

CUP: E97B15000170005 PIANO DEGLI INTERVENTI
DELL'ACQUEDOTTO PUGLIESE S.p.A.
2016 - 2019

PROGETTO DEFINITIVO
ACQUEDOTTO DEL FORTORE, LOCONO ED OFANTO - OPERE DI
INTERCONNESSIONE - II LOTTO: CONDOTTA DALL'OPERA DI
DISCONNESSIONE DI CANOSA AL SERBATOIO DI FOGGIA

Il Responsabile del Procedimento

ing. Massimo Pellegrini

PROGETTAZIONE

Progettisti

ing. Rosario ESPOSITO (Responsabile del progetto)

ing. Tommaso DI LERNA

ing. Michelangelo GUASTAMACCHIA

ing. M. Alessandro SALIOLA

geom. Giuseppe VALENTINO

ing. Roberto LAVOPA

Collaborazione alla progettazione

geom. Pietro SIMONE

Il Responsabile Ingegneria di Progettazione

ing. Massimo PELLEGRINI



acquedotto pugliese
l'acqua, bene comune

Direzione Ingegneria

Il Direttore

ing. Andrea VOLPE

Elaborato

D.4

**Relazione tecnica specialistica
sulle tubazioni**

Codice Intervento P1292

Codice SAP: 21/16650

Prot. N. 45215

Data 14/07/2020

Scala: -

N. Rev.	Data	Descrizione	Disegnato	Controllato	Approvato
00	OTT. 2020	Emesso per Progetto definitivo	-	-	-

INDICE

1.	VERIFICA STATICA DELLA TUBAZIONE	2
1.1.	PREMESSA	2
1.2.	CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE.....	3
1.3.	CARATTERISTICHE DELLO SCAVO.....	3
1.4.	AZIONE DOVUTA AL TERRENO	4
1.5.	CALCOLO DEL CARICO DEL TERRENO	7
1.6.	REAZIONI LATERALI DEL TERRENO	9
1.7.	SOLLECITAZIONI DOVUTE ALLA PRESSIONE INTERNA.....	10
1.8.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	11
1.9.	VERIFICHE STATICHE	14
1.10.	VERIFICA DEFORMATIVA.....	15
1.11.	VERIFICA ALL’INSTABILITA’ ELASTICA PER DEPRESSIONE INTERNA	17
1.12.	CALCOLO DELLA PRESSIONE NOMINALE	18

1. VERIFICA STATICA DELLA TUBAZIONE

1.1. PREMESSA

La verifica statica 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.

Lo scenario idraulico più severo risulta essere quello per l'emergenza Foggia. In tale contesto, per evitare che in nessuna fase operativa nel tratto di condotta a monte di quella che si è progettato in questa sede possa instaurarsi l'idrostatica con il carico del nodo idraulico di Monte Carafa (che avrebbe comportato un sovradimensionamento delle condotte e dei blocchi di ancoraggio con conseguenti maggiori costi di realizzazione), in corrispondenza dell'entrata nell'opera di disconnessione di Canosa è stata prevista una valvola di sfioro di sicurezza che debba attivarsi ogni qualvolta dovesse venir superata la pressione idrodinamica di competenza del funzionamento emergenziale di cui sopra.

Presso il nodo di Foggia verrà prevista una valvola analoga che, anche in questo caso, scongiuri l'instaurarsi sulla condotta di progetto dell'idrostatica con il carico presente in questa situazione di funzionamento presso il nodo di Canosa.

Dall'analisi del profilo schematico di progetto relativo al suddetto scenario è stato possibile individuare due distinte porzioni di tracciato per le quali è ipotizzabile un funzionamento idraulico a maggiore e minore regime pressorio: il Tratto 1 ha una lunghezza di circa 12 km (dalla vasca di Canosa al picchetto n.357), mentre il Tratto 2 ha una lunghezza di circa 49,2 km (dal picchetto n.357 al serbatoio di Foggia).

