

	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 1 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

## RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOLCE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE

**Attraversamento stradale  
Verifica tubo di protezione in acciaio**

**Metodologia di calcolo**

1	Aggiornamento AU 327 per prescrizioni VIA	Costigliola	Olivi	Mattei	Gen. '25
0	Emissione per Autorizzazione Unica	Costigliola	Olivi	Mattei	Giu. '24
Rev.	Descrizione	Elaborato	Verificato	Approvato	Data

	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 2 di 39	Rev. 1	

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

## INDICE

1.	OGGETTO DELLA RELAZIONE	3
2.	GEOMETRIA DELL'ATTRAVERSAMENTO	3
3.	ANALISI DELLE CONDIZIONI DI RESISTENZA	4
3.1	Caratteristiche dimensionali e meccaniche del tubo di protezione	4
3.2	Criteri di analisi	5
3.3	La tensione $\sigma_{z,Ed}$	6
3.4	Modellazione a trave su suolo elastico: $\sigma_{x,Ed}$ e $\tau_{Ed}$	7
3.5	Classificazione della sezione e verifica	9
3.6	Resistenza del tubo di protezione in fase di posa trenchless	9
4.	INTERAZIONI TERRENO- TUBO DI PROTEZIONE	11
4.1	Presupposti di calcolo	11
4.2	Condizioni di posa	12
4.3	Deformabilità del sistema terreno-tubo di protezione	13
4.4	Caratterizzazione del terreno	15
5.	CALCOLO DEI CARICHI SUL TUBO DI PROTEZIONE	18
5.1	Condizioni di carico	18
5.1.1	CARICHI PERMANENTI	18
5.1.2	EFFETTO DEL PESO DEL TERRENO	18
5.1.3	CARICHI VARIABILI VERTICALI	20
5.1.4	EFFETTO DELLE AZIONI SUL TUBO DI PROTEZIONE	22
5.1.5	CARICHI AMBIENTALI	28
5.2	Combinazioni di carico	28
5.3	Entità delle azioni orizzontali sul tubo di protezione	30
6.	SEZIONI DI VERIFICA E RELATIVO STATO TENSIONALE	31
6.1	Flessione e taglio	31
6.2	Tensioni anulari	32
6.2.1	POSIZIONI DI BASE DELL'ANALISI	32
6.2.2	COMPORTAMENTO FLESSIBILE	32
6.2.3	COMPORTAMENTO RIGIDO	36
6.3	Instabilità elastica della sezione	38
7.	ESPOSIZIONE DEI RISULTATI	39

	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 3 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

## 1. OGGETTO DELLA RELAZIONE

Il presente documento descrive presupposti, ipotesi e procedimenti di calcolo relativi alla verifica del tubo di protezione (di seguito "tubo di protezione"), da porre in opera lungo il tracciato della condotta, ove questo prevede l'attraversamento di infrastruttura stradale. Il manufatto di protezione chiuso è costituito da tubo in acciaio in grado di contenere completamente la tubazione di linea e avente funzione di protezione meccanica nei confronti dei carichi esterni.

Le procedure di verifica e l'intera metodologia di calcolo di seguito esposte sono atte a determinare le condizioni tenso-deformative del tubo di protezione, verificandone la resistenza in funzione della tipologia di posa in opera (tecnologia trenchless o posa in trincea a cielo aperto), della profondità di esercizio e dei carichi permanenti e variabili attesi. I relativi presupposti teorici sono basati su riferimenti normativi e bibliografici riportati di seguito nel testo.

Al presente documento è collegata apposita relazione tecnica ed illustrativa, atta ad esporre gli aspetti progettuali, normativi e costruttivi, i dati di base e gli esiti di verifica strutturale, in conformità allo specifico attraversamento stradale in progetto.

## 2. GEOMETRIA DELL'ATTRAVERSAMENTO

La geometria dell'attraversamento è determinata in base alla sezione trasversale ove giace l'asse del tubo di protezione e non in base alla sezione ortogonale all'asse dell'infrastruttura stradale. Tale assunzione, laddove la direzione di posa del tubo di protezione non è ortogonale all'asse stradale, oltre che permettere un'analisi accurata del comportamento tenso-deformativo del tubo, comporta molteplici condizioni a vantaggio di sicurezza, tra cui la maggiore lunghezza di calcolo della carreggiata e relativa amplificazione dei carichi veicolari. Come di seguito maggiormente dettagliato, infatti, la geometria assegnata al modello di calcolo dipende anche dalle modalità con cui la normativa vigente (NTC18<sup>1</sup>) prevede la ripartizione dei carichi sulla sede stradale.

Per la costruzione della geometria dell'attraversamento sono assunte le ulteriori seguenti ipotesi di modello:

- lo sviluppo del tubo di protezione di calcolo è considerato simmetrico rispetto all'asse della sede stradale e di lunghezza totale  $L_T$  non inferiore a 20,50 m (corrispondente agli esiti di validazione della procedura di verifica);
- la lunghezza della sede stradale  $L_2$  è considerata di dimensione minima pari a 6,00 m (il che implica massimizzazione dei carichi veicolari, nei casi di carreggiata di ampiezza inferiore);
- la geometria di calcolo del piano di campagna è determinata in base a valori medi delle quote in intervalli fondamentali (il che permette di analizzare, pur in via semplificata, gli effetti flessionali e taglianti lungo l'asse del tubo di protezione, dati dalla asimmetria del carico geostatico);
- l'analisi è effettuata per due distinte quote di calcolo del tubo di protezione (con tali presupposti il manufatto è verificato in funzione delle più conservative condizioni di carico, permanenti e variabili); con riferimento alla geometria di calcolo del piano di campagna, la profondità della generatrice superiore del tubo è considerata costante e pari:
  - alla massima profondità nel tratto interno ai limiti della infrastruttura stradale,

<sup>1</sup> Decreto Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018, di concerto con il Ministro dell'interno e con il Capo del Dipartimento della Protezione Civile; Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni", emesse ai sensi delle leggi 05/11/1971, n. 1086, e 02/02/1974, n. 64, così come riunite nel "Testo Unico per l'Edilizia" di cui al D.P.R. 06/06/2001, n. 380, e dell'art. 5 del Decreto Legge 28/05/2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27/07/2004, n. 186 e ss.mm.ii.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 4 di 39	Rev. 1

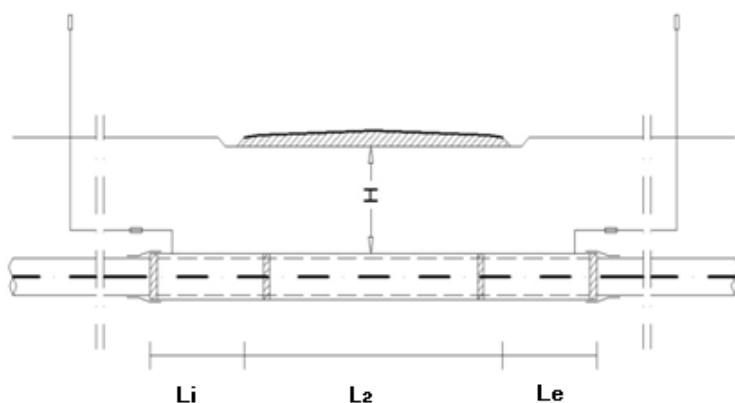
Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

- alla minima profondità nel tratto interno ai limiti della infrastruttura stradale;
- la lunghezza della porzione esterna del tubo di protezione oltre la carreggiata veicolare è posta eguale ad un valore minimo funzione dell'ampiezza della sede stradale.

