo d'appoggio pari a 90° vale 0,096 (vedi tabella);

Codice	Titolo	Pag.20di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	



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

*K in funzione dell'angolo di appoggio*

- W è il carico verticale distribuito sul tubo (per unità di lunghezza);
- $I = \frac{S^3}{12}$  cm<sup>4</sup>/cm è il momento d'inerzia della parete del tubo (per unità di lunghezza);
- E in kg/cm<sup>2</sup> è il modulo di elasticità longitudinale del materiale della condotta;
- E' è il modulo di reazione del terreno.
- La deformazione è pari a:

$$\Delta x_{DN450, PEAD} = \mathbf{0,012 \text{ cm}}$$

$$\frac{\Delta x}{2R} = \mathbf{0.12 \%}$$

inferiore non solo al limite del 20 % oltre il quale dalle esperienze di *Spangler* è risultato che la stabilità della condotta cessa, (presupponendo che la variazione verticale del diametro corrisponda approssimativamente con quella orizzontale) ma anche al 3% oltre il quale l'eccessiva deformazione potrebbe recar danno al rivestimento della tubazione.

### 3.17 Conclusioni

In conclusione è possibile affermare che la sezione verificata presenta uno stato tensionale e deformativo che non manifesta problematiche. Prendendo in considerazione la tensione massima ottenuta nelle condizioni di tubazione piena in pressione e le deformazioni calcolata si ha:

$\sigma_v$ [N/mm <sup>2</sup> ]	22
$\sigma_{max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7.20
$\sigma_{max}/\sigma_v$ [%]	33.22

In termini deformativi:

$\Delta x$ [cm]	0.012
$\Delta x/2R$ [%]	0.12

Codice	Titolo	Pag.21di21
A.12	Verifica a schiacciamento tubazioni	