A vantaggio di sicurezza, per ciascuna di queste 2 porzioni, si è verificata la sezione della tubazione caratterizzata dalle maggiori pressioni di esercizio e cioè nelle vicinanze del picchetto n.154 (per il Tratto 1), dove si registra una pressione di 19,94 atm, e nelle vicinanze del picchetto n. 471 (per il Tratto 2), dove si registra una pressione di 13,17 atm.

A valle dei calcoli sintetizzati nel seguito, si è scelto in progetto di adottare una condotta DN900 in acciaio con spessore pari a $s=14,2$ mm nel Tratto 1 e una condotta DN900 in acciaio con

spessore pari a $s=10$ mm nel Tratto 2.

Poiché in corrispondenza delle sezioni di verifica non sono previsti bauletti di protezioni (sovraccarichi statici) né il transito veicolare (sovraccarichi dinamici veicolari) sulle condotte sono stati considerati agenti solo i seguenti carichi:

- peso proprio della condotta;
- peso dell'acqua;
- i carichi permanenti dovuti al rinterro;
- le reazioni laterali del terreno.

1.2. CARATTERISTICHE DELLA TUBAZIONE

➤ Diametri e spessori

DN = 900 mm

➤ $s_1 = 14,2$ mm - $D_e = 914$ mm (Tratto 1)

➤ $s_2 = 10$ mm - $D_e = 914$ mm (Tratto 2)

➤ Grandezze fisiche

$\gamma_{acc} = 78,5$ kN/m³

$E_{acc} = 206$ kN/mm²

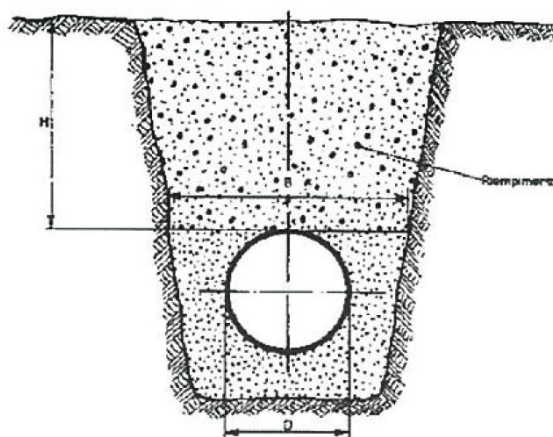
$\nu_{acc} = 0,33$

➤ Grandezze meccaniche

Acciaio tipo L 355

$\sigma_y = 355$ N/mm²

1.3. CARATTERISTICHE DELLO SCAVO



Per entrambe le due porzioni di condotta DN = 900 mm a diverso spessore, la sezione di scavo più penalizzante è risultata quella con le seguenti caratteristiche:

- H = 2,24 m (altezza di scavo)
- B = 1,50 m (larghezza di scavo)

1.4. AZIONE DOVUTA AL TERRENO

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

Flessibilità delle tubazioni

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 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/mm²)
- $J = \frac{(2s)^3}{12}$ è il momento di inerzia dell'area della parete del tubo in direzione longitudinale (per unità di lunghezza) (mm⁴/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: $R < \frac{1}{12}$

Secondo letteratura, le tubazioni in acciaio rientrano nel secondo gruppo e precisamente in una casistica intermedia definita *semirigida*.

Questi tubi si ovalizzano sufficientemente affinché una parte del carico verticale trasmesso dai terreni mobilita l'appoggio laterale sul rinterro (come i tubi flessibili) ma hanno anche una elevata capacità portante (come i tubi rigidi).

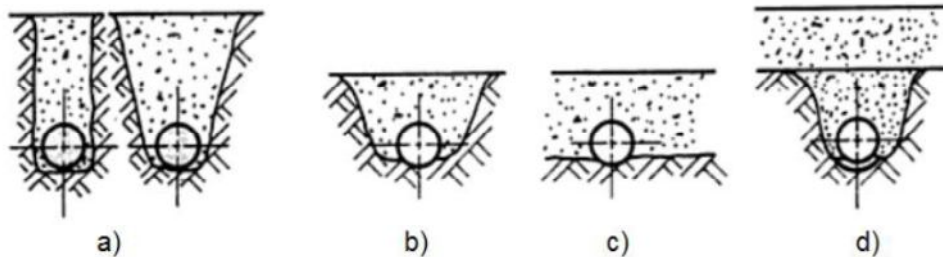
La resistenza al carico verticale è così ripartita tra quella propria del tubo e quella del rinterro circostante con una suddivisione dei contributi che dipende dal rapporto delle rigidezze tra tubo e suolo.