Il modello geometrico dell'attraversamento, assunto quale riferimento di calcolo è quindi determinato in base alle seguenti lunghezze, considerate in asse alla direttrice del tubo di protezione:

- $L_2 \geq 6,00$  m;
- $L_T \leq 20,50$  m;
- $L_1 = L_i = L_e = (L_T - L_2)/2 \leq 7,25$  m.

Come detto, la geometria è strutturata secondo quanto disposto dalle NTC18, ai fini di combinazione delle azioni variabili da traffico veicolare [→ 5.1]. Ciò prescinde dalla effettiva suddivisione interna della carreggiata stradale (numero di corsie, presenza di spartitraffico, ecc.).



La larghezza  $L_2$  della carreggiata stradale è conseguentemente divisa in corsie convenzionali e aree rimanenti. Alle corsie convenzionali vengono associate colonne di carichi mobili aventi larghezza di ingombro pari a 3,0 metri (in conformità a NTC18, § 5.1.3.3).

Ne segue che, data  $L_2$ , si prevede un numero di corsie convenzionali  $n = \text{INT}(L_2 / 3,0 \text{ m})$ ; gli spazi rimanenti, che separano tra loro le

corsie e le delimitano all'esterno, hanno larghezza in metri  $l$ , costante per ciascuno, data da  $l = [L_2 - (n \cdot 3,0 \text{ m})]/(n+1)$ .

La profondità  $H$  del tubo di protezione (copertura) è intesa al netto della sovrastruttura stradale [→ 5.1]. Per la profondità di posa minima, riferita alla generatrice superiore del tubo di protezione, si assume  $H_{\min} = 1,00$  m; considerato lo spessore della sovrastruttura stradale la copertura minima corrisponde sostanzialmente a 1,50 m dal piano di rotolamento.

Il tubo di protezione è rappresentato mediante discretizzazione in 42 nodi (di cui due di estremità), ciascuno distante dall'altro  $\Delta x = L_T/41$ , e, di conseguenza, da 41 conchi intermedi.

### 3. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI RESISTENZA

#### 3.1 Caratteristiche dimensionali e meccaniche del tubo di protezione

Nella procedura di calcolo vengono utilizzati specifici valori atti a rappresentare le caratteristiche meccaniche del tubo di protezione. Il dato fondamentale è il DN del tubo di protezione sottoposto a verifica. Una volta assegnato il DN di progetto, vi si associano tutti i dati dimensionali e meccanici necessari alle procedure di verifica strutturale, più altri valori utili per l'analisi di deformabilità del sistema terreno-tubo di protezione.

Vengono definite contestualmente la tensione di calcolo  $f_{yd}$  e la classe della sezione. Secondo NTC18, la resistenza di calcolo in termini tensionali è data da  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$ , con  $\gamma_{M0} = 1,05$ . La procedura di calcolo prevede un coefficiente di sicurezza apposito (non inferiore a questo), che può essere conforme a specifiche indicazioni di normative nazionali e/o internazionali, applicabili ai casi di trasporto di fluidi combustibili.

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 5 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

Per quanto attiene alle verifiche di instabilità della sezione, in relazione alla classe di snellezza, si rimanda a successivo paragrafo [→ 3.5].

### 3.2 Criteri di analisi

La deformabilità del sistema terreno-tubo costituisce il fattore condizionante per lo sviluppo dell'analisi. Essa si concretizza in una distinzione generale dei possibili approcci teorici di verifica di una generica tubazione interrata, che si distinguono in base alla seguente classificazione:

- comportamento rigido del tubo di protezione;
- comportamento flessibile del tubo di protezione.

Le tubazioni a comportamento flessibile sono modellate in base alla deformazione e per esse valgono specifici approcci semisperimentali. Le tubazioni a comportamento rigido sono modellate in base allo stato tensionale in esse indotto e per esse valgono approcci più rigorosi, comunque elaborabili in formulazioni di calcolo in forma chiusa.

Tale classificazione ed i conseguenti criteri di verifica discendono dalla possibilità di procedere speditamente al riscontro della sussistenza di un adeguato fattore di sicurezza rispetto ai due possibili meccanismi di crisi associati. L'attestarsi di condizioni di comportamento rigido o flessibile dipende dalla deformabilità del sistema terreno-tubazione e quindi dai valori di rigidezza dei due mezzi; per cui la verifica statica consiste nell'accertare che i carichi agenti provochino sollecitazioni e deformazioni ammissibili, secondo la seguente casistica:

- se il tubo di protezione è molto rigido (in relazione al terreno), la verifica è soddisfatta quando lo stato di coazione interno è inferiore alle sollecitazioni massime compatibili con la resistenza (o, con più antico criterio, se le tensioni indotte sono inferiori a quelle ammissibile nel materiale);
- se il manufatto di protezione è fortemente deformabile (in relazione al terreno), la verifica è soddisfatta se la deflessione diametrale (ovalizzazione) è compatibile con i vincoli di progetto (o con valori limite ritenuti ammissibili) e non si ha schiacciamento per instabilità elastica.

L'approccio utilizzato discende da una semplificazione di un più complesso problema strutturale e risponde all'esigenza, sviluppatasi nel Novecento, di fornire formulazioni speditive per la verifica. Ciò è valso fino a quando è risultato possibile disporre di sistemi di calcolo in grado di modellare l'intero comportamento strutturale tridimensionale di una tubazione interrata (ad esempio, per mezzo di solutori F.E.M.). In questa ultima ottica, secondo gli Eurocodici e la moderna letteratura tecnica in materia, una tubazione interrata deve essere analizzata anche come trave su appoggi elastici, aventi configurazione tridimensionale. A tal fine, nel modello di calcolo, le proprietà del terreno che costituisce la sede di posa sono conseguentemente rappresentate da molle, disposte radialmente, aventi specifici requisiti di elasticità e plasticità (terreno alla Winkler). L'effetto della inflessione lungo l'asse del tubo di protezione si compone con lo stato tensionale e deformativo correlato al comportamento rigido o flessibile della sezione trasversale.