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;

- 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, 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 e che 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 verifici 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).

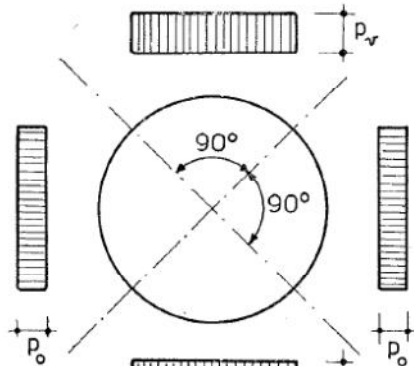
In corrispondenza delle sezioni di verifica precedentemente indicate, si rientra (come anticipato in premessa) nella condizione di trincea larga.

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) e dall'altra indirettamente sulla distribuzione delle pressioni attive sul tubo.

A favore di sicurezza, nelle verifiche statiche si adotterà un settore di appoggio della condotta di 90° con il seguente schema di carico:



1.5. CALCOLO DEL CARICO DEL TERRENO

Una valutazione sufficientemente approssimata del carico derivante dal terreno sovrapposto alla condotta, nel caso di tubi deformabili posati in trincea stretta, può essere effettuata con riferimento alle analisi di *Marston e Spangler*:

$$P_v = c\gamma_t D_e B \text{ (sezione stretta e tubi deformabili)}$$

$$P_v = c\gamma_t B^2 \text{ (sezione stretta e tubi rigidi)}$$

$$P_v = c\gamma_t D_e^2 \text{ (sezione larga)}$$

con:

- altezza del rinterro sulla generatrice superiore della tubazione: H ;
- larghezza della trincea in corrispondenza della generatrice superiore del tubo: B ;
- angolo di attrito interno del terreno di rinterro: cautelativamente posto pari a $\varphi = 20^\circ$;
- coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro : $f = \text{tg}(\delta) = 0,364$ dove δ è angolo di attrito tra il materiale di rinterro ed il terreno naturale delle pareti della trincea assunto

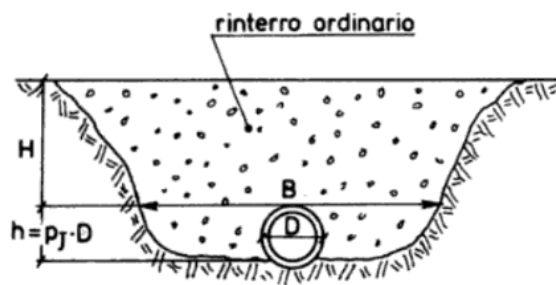
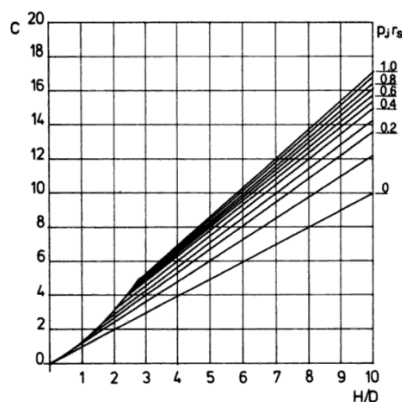
pari a φ ;

- coefficiente di spinta attiva $k_a = tg^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 0,490$;
- coefficiente adimensionale di Marston (in caso di trincea stretta):

$$c = \frac{1 - e^z}{2 * k_{a * f}} \quad (\text{con } z = -2 * k_a * f * \frac{H}{B})$$

- coefficiente adimensionale di Marston (in caso di trincea larga):