A tal fine, volendo eseguire (secondo Eurocodici e NTC18) la verifica della tubazione allo stato limite ultimo in campo elastico (condizione che permette di non dar luogo a verifiche allo stato limite di fatica ed è ammessa per tutti i tipi di sezione, qualunque sia la classe, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sole sezioni di classe 4), si applica il criterio Von Mises/Huber Hencky:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq f_{yd}^2$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della massima tensione normale avente direzione parallela all'asse del tubo di protezione, dovuta al momento flettente agente nel piano della sezione trasversale, correlata alla inflessione Winkler lungo l'asse della tubazione;

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 6 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

- $\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della massima tensione normale interna alla parete, avente direzione ortogonale all'asse del tubo di protezione e giacente nel piano della sezione anulare, dovuta ai carichi che la circondano e correlabile alla deformazione della sezione stessa;
- $\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale massima presente nel piano della sezione trasversale del tubo di protezione, anch'essa, come la prima, dovuta alla inflessione Winkler lungo l'asse della tubazione.

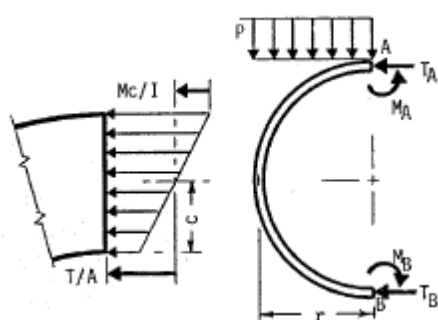
Si osserva che lo stato limite ultimo di rottura (o di collasso) corrisponde al raggiungimento della massima capacità di resistenza, oltre le quali la crisi ha carattere irreversibile; per cui si potrebbe ammettere anche una adeguata plasticizzazione del tubo di protezione. Ma se la relativa verifica è condotta, per scelta progettuale, in campo elastico (analizzato sulla base del valore amplificato delle azioni e secondo specifiche combinazioni di azioni), gli stati limite ultimi per deformazione plastica limite da trazione e per fatica possono essere non considerati (sia in ragione dell'analisi elastica prevista per la verifica dello stato limite ultimo di rottura, sia in ragione dell'assenza di carichi ciclici proporzionati a quelli che possono essere considerati, in via prudenziale, per determinare le condizioni di resistenza). In altri termini, l'analisi condotta sulla base di azioni cautelative consente di non considerare specifici aspetti, che nel caso specifico di tubazione interrata, in realtà, sono di norma trascurabili.

Nell'impostazione "storica" del problema, la tensione normale  $\sigma_{x,Ed}$  e la tensione di taglio  $\tau_{Ed}$  sono del tutto ignorate negli approcci sviluppati sulla base dei meccanismi di crisi locali della sezione anulare di tubazioni interrate (comportamento rigido o flessibile del tubo di protezione). La modellazione a trave su suolo elastico, mediante discretizzazione in elementi finiti, permette, invece, di determinare le relative sollecitazioni ed il loro effetto in termini tensionali, in un numero determinato di nodi. Tale analisi, inoltre, permette una articolata composizione dei carichi da traffico (secondo NTC18), necessaria per determinare le forze che agiscono lungo l'intero asse del tubo di protezione (compresi i tratti esterni alla carreggiata) e per dar luogo alle varie combinazioni (previste dalla stessa norma), disponendo i carichi stessi secondo molteplici accoppiamenti di corsia.

D'altra parte è noto che gli approcci sviluppati sulla base dei meccanismi di crisi sono concentrati sulla stima della  $\sigma_{z,Ed}$ , oltre che sulla entità della ovalizzazione, in quanto esse sono state determinate sulla base dell'ipotesi che solo queste siano le grandezze effettivamente dimensionanti. In condizioni ordinarie, la composizione della tensione normale  $\sigma_{x,Ed}$  e della tensione di taglio  $\tau_{Ed}$  vale non oltre il 15% della resistenza di calcolo  $f_{yd}$ , ma nel caso di terreni molto deformabili (a cui possa attribuirsi, ad esempio, modulo di Winkler estremamente basso, come limi plastici), la tensione  $\sigma_{x,Ed}$  può assumere maggior rilievo e l'inflessione del tubo di protezione risultare estremamente accentuata lungo il proprio asse. In linea generale, tali effetti possono essere anche molto rilevanti, in termini di verifica di resistenza, nel caso in cui si manifesti una variazione di rigidità del terreno lungo l'asse di posa; tale condizione, tuttavia, in circostanze ordinarie, soprattutto in ragione della esiguità dei tratti di tubo di protezione esterni alla carreggiata stradale, può essere ignorata.

Per trasporre tali considerazioni nel modello di calcolo è affrontato separatamente il problema nel piano della sezione trasversale, per determinare  $\sigma_{z,Ed}$  indipendentemente dall'analisi flessionale del tubo, considerato in precedenza come elemento monodimensionale (cioè la deformazione dell'asse è trattata distintamente dalla deformazione della sezione e senza influenza reciproca).

### 3.3 La tensione $\sigma_{z,Ed}$



La tensione  $\sigma_{z,Ed}$ , dovuta ai carichi che circondano la sezione anulare e alla deformazione della sezione stessa, ha direzione tangenziale rispetto al raggio medio e si esplica lungo tutta la circonferenza,



	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 7 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

all'interno dello spessore del tubo di protezione, in ragione dei carichi che localmente agiscono direttamente sul tubo (superiori, laterali, inferiore).

In merito allo studio delle sollecitazioni giacenti nel piano della sezione occorre valutare in premessa se l'analisi dell'equilibrio e delle sollecitazioni può essere condotta in condizione indeformata (analisi del 1° ordine) o meno.

Secondo le NTC18, l'analisi può condursi con riferimento alla sezione indeformata nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura. Un approccio del tutto diverso viene fornito in letteratura e consiste nel verificare che l'ovalizzazione della sezione sia contenuta entro assegnati limiti. Tale condizione è comunque necessaria come verifica allo stato limite ultimo di deformazione, corrispondente al raggiungimento di una eccessiva variazione geometrica della sezione. In realtà tale stato limite dovrebbe essere analizzato sia come condizione ultima sia in condizioni di esercizio: nel primo caso, il materiale deve rimanere nei limiti (da stabilire) per i quali si può procedere ad analisi statica del primo ordine; nel secondo caso, si procede solo a verifica che il tubo si mantenga funzionale (sottoposto a carichi da SLE, quindi non amplificati).

Da tutto ciò discende che occorre predeterminare il comportamento deformativo della sezione trasversale, che è dipendente anche dalle condizioni di posa in opera. Esse hanno, infatti, influenza sui seguenti fattori:

- modalità di calcolo del carico geostatico agente sul tubo di protezione, dovuto all'effetto della colonna di terreno sovrastante;
- modalità di calcolo degli effetti deformativi del tubo di protezione, in relazione alla deformabilità del terreno che lo circonda.