In tale caso il coefficiente adimensionale c di Marston è da calcolarsi con il seguente grafico a sinistra (riportato nel testo “Acquedotti” di Valerio Milano – Ed. Hoepli):



dove:

r_s = tasso di assestamento = 1

$p_j = h/D$ (h indicato nella figura precedente a destra)

- Peso specifico del terreno di riempimento: $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$

Nelle sezioni considerate si ha una condizione di “trincea larga”, per cui:

Diametro tubazione	B (m)	H (m)	c	P_v (kN/m)
DN 900	1,50	2,24	3,98	63,192

Il carico P_v secondo *De Saedeleer* si distribuisce, per trincea stretta, uniformemente sulla corda superiore del tubo che sottende un angolo al centro di 90° dando luogo alla pressione verticale uniforme $p_v = \frac{P_v \cdot x \cdot \sqrt{2}}{D_e}$ mentre, per trincea larga, il valore della pressione verticale uniforme è compreso tra quello precedente e $\frac{P_v}{D_e}$

Diametro tubazione	p_v (KN/m ²)
DN900	97,78

1.6. 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 considera che l'acciaio venga sollecitato in campo elastico e si ammette inoltre 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*:

$$p_o = k_y$$

dove k rappresenta il coefficiente rigidità del terreno in N/cm^3 (pressione che bisogna applicare orizzontalmente al terreno di rinfiacco per produrre una deformazione di 1 cm).

Il valore di k dipende sia dal grado di compattazione del terreno di rinfiacco, sia dalla profondità di posa ed è uguale a:

$$k = f_c H \text{ (N/cm}^3\text{)}$$

dove $f_c = 14$ è il fattore di compattazione del terreno di rinfiacco che varia secondo la seguente tabella e che ipotizza un grado di compattazione appena buono:

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

ed H è la profondità di scavo espressa in metri.

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_o carico uniforme agente su corda sottesa ad un angolo al centro di 90° (N/cm^2);
- p_v carico verticale uniforme agente (N/cm^2)
- R è il raggio esterno della tubazione (cm)
- E è il modulo di Young dell'acciaio pari a $2,06 \cdot 10^7 N/cm^2$
- $I = \frac{s^3}{12}$ è il momento di inerzia della parete in cm^4/cm

Diametro tubazione	k (N/cm ³)	I (cm ⁴ /cm)	R (cm)	p _v (N/cm ²)	Po (kN/m ²)
DN 900 (14,2 mm)	31,36	0,239	45,70	6,26	62,58
DN 900 (10 mm)	31,36	0,083	45,70	7,87	78,73

1.7. SOLLECITAZIONI DOVUTE ALLA PRESSIONE INTERNA

Ai sensi del Decreto la pressione di esercizio p_e 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_{e,max} 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.

La p_{e,max} è stata ricavata sottraendo all'altezza piezometrica più gravosa, 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 ²				
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_e, per il calcolo della sollecitazione nel tubo indotta dalla pressione interna si utilizza la nota formula di *Mariotte*:

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

Diametro tubazione	P _{e,max} (MPa)	Δp (MPa)	p _e (MPa)	σ _{pe} (MPa)
DN 900 (14,2 mm)	2,03	0,51	2,54	79,32
DN 900 (10 mm)	1,34	0,43	1,77	79,16

Nel rispetto delle indicazione del Decreto, in fase di collaudo in cantiere andranno effettuate prove di tenuta con un valore di pressione pari a:

$$p_c = 1,5 \times p_e$$

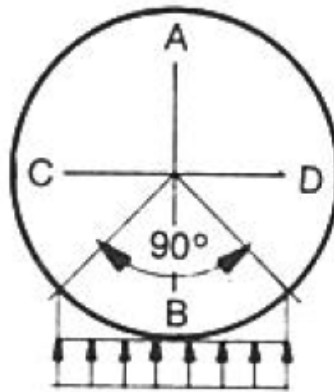
1.8. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Noti i carichi agenti, la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione nelle sezioni maggiormente sollecitate (sezione di chiave, sul fianco e sul fondo) della tubazioni 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°.