In merito al primo punto, si rimanda ad ulteriori considerazioni che riguardano l'analisi dei carichi. Qui occorre specificare che l'esecuzione del tubo di protezione, per quanto di interesse, è sempre riconducibile ai seguenti due casi:

- esecuzione con tecnologia trenchless, per mezzo di trivella spingitubo;
- esecuzione in trincea, mediante scavi a cielo aperto.

In merito al secondo punto, si ammette che il comportamento statico del tubo di protezione sia condizionato dall'interazione con il terreno, dipendente dalla deformabilità relativa dei due elementi, come in precedenza illustrato. I presupposti per determinare se, ai fini di verifica, tale interazione è rilevante si riconducono al calcolo del coefficiente di elasticità (o di rigidità) in sito ( $R_s$ , "stiffness ratio"), in cui intervengono la rigidità circonferenziale della tubazione ( $S_N$ ) ed il modulo di reazione elastica medio del terreno. Tali aspetti sono trattati in apposito successivo capitolo [→ 4.].

### 3.4 Modellazione a trave su suolo elastico: $\sigma_{x,Ed}$ e $\tau_{Ed}$

La modellazione del tubo di protezione come elemento monodimensionale, di assegnate caratteristiche elastiche, posto su terreno alla Winkler (insieme distribuito di appoggi elastici indipendenti, caratterizzati da una costante di rigidità  $k_w$ ), presuppone:

- un'apposita caratterizzazione del terreno soprastante il tubo di protezione e di quello costituente il piano di posa; condizione utile anche per il calcolo della  $\sigma_{z,Ed}$  [→ 4.];
- il calcolo dei carichi trasmessi dal terreno alla profondità di posa, lungo tutto il tubo di protezione; condizione necessaria anche per il calcolo della  $\sigma_{z,Ed}$  [→ 5.];
- l'implementazione di un metodo computazionale atto ad ottenere risultati numerici del problema analitico, ricordandone i limiti; ossia che se l'elemento trave è caricato in modo eccessivamente uniforme e costante (come potrebbe succedere a grandi profondità) oppure è estremamente rigido rispetto al terreno, il modello porta a cedimenti pressoché costanti e quindi a sollecitazioni

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 8 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

nulle nell'elemento.

Il problema analitico della trave su suolo elastico risulta essere infinitamente iperstatico; per risolverlo si può applicare l'equazione della linea elastica alle derivate quarte. L'equazione differenziale che ne consegue fornisce gli abbassamenti mediante un integrale generale dato da una soluzione omogenea associata, che tiene conto dei vincoli e delle caratteristiche dell'elemento, e da un integrale particolare che soddisfa l'equilibrio. Da tale soluzione discende lo stato di sollecitazione nell'elemento.

La necessità di ricorrere a metodi numerici di soluzione risiede nell'esigenza di rappresentare la presenza contemporanea di molteplici carichi agenti, di forma generalizzate e varia, potendone comporre gli effetti, sia nell'assenza di condizioni al contorno quali vincoli di estremità. Il metodo numerico utilizzato si basa sui lavori di Hetenyi<sup>2</sup> ripresi, illustrati e commentati in "Roark's Formulas for Stress and Strain"<sup>3</sup>, ove sono riportati anche i limiti di applicabilità e le approssimazioni che ne derivano. In particolare, il calcolo viene basato sulle formule per elemento trave ad estremi liberi sia di lunghezza L "finita", sia sulle formule per elemento trave di lunghezza L "semi-infinita". Sulla base dell'ipotesi di rettilineità del tubo di protezione e di altre ipotesi di base [→ 4.], tali classi di formule risultano applicabili e corrette per qualsiasi modulo di reazione del terreno alla Winkler  $k_w$ , rappresentativo delle proprietà elastiche dei terreni, quando il parametro  $\beta \cdot L$  è rispettivamente inferiore o superiore ad un dato valore di controllo (che influenza gli errori di arrotondamento) e forniscono il valore dello spostamento verticale, del taglio e del momento flettente nell'elemento.

Il parametro  $\beta \cdot L$  rappresenta uno dei criteri, proposti in letteratura tecnica, per la valutazione delle condizioni di deformabilità del sistema terreno-tubo di protezione (comportamento rigido o flessibile del tubo). In particolare, le formule utilizzate, sono di forma più semplice che nel caso di lunghezza "finita" e Hetenyi<sup>4</sup> ne ha illustrato, oltre che la validità generale, l'idoneità per la soluzione di elementi su suolo elastico costituiti da cilindri cavi. Essendo  $\beta = (B \cdot k_w / 4 E_t \cdot J_t)^{1/4}$ , nei casi di interesse [→ 4.], al variare delle caratteristiche dimensionali previste per il tubo di protezione e per ordinari valori del modulo di reazione  $k_w$ , tale condizione dipende sostanzialmente dalla lunghezza L.

Il procedimento di calcolo utilizzato è il seguente:

- calcolo delle forze sul tubo alla profondità di posa, mediante discretizzazione in 42 nodi, ove si considera applicata la risultante di tutti i carichi verticali agenti;
- caratterizzazione del terreno mediante modulo di reazione del terreno alla Winkler  $k_w$ ;
- calcolo del parametro  $\beta \cdot L$ ;
- determinazione nei 42 nodi, con le formule citate, delle sollecitazioni di taglio T e momento flettente M, indotte dal sistema di forze in essi contemporaneamente applicato.

Il modulo di reazione del terreno alla Winkler  $k_w$  può essere posto in funzione del modulo di elasticità lineare del terreno stesso in base alla relazione formula di Vesic, rielaborata da Bowles:

$$k_w = E_s / [B \cdot (1 - \mu^2)];$$

dove

- $E_s$ , è il modulo di reazione elastica medio del terreno  $[F/L^2]$ ,
- B, è la larghezza su cui si esplica la reazione di modulo  $k_w$  [L],
- $\mu$ , è il coefficiente di Poisson del terreno (rapporto tra la deformazione assiale di compressione e la dilatazione trasversale associata), considerato omogeneo e isotropo.

Tali grandezze ed i relativi valori considerati nella procedura di calcolo sono illustrati in relazione alle

<sup>2</sup> Hetenyi, M. - Application of Maclaurin Series to the Analysis of Beams in Bending - J. Franklin Inst., vol. 254, 1952.

<sup>3</sup> Young W. C., Budynas R. G. - Roark's Formulas for Stress and Strain - Seventh Edition, Ch. 8, McGraw-Hill, 2002.

<sup>4</sup> Hetenyi, M. - Series Solutions for Beams on Elastic Foundations - ASME J. Appl. Mech., vol. 38, no. 2, 1971. Hetenyi M. - Beams on Elastic Foundation, The University of Michigan Press, 1946.



	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 9 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

modalità di caratterizzazione del terreno [→ 4.].

Una volta identificate le sezioni maggiormente sollecitate a taglio e a flessione, per ciascuna di esse si determinano:

$$\tau_{Ed} = \frac{4 \cdot T}{3 \cdot A} \frac{(R_e^2 + R_e \cdot R_i + R_i^2)}{R_e^2 + R_i^2}$$

$$\sigma_{x,Ed} = M \cdot D_e / 2 \cdot J_f$$

Re, Ri e De sono le grandezze geometriche (raggio e diametro, esterni ed interni) della sezione anulare, A ne è l'area, J<sub>f</sub> è il momento di inerzia.

### 3.5 Classificazione della sezione e verifica

Scopo della classificazione delle sezioni in acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni, sotto l'effetto delle azioni sollecitanti. A seguito della classificazione la verifica di resistenza deve tener conto delle eventuali depurazioni previste per la classe 4, giacché, in questo caso, per determinare la resistenza, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità in fase elastica, nelle parti compresse che compongono la sezione.

Le NTC18 forniscono il metodo di classificazione dipendente dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione. Per le sezioni tubolari occorre confrontare il rapporto D/t con  $\varepsilon^2 = 235 / f_{yk}$ . Segue:

$$D/t \leq 50 \cdot \varepsilon^2 \Rightarrow \text{classe 1}; D/t \leq 70 \cdot \varepsilon^2 \Rightarrow \text{classe 2}; D/t \leq 90 \cdot \varepsilon^2 \Rightarrow \text{classe 3}.$$

L'importanza della classe riguarda i casi di pressoflessione della sezione trasversale e quindi, nel concreto, l'eventuale situazione di spinta longitudinale per i casi di posa trenchless. Per le sezioni di classe 1, 2, 3, si è comunque certi di poter procedere alla verifica in campo elastico (senza tener conto, come detto, della capacità resistiva residua dovuta a fenomeni di plasticizzazione, comunque ammessi in condizioni di SLU), imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura (utile anche per verifiche globali). Occorre verificare che, anche per sezioni di classe 4, eventuali sforzi di compressione agenti in direzione parallela all'asse del tubo di protezione, sarebbero applicati su una sezione sostanzialmente indeformata, tale da non permettere lo sviluppo improprio di possibili fenomeni di instabilità (locali e generali). In alternativa, come previsto dalle NTC18, è possibile riferirsi a caratteristiche geometriche e di inerzia in termini efficaci, atti a rappresentare la sezione.

Per i casi di sezione di classe 4, queste due procedure sono entrambe seguite in fase di calcolo; la prima in termini generali, la seconda, come premesso, per quanto riguarda la verifica della resistenza alla spinta della macchina, nel caso di posa mediante trivella spingi-tubo [→ 3.6].

In particolare, per valutare l'eventuale instaurarsi di instabilità locali è possibile verificare nei confronti della deformazione critica  $\varepsilon_{cr}$ , la deformazione  $\delta/2$ , data dai fenomeni di ovalizzazione [→ 6.3]. La verifica positiva può permettere di escludere fenomeni di indebolimento della sezione, per alterazione sensibile della geometria (pur in assenza di sforzi di compressione assiali), qualunque sia la classe della sezione.

Ciò premesso e valutato, pertanto, con riferimento a quanto esposto in precedenza [→ 3.2], il criterio finale di verifica della resistenza in opera è dato da:

$$\sigma_{tot} \leq f_{yd}.$$

### 3.6 Resistenza del tubo di protezione in fase di posa trenchless

Il manufatto di protezione, disposto mediante trivella spingi-tubo, viene verificato assialmente per

	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 10 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

determinare la pressione che la massima spinta della macchina può trasmettere sulla sezione d'acciaio durante le operazioni di infilaggio nel terreno, dalla relativa stazione.

Il criterio finale di verifica è dato dalla forza di compressione di calcolo  $N_{Ed}$  che deve rispettare la condizione

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd},$$

con  $A$ , area di acciaio della sezione trasversale del tubo di protezione, pari al valore base  $A_b$ , per le sezioni di classe 1, 2 e 3 e, nel caso di sezioni di classe 4 (sezioni snelle, che potrebbero non sviluppare la resistenza allo snervamento), pari al corrispondente valore efficace  $A_{eff}$ .

La forza di compressione di calcolo  $N_{Ed}$  è pari alla pressione di spinta massima trasmessa dalla trivella, in condizioni di equilibrio della resistenza (concettualmente dovuto all'arresto temporaneo dell'avanzamento oppure allo spunto d'avvio delle operazioni, sia esso relativo all'inizio della esecuzione o in fase intermedia). Tale condizione limite permette di trascurare la coesistenza delle tensioni dovute ai carichi verticali e all'eventuale contemporaneo svilupparsi del processo deformativo di ovalizzazione della sezione (comunque sottoposto a verifica, con apposita procedura [→ 6.3]).

Poiché l'azione di compressione assiale è l'unica che si esplica, in base alle ipotesi operate (trascurando il peso proprio del tubo di protezione ed ogni effetto d'attrito),  $N_{Ed}$  si considera carico permanente compiutamente definito, comprensivo dei fattori di amplificazione previsti dalle NTC18 per tale specifico caso; per cui si applica, sul valore nominale della spinta esercitata ordinariamente dalla macchina  $N_k$ , il coefficiente  $\gamma_{G2} = 1,3$  per gli SLU (NTC18, § 2.6.1.). Da cui:

$$N_{Ed} = \gamma_{G2} N_k$$

Nel caso di sezione di classe 4, le NTC18 pur fornendo un metodo per classificare le sezioni cave circolari, non danno particolari indicazioni per il calcolo delle proprietà efficaci richieste in fase di verifica, rimandando ad Eurocodice. La UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6 ("Resistenza e stabilità delle strutture a guscio"), indica come metodo principale la modellazione numerica per elementi bidimensionali piani o curvi e l'utilizzo di programmi di calcolo che possano tener conto dell'instabilità locale delle membrature.

In alternativa a tali indicazioni, si può ricorrere ad analisi sperimentali, quali il metodo proposto dal codice AISI<sup>5</sup>, che fornisce le indicazioni per il calcolo delle proprietà efficaci in compressione ( $A_{eff}$ ) ed in flessione ( $W_{eff}$ ) delle sezioni. Il metodo adottato dal codice AISI è basato su risultanze sperimentali e risulta applicabile per profilati cavi. Per determinare  $N_{c,Rd}$  si può quindi assumere, anche a vantaggio di sicurezza, una sezione con  $A_{eff}$  ridotta, attribuendovi lo stesso diametro medio  $D$  di quella effettiva e spessore ridotto  $t_{eff}$ , da cui l'espressione:

$$A_{eff} = \pi \cdot D \cdot t_{eff}$$

in cui lo spessore ridotto, varia al variare del rapporto  $D/t$  e per sezioni superiori a 800, per le quali può usualmente presentarsi la condizione per cui la sezione può corrispondere a classe 4, risulta non inferiore al 73% dello spessore del tubo.