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

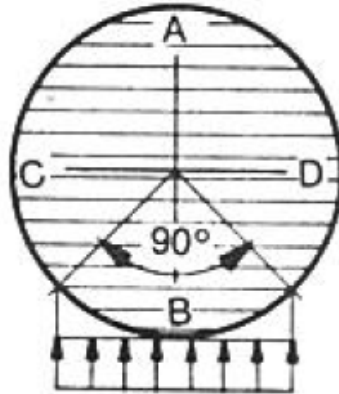
➤ Peso proprio



$$\gamma_{acc} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Parametri di sollecitazione	DN 900 - s=14,2 mm	DN 900 - s = 10 mm	
$M_B = 0,640 s \gamma_{acc} R^2$	148,99	104,93	N m/m
$M_{CD} = - 0,485 s \gamma_{acc} R^2$	-112,91	-79,51	N m/m
$M_A = 0,420 s \gamma_{acc} R^2$	97,78	68,86	N m/m
$N_B = - 0,335 s \gamma_{acc} R$	-170,65	-120,18	N/m
$N_{CD} = - 1,571 s \gamma_{acc} R$	-800,30	-563,59	N/m
$N_A = 0,335 s \gamma_{acc} R$	170,65	120,18	N/m

➤ Tubazione piena non in pressione

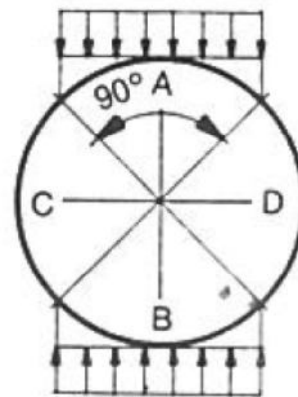


$$\gamma_a = 10 \text{ kN/m}^3$$

Parametri di sollecitazione	DN 900 - s=14,2 mm	DN 900 - s = 10 mm	
$M_B = 0,320 \gamma_a R^3$	305,42	305,42	N m/m
$M_{CD} = - 0,242 \gamma_a R^3$	-230,97	-230,97	N m/m
$M_A = 0,210 s \gamma_a R^3$	200,43	200,43	N m/m
$N_B = - 0,166 \gamma_a R^2$	-346,69	-346,69	N/m
$N_{CD} = - 0,785 \gamma_a R^2$	-1.639,46	-1.639,46	N/m
$N_A = 0,166 \gamma_a R^2$	346,69	346,69	N/m

➤ Carico del terreno di ricoprimento

Diametro	p_v (KN/m ²)
DN 900 - s=14,2 mm	97,78



Parametri di sollecitazione	DN 900 - s=14,2 mm	DN 900 - s = 10 mm	
$M_B = 0,238 p_v R^2$	4.860,08	4.860,08	N m/m
$M_{CD} = - 0,218 p_v R^2$	-4.451,67	-4.451,67	N m/m
$M_A = 0,238 p_v R^2$	4.860,08	4.860,08	N m/m
$N_B = 0$	0,00	0,00	N/m
$N_{CD} = - 0,707 p_v R$	-31.591,47	-31.591,47	N/m
$N_A = 0$	0,00	0,00	N/m

➤ Spinta laterale uniforme

Diametro	P_o (KN/m ²)
DN 900 - s=14,2 mm	62,58
DN 900 - s = 10 mm	78,73

Parametri di sollecitazione	DN 900 - s=14,2 mm	DN 900 - s = 10 mm	
$M_B = -0,218 p_o R^2$	-2.849,43	-3.584,46	N m/m
$M_{CD} = 0,238 p_o R^2$	3.110,85	3.913,31	N m/m
$M_A = -0,218 p_o R^2$	-2.849,43	-3.584,46	N m/m
$N_B = -0,707 p_o R$	-20.221,11	-25.437,28	N/m
$N_{CD} = 0$	0,00	0,00	N/m
$N_A = -0,707 p_o R$	-20.221,11	-25.437,28	N/m