Procedendo per altra via, semplificando le procedure iterative proposte in Eurocodice per profili cavi in genere, occorre calcolare  $\lambda_p = D / (56,8 \cdot \varepsilon \cdot t)$ , con  $\varepsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$ , come da NTC18. In base a tale criterio, se e solo se  $\lambda_p > 0,673$  si assume un diametro medio ridotto, inteso come elemento di sezione fittizia non resistente, pari a  $D_{NR} = (1-\rho) \cdot d$ , con  $d = D - 3 \cdot t$  e con  $\rho = (\lambda_p - 0,22) / \lambda_p^2$ .

Segue che l'area efficace è data da  $A_{eff} = \pi \cdot (D - D_{NR}) \cdot t$  e lo spessore efficace che fornisce l'area

<sup>5</sup> American Iron and Steel Institute, "North American Specification Steel Structural Members Commentary", C4.1.5., "Closed Cylindrical Tubular Sections"; S100-2007.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 11 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

equivalente è dato da  $t_{eff} = A_{eff} / (\pi \cdot D)$ .

Per i tubi di protezione ordinariamente utilizzati, potenzialmente corrispondenti a sezione di classe 4, si ha il seguente quadro di confronto:

DN	$f_{yk}$	$\varepsilon$	D	t	d	$\lambda$	$\rho$	D <sub>NR</sub>	$A_{eff}$	$t_{eff}$	$t_{eff}/t$
mm	N/mm <sup>2</sup>		mm	mm	mm			mm	mm <sup>2</sup>	mm	
900	450	0,723	907,6	19,6	848,8	1,055	0,750	212,0	42828,9	15,02	0,77
1050	450	0,723	1061,4	22,8	993,0	1,061	0,747	251,2	58034,6	17,40	0,76
1200	450	0,723	1210,2	25,9	1132,5	1,065	0,745	288,9	74959,8	19,72	0,76
1400	450	0,723	1408,2	29,8	1318,8	1,078	0,738	345,2	99517,0	22,49	0,75
1600	450	0,723	1593,8	31,8	1498,4	1,148	0,704	443,3	114940,8	22,96	0,72

Dal confronto tra i due criteri di valutazione esposti, segue che, ai fini di calcolo per la verifica di resistenza del tubo di protezione in fase di posa trenchless, per i tubi di protezione corrispondenti a sezione di classe 4, si assume cautelativamente  $t_{eff} = 0,70 \cdot t$ .

## 4. INTERAZIONI TERRENO- TUBO DI PROTEZIONE

### 4.1 Presupposti di calcolo

Come introdotto in precedenza, alla base della procedura di verifica adottata sono poste alcune ipotesi, atte a rappresentare i meccanismi deformativi indotti dalla interazione tra terreno e tubo di protezione e a determinare le più appropriate procedure di calcolo del sistema tensionale indotto nel manufatto. In linea generale, il progetto fornisce le informazioni necessarie a rappresentare i fattori che intervengono nella analisi delle condizioni di deformabilità del sistema terreno-tubo di protezione, tuttavia, di norma, non è possibile determinare con esattezza, le caratteristiche meccaniche e le proprietà elastiche del sottofondo stradale e del terreno sottostante, a causa di una serie di condizionamenti oggettivi che ne impediscono una compiuta valutazione. Di conseguenza, gli obiettivi posti alla base del modello di verifica del tubo di protezione sono così articolati:

- identificare le situazioni tipologiche cui rifarsi per la verifica, distinguendo tra loro le pre-condizioni per le quali occorre procedere con approcci diversificati e conseguenti dedicati sistemi di analisi;
- sviluppare l'approccio di calcolo in modo che risulti svincolato dalla compiuta conoscenza delle caratteristiche del terreno, sì da consentire la verifica indipendentemente da dati di dettaglio di natura geotecnica.

Le formulazioni utilizzate discendono dalle seguenti condizioni ed ipotesi, con i limiti noti specificatamente indicati:

- rappresentazione semplificata dell'influenza delle condizioni di posa del tubo di protezione, corrispondenti alle possibili specifiche tecniche esecutive (trincea, trenchless);
- omogeneità e uniformità delle condizioni geotecniche e geomeccaniche lungo tutto lo sviluppo del tubo di protezione;
- ammissibilità delle approssimazioni di calcolo a vantaggio di sicurezza, specificatamente indicate nel presente testo.

La verifica, nell'ambito dei limiti illustrati, consente di determinare le condizioni per cui il tubo di protezione, con appropriati gradi di affidabilità, è in grado di sopportare le azioni e le altre influenze suscettibili di verificarsi durante l'esecuzione e l'utilizzo; ciò corrisponde ai principi generali posti a base delle normative di riferimento e, in particolare, dell'Eurocodice 3: stanti adeguati parametri

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 12 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

cautelativi, "la procedura può limitarsi ad 'accertare che i carichi agenti provochino stati di sollecitazione (oppure tensioni) e deformazioni ammissibili".

Poiché il tubo di protezione non è direttamente coinvolto nel trasporto del prodotto ed è finalizzato esclusivamente a costituire protezione meccanica della tubazione di linea, essenzialmente dai carichi verticali, esso viene verificato in base ad appropriati livelli di affidabilità progettuale, aventi grado di precisione condizionato, ritenuto cautelativo e idoneo al caso. Pertanto, le caratteristiche del terreno possono essere rappresentate in base ai limiti di un appropriato intervallo di sicurezza, entro cui, con buona affidabilità, ricadono i valori che le rappresentano.

Tale criterio è basato su due scenari distinti, applicati a ciascuno dei due modelli associati alla diversa quota di calcolo del tubo di protezione (profondità massima e profondità minima).

Il criterio a due scenari non è seguito quando sono disponibili valori specifici, derivanti da indagini o attestazioni; in questo caso le caratteristiche essenziali del terreno ( $\gamma_{gt}$ ,  $E_s$  e  $\mu$ ) sono assegnate e i due scenari risultano coincidenti.

## 4.2 Condizioni di posa

Le condizioni di posa in opera del tubo di protezione considerate, in attraversamento di infrastrutture stradali, sono:

- esecuzione con tecnologia trenchless, per mezzo di trivella spingitubo;
- esecuzione in trincea, mediante scavi a cielo aperto.

Come già esposto, in linea generale, le condizioni di posa in opera hanno influenza sulle modalità di calcolo del carico verticale superiormente agente sul tubo di protezione e sull'analisi degli effetti di variazione geometrica sotto carico, in relazione alla mutua deformabilità con il terreno che lo circonda.

Il sistema di posa trenchless non comporta uno scarico tensionale nel terreno alla quota di posa del tubo (come può derivare, invece, nel caso di collocazione a seguito di scavo) e il meccanismo di trasmissione dei carichi al terreno sottostante il manufatto può considerarsi indipendente dalla deformazione elastica del tubo di protezione e dalla corrispondente reazione del piano di posa: tubazione e terreno agiscono come un sistema comune nel resistere ai carichi verticali. Il problema, che in base ad una analisi rigorosa sarebbe staticamente indeterminato (giacché l'inflessione del tubo è funzione dell'aliquota di carico che subisce, che, a sua volta dipende della inflessione), può essere affrontato sulla base di valutazioni teoriche suffragate da modelli sperimentali. In questi casi, la differenza rispetto ai casi di posa in trincea si concretizza sostanzialmente nelle modalità di distribuzione al tubo di protezione dei carichi ad esso soprastanti (con effetti indiretti su una minore possibile inflessione lungo l'asse).

Tale condizione è viepiù realistica quanto maggiore è la profondità del manufatto, se le modalità esecutive comportano un "disturbo" marginale nel terreno (come può supporre in un ammasso ben costipato, quale il sottofondo di una sede stradale, attraversato con tecniche di trivellazione assistita da fluidi di perforazione) e la copertura  $H$  sul diametro esterno  $D_e$  del tubo di protezione è superiore ad un dato valore (effetto arco). La validità di tale ipotesi, nell'impostazione classica<sup>6</sup> della sua formulazione di base, si esprime in base alla condizione  $H > 1,5 \cdot (2 \cdot D_e)$ .

Altri approcci empirico-sperimentali, basati sui meccanismi di crisi, tengono conto del fatto che alle modalità esecutive trenchless possono associarsi condizioni di terreno sostanzialmente indisturbato, considerando nel calcolo delle sollecitazioni sulla tubazione interrata l'effetto della coesione, presente negli strati superiori alla quota di posa, non alterata dallo scavo e dal rimaneggiamento del materiale di rinterro. Ciò si attua mediante il ricorso a specifici "coefficienti di carico" che determinano la distribuzione delle azioni verticali sul tubo includendo l'effetto riduttivo della coesione

<sup>6</sup> Terzaghi K., "Theoretical soil mechanics"; John Wiley & Sons, New York, USA, 1943.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 13 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

stessa.

Nella procedura di calcolo, il terreno circostante il tubo di protezione posato con tecniche trenchless è rappresentabile mediante caratteristiche diverse rispetto a quelle adottabili per il materiale di rinterro delle trincee (letto di posa inferiore, rinfiando, riempimento degli scavi a cielo aperto). Eccettuato ciò, la trattazione delle condizioni di resistenza delle tubazioni con posa trenchless può considerarsi praticamente identica a quella per tubazioni con posa in trincea.

#### 4.3 Deformabilità del sistema terreno-tubo di protezione

Il comportamento deformativo-tensionale del tubo di protezione è condizionato dall'interazione con il terreno, e dipende dalla deformabilità relativa dei due elementi. Come in precedenza introdotto, i presupposti per determinare come e in che misura tale interazione sia rilevante, ai fini di verifica, si riconducono al calcolo del rapporto di elasticità (o di rigidità) in sito  $R_s$  ("stiffness ratio"). Ai fini pratici, tale parametro esprime la sussistenza di comportamento flessibile del tubo<sup>7</sup> se, secondo la formulazione utilizzata, risulta

$$N = \frac{E_s}{E_t} \cdot \frac{r^3}{t^3} \geq 1 \text{ (norma italiana)}^8$$

$$R_s = \frac{E_s}{E_t} \cdot \frac{D_i^3}{J_t} \geq 300 \text{ (Watkins-Anderson)}^9$$

con

- $E_t$ , modulo di elasticità dell'acciaio,
- $E_s$ , modulo di reazione elastica del terreno,
- $r$ , raggio medio del tubo,
- $t$ , spessore del tubo,
- $D_i$ , diametro corrispondente all'asse neutro della sezione tubolare trasversale,  $D_i \approx 2 \cdot r$ ,
- $J_t$ , momento di inerzia centrale della sezione tubolare trasversale per unità di lunghezza dell'asse, dato da  $J_t = t^3/12$  [ $L^4/L$ ].

Tale analisi, oltre che essere basata su presupposti teorici non banali, costituisce il presupposto per discernere tra le formulazioni empirico-sperimentali che meglio si adattano al comportamento del tubo di protezione, in relazione ai carichi su di questo agenti e alla interazione che esso esplica con il terreno, in termini di reciproca deformabilità. In tale ottica, il rapporto di rigidità è spesso espresso come  $R_s = E_s/SN$ , con  $SN$  rigidità circonferenziale della tubazione.

I tubi aventi comportamento rigido, in relazione alla deformabilità del mezzo ove sono interrati, possono essere caratterizzati da condizioni di crisi strutturale di tipo "fragile": soggetti a sollecitazione tendono a manifestare tensioni interne critiche, al limite di resistenza, senza deformazioni apprezzabili. Al contrario, i tubi aventi comportamento flessibile, in relazione alla rigidità del terreno, possono essere caratterizzati da condizioni di crisi di tipo "duttile": soggetti a sollecitazione, prima di presentare la crisi strutturale, subiscono consistenti deformazioni geometriche, non compatibili con le condizioni di elasticità del materiale costituente.

Con riferimento alla prima formulazione proposta, a fini statici, si deve considerare un comportamento rigido del tubo di protezione interrato quando  $N < 1$ ; in tal caso le deformazioni

<sup>7</sup> Ulteriore criterio di valutazione della interazione tubo-terreno è dato dal parametro  $\beta \cdot L$ , riferito all'intero sviluppo dell'interramento e non alla sola sezione [→ 3.3].

<sup>8</sup> Norma UNI 7517/76 (ritirata), tuttora ripresa in letteratura tecnica italiana (Pasini, Da Deppo e, in particolare, in Sigmund C., "Eurocodes structural design" – Q.T. 1, Piastre e tubi; Tarcento, Italia; 2014).

<sup>9</sup> Watkins R. K., Anderson L. R., "Structural mechanics of buried pipes"; CRC Press, USA, 2000.