➤ Sollecitazioni risultanti a condotta vuota

Parametri di sollecitazione	DN 900 - s=14,2 mm	DN 900 - s = 10 mm	
M_B	2.159,64	1.380,54	N m/m
M_{CD}	-1.453,73	-617,87	N m/m
M_A	2.108,43	1.344,48	N m/m
N_B	-20.391,77	-25.557,46	N/m
N_{CD}	-32.391,76	-32.155,06	N/m
N_A	-20.050,46	-25.317,10	N/m

➤ Sollecitazioni risultanti a condotta piena ma non in pressione

Parametri di sollecitazione	DN 900 - s=14,2 mm	DN 900 - s = 10 mm	
M_B	2.465,06	1.685,97	N m/m
M_{CD}	-1.684,71	-848,85	N m/m
M_A	2.308,86	1.544,91	N m/m
N_B	-20.738,46	-25.904,15	N/m
N_{CD}	-34.031,23	-33.794,52	N/m
N_A	-19.703,77	-24.970,41	N/m

1.9. VERIFICHE STATICHE

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

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

nelle seguenti condizioni:

- tubazione vuota;
- tubazione piena non in pressione;
- tubazione in pressione.

Tubazione vuota

Coefficiente di sicurezza minimo $C = 2,0$

Diametro	σ_{max} (MPA)	C_{min}
DN 900 (sp=14,2 mm)	-65,70	5,40
DN 900 (sp=10 mm)	-85,39	4,16

Tubazione piena non in pressione

Condizione che si verifica durante le fasi di riempimento o svuotamento

Coefficiente di sicurezza minimo $C = 1,5$

Diametro	σ_{max} (MPA)	C_{min}
DN 900 (sp=14,2 mm)	-74,81	4,75
DN 900 (sp=10 mm)	-103,75	3,42

Tubazione piena in pressione

Coefficiente di sicurezza minimo $C = 2,0$

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

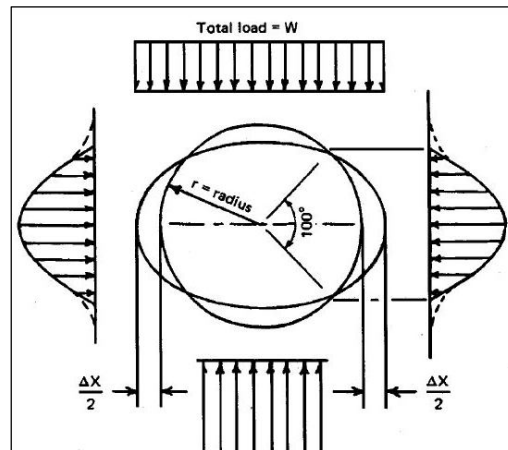
dove α è in coefficiente di riduzione di *Lazard* pari a:

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

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.

Diametro	σ_{\max} (MPa)	C_{\min}
DN 900 (sp=14,2 mm)	151,08	2,35
DN 900 (sp=10 mm)	177,50	2,00

1.10. 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 Δx secondo *Spangler* è data dalla relazione:

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

dove:

- Δx 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 = $1,25 \div 1,50$). 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);

Angolo appoggio 2α [°]	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

- $W_1 = 631,92$ N/cm è il carico verticale distribuito sul tubo (per unità di lunghezza – sp=14,2 mm);
- $W_2 = 631,92$ N/cm è il carico verticale distribuito sul tubo (per unità di lunghezza – sp=10 mm);
- $I = \frac{S^3}{12} = 23,8$ cm⁴/cm è il momento d'inerzia della parete del tubo (per unità di lunghezza - sp=14,2 mm);
- $I = \frac{S^3}{12} = 8,33$ cm⁴/cm è il momento d'inerzia della parete del tubo (per unità di lunghezza - sp=10 mm);
- $E = 2.060.000$ kg/cm² è il modulo di elasticità longitudinale dell'acciaio;
- E' è il modulo di reazione del terreno. Per valori di compattazione pari ad una densità $\geq 85\%$ secondo il metodo T99 (secondo la procedura di compattazione del laboratorio AASHO) vale 14.000 kN/m² = 1.400 N/cm²

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
Densità relativa	<40%	40-70%	>70%	
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

Modulo di elasticità del terreno di rinfianco E' (kN/m²)

per cui:

$$\Delta x_{900} = 0,665 \text{ cm (tubo sp} = 14,2 \text{ mm)}$$

$$\frac{\Delta x}{2R} = 0,73\%$$

$$\Delta x_{900} = 0,88 \text{ cm (tubo sp} = 10 \text{ mm)}$$

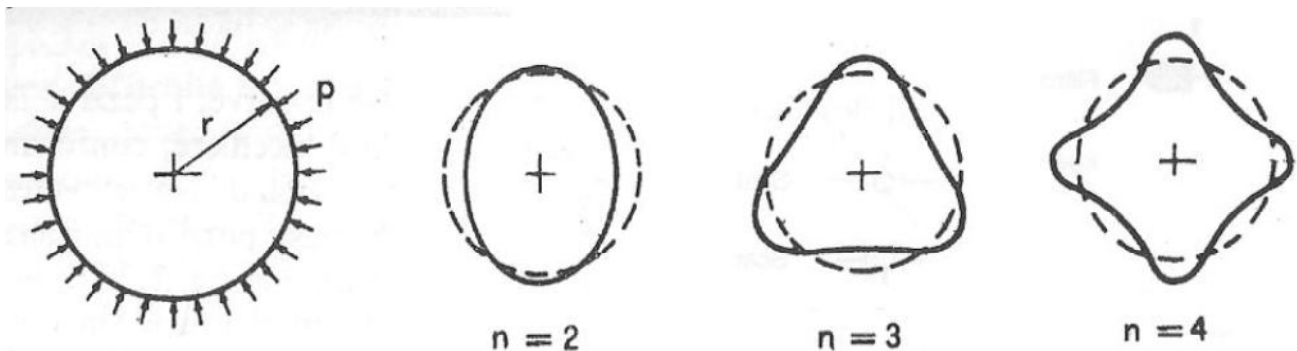
$$\frac{\Delta x}{2R} = 0,96\%$$

Tutti i suddetti valori sono inferiori 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.

1.11. VERIFICA ALL'INSTABILITA' ELASTICA PER DEPRESSIONE INTERNA

La depressione interna è un fenomeno che può verificarsi nelle condotte in esercizio per cause diverse tra le quali le più comuni sono date dal mancato funzionamento delle valvole di sfiato durante le fasi di svuotamento della condotta o svuotamenti eseguiti con eccessiva rapidità.

Queste depressioni non fanno altro che incrementare gli sforzi di compressione dovuti ai carichi agenti sulla tubazione; in questi casi, superato un certo limite il tubo si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si hanno deformazione a tre lobi, ecc.



Questo fenomeno è noto come *buckling*.

Nel caso di condotti perfettamente circolare la pressione critica è data dalla nota formula di Eulero:

$$p_{crE} = \frac{2E}{1 - \nu^2} \left(\frac{s}{D} \right)^3$$

Poiché il tubo interrato non ha una sezione perfettamente circolare, essendo affetto da una certa ovalizzazione, la pressione critica risulta inferiore a quella espressa dalla relazione di Eulero.

Secondo Timoshenko per tubi ovalizzati la pressione critico oltre il quale il meccanismo di *buckling* sui può innescare vale:

$$p_{cr} = \sigma_y \frac{s}{D} + \left(1 + 1,5 \frac{\Delta x}{s}\right) \frac{p_{crE}}{2} - \left\{ \left[\sigma_y \frac{s}{D} + \left(1 + 1,5 \frac{\Delta x}{s}\right) \frac{p_{crE}}{2} \right]^2 - 2 \sigma_y \frac{s}{D} p_{cre} \right\}^{0,5}$$

la verifica risulta positiva se

$$\sigma = \frac{\Delta p D}{2s} + \frac{P_v}{2s} \leq \frac{\sigma_{cr}}{C}$$

dove:

- C coefficiente di sicurezza ≥ 2 ;
- Δp = depressione interna;
- Δx = mm variazione del diametro dedotta con la formula di Spangler;
- N_c = massimo sforzo di compressione semplice dovuto ai carichi agenti;
- $\sigma_{cr} = \frac{p_{crD}}{2s}$ = tensione di compressione critica.