	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 14 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

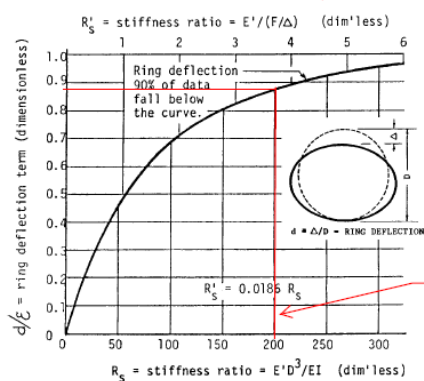
Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

attese nella sezione (ovalizzazione) sono trascurabili in sede di calcolo, e la verifica deve essere eseguita allo stato limite di rottura. Nella condizione di  $N > 1$ , il tubo di protezione interrato si deve considerare in base ad un comportamento flessibile, con aspetti preponderanti in sede di calcolo, che obbligano a specifiche verifiche sia sullo stato limite di deformazione, sia sullo stato limite di rottura. Con riferimento alla seconda formulazione proposta, il rapporto di elasticità (o di rigidezza) in sito  $R_s < 300$  determina che la rigidezza del tubo di protezione contribuisce in modo significativo alla resistenza alla deformazione, e che quindi si è in presenza di una condizione di interrimento in cui la deformabilità del terreno è sensibilmente inferiore alla rigidezza del tubo di protezione; pertanto la verifica deve essere eseguita allo stato limite di rottura, circostanza che si presenta ben prima di una eccessiva deformazione. Nella condizione di  $R_s > 300$ , si determina un comportamento estremamente flessibile del tubo di protezione rispetto condizionato dalla rigidezza del terreno; la deformazione (ovalizzazione) della sezione costituisce il meccanismo di trasmissione degli sforzi di compressione sul terreno, potendosi prefigurare uno stato limite non ammissibile per effetti geometrici sulla sezione.

Se il tubo di protezione non ha comportamento flessibile in relazione al sito, ne segue che la verifica statica risulta soddisfatta quando lo stato di sollecitazione interno è compatibile con la condizione SLU di resistenza: ovvero la resistenza massima sotto carico è limitata da uno stato limite ultimo di rottura senza deformazione significativa della sezione. Se la struttura ha comportamento flessibile in relazione al sito è sempre necessario controllare che la deflessione diametrale sia compatibile con i vincoli di funzionalità e con la condizione SLU di deformazione; se però la deformazione è limitata in un adeguato campo occorre comunque procedere a verifica di resistenza, in base allo stato di sollecitazione.

Come detto, questa analisi ha rilevanza sulle modalità di calcolo delle tensioni tangenziali  $\sigma_{z,Ed}$ , in quanto determina l'adottabilità dei criteri di calcolo disponibili, differenziati in funzione della deformabilità del sistema terreno-tubo di protezione.

se a  $R_s$  è associato un valore elevato, la rigidezza del terreno è rilevante rispetto alla rigidezza del tubo e dunque il tdp presenta comportamento flessibile



per  $R_s = 200$ , la deformazione relativa  $d$  del tdp è pari a circa il 90% della deformazione  $\epsilon$  del terreno

Le circostanze che danno luogo ai risultati di detti criteri di analisi del comportamento del tubo devono essere considerate non precise in assoluto, in ragione delle molteplici ipotesi semplificative che esse presuppongono; ciò sebbene prove sperimentali avvallino la validità dei relativi risultati<sup>10</sup>.

Tra le due formulazioni sussiste un fattore di proporzionalità dei risultati pari circa a 100 (esattamente 96), il che significa che il primo criterio  $N = 1$  coincide con il secondo se il relativo valore  $R_s \approx 100$ ; condizione per cui la deformazione relativa  $d$  del tubo di

protezione è pari sperimentalmente al 70% della deformazione del terreno.

Per questo motivo, con riferimento alle caratteristiche previste per il tubo di protezione di ordinario utilizzo, si sono analizzati i risultati relativi ai valori di  $E_s$  che si ritengono significativi a rappresentare le condizioni di elasticità dei sottofondi stradali "ordinari" [→ 4.4] e si sono determinati i valori teorici di  $E_s$  che danno luogo al limite di comportamento rigido, con il seguente esito:

- per tubo di protezione di DN fino a 400 mm, il comportamento è da ritenersi rigido anche per terreni fortemente costipati;

<sup>10</sup> Per l'immagine (rielaborata) si veda nota precedente.



	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 15 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

- per tubo di protezione di DN tra 450 mm e 600 mm, il comportamento dipende dalle caratteristiche di rigidezza del terreno, anche per terreni non fortemente costipati;
- per tubo di protezione di DN tra 650 mm e 800 mm, il comportamento è da ritenersi rigido anche per terreni fortemente costipati;
- per tubo di protezione di diametro da 900 mm a 1600 mm, il comportamento dipende dalle caratteristiche di rigidezza del terreno, anche per terreni non fortemente costipati.

Per terreni aventi comportamento rappresentabile mediante modulo di reazione elastica  $E_s < 13,3$  MPa i tubo di protezione hanno comunque comportamento rigido, per qualsiasi DN; è quindi possibile, in linea generale, porre tale valore come discriminante di base per definire le modalità di calcolo delle tensioni tangenziali  $\sigma_{z,Ed}$ .

È rilevante che il valore assunto per il modulo di reazione elastica del terreno rappresenti adeguatamente le caratteristiche di questo nell'intorno significativo del tubo di protezione, nell'ipotesi di mezzo omogeneo e isotropo. Il modello di calcolo, quando necessario, pertanto, opera, in via cautelativa e sulla base delle indicazioni di Eurocodice 3, in base ai due scenari descritti [→ 4.1], atti a rappresentare un intervallo logico per le caratteristiche attese del terreno [→ 4.4].

#### 4.4 Caratterizzazione del terreno

Come in precedenza illustrato, le ipotesi di base del modello di calcolo permettono di rappresentare il terreno con un numero limitato di parametri:

- peso dell'unità di volume  $\gamma_{gt}$ ;
- modulo di reazione elastica  $E_s$ ;
- coefficiente di Poisson  $\mu$ .

$\gamma_{gt}$  interviene nel calcolo delle tensioni indotte sul t.d.p. a causa del terreno ad esso sovrastante, alla profondità H della direttrice superiore del manufatto (come già illustrato e successivamente maggiormente articolato, la copertura H è intesa al netto della sovrastruttura stradale, per i tratti di tubo di protezione disposti sotto la carreggiata).

Il modulo di reazione elastica del terreno  $E_s$  è ritenuto costante, in base a valori medi, sulla base dell'ipotesi per cui esso può essere rappresentato come semispazio omogeneo, isotropo, elastico lineare.

Nel caso di posa trenchless,  $E_s$  può considerarsi, per semplicità, immutato rispetto alla condizione precedente alla trivellazione. Con riferimento alla situazione precedente alla esecuzione, maggiore è la profondità di posa (interessando terreni nativi) e minore sarà l'effetto di preparazione del sottofondo stradale (in fase costruttiva) sulla valutazione complessiva media del modulo di reazione elastica.

Per i casi di posa in trincea,  $E_s$  dipende essenzialmente dalla natura del materiale di rinterro e