Nel seguito si riportano le depressioni interne massime verificate con coefficiente di sicurezza $C \geq 2$ nelle sezioni più sollecitate (nel resto delle condotte le depressioni interne sopportabili sono ben maggiori):

Diametro tubazione	p_{crE} (MPa)	p_{cr} (MPa)	σ_{cr} (MPa)	σ (MPa)	C	Δp (MPa)
DN 900 (sp=14,2 mm)	1,70	1,51	-48,54	-24,16	2,01	0,61
DN 900 (sp=10 mm)	0,59	0,53	-24,44	-12,17	2,01	0,13

1.12. CALCOLO DELLA PRESSIONE NOMINALE

Come si è visto, i carichi esterni trasmessi dal terreno e dagli eventuali sovraccarichi esterni (statici e dinamici) inducono nella parete del tubo una stato di sforzo che, in fase di esercizio, si va a sovrapporre alla pressione interna.

Il Decreto impone per le tubazioni di grande diametro di tener in considerazione questo effetto nel calcolo della pressione nominale della tubazione mediante l'introduzione della pressione equivalente p_o definita come "la pressione assiale che conferisce al tubo tensioni di trazione massime eguali a quelle determinate in base alle specifiche condizioni" di carico.

Pertanto, determinata la tensione massima di trazione che si manifesta in un dato punto della sezione trasversale del tubo in conseguenza di tutte le sollecitazioni esterni agenti sul tubo, si

può calcolare p_o utilizzando la formula di *Mariotte*:

$$p_o = \frac{2 \sigma_o s}{D}$$

con:

- σ_o massima tensione di trazione dovuta ai sovraccarichi esterni (MPa)
- s spessore della condotta (mm)
- D diametro nominale (mm)

e quindi calcolare la pressione nominale PN:

$$PN = p_e + p_o.$$

Questo valore della PN costituisce l'elemento di base per la scelta dei componenti idraulici interrati (tubazioni, pezzi speciali, ecc.) costituenti le tubazioni destinate all'esercizio in pressione.

Diametro tubazione	p_e (MPa)	σ_o (MPa)	p_o (MPa)	PN (bar)
DN 900 (sp=14,2 mm)	2,54	76,85	2,24	50
DN 900 (sp=10 mm)	1,77	79,60	2,16	40

Secondo il Decreto i risultati delle prove effettuate in stabilimento devono essere valutati con riferimento al valore di PN.

Per il calcolo delle PN delle valvole poiché queste verranno posate esclusivamente all'interno dei manufatti si è fatto riferimento al solo valore di p_e

Diametro tubazione	PN (bar) valvole
DN 900 (sp=14,2 mm)	25
DN 900 (sp=10 mm)	25

Al PN massimo delle valvole maggiormente sollecitate, ai sensi della UNI EN 805, corrisponde una Pressione di Funzionamento Ammissibile

Diametro tubazione	PFA (bar) valvole
DN 900 (sp=14,2 mm)	25
DN 900 (sp=10 mm)	25

La norma UNI EN 1074 - 1 prevede che queste vengano collaudate a una pressione pari al maggiore tra i due seguenti valori:

- 1,5xPFA= 24 bar
- PEA = 25 bar.

Per i tubi e i pezzi speciali in acciaio interrati la norma UNI EN 10024 indica che i componenti idraulici debbano essere collaudati in stabilimento ad una pressione di prova pari a:

$$P = \frac{20 ST}{D}$$

dove:

- P è la pressione di prova in bar;
- D è il diametro esterno della condotta (mm);
- T è lo spessore della parete (mm);
- S = 249 MPa corrispondente al 70% della σ_y .

Diametro tubazione	P (bar) collaudo in stabilimento
DN 900 (sp=14,2 mm)	77
DN 900 (sp=10 mm)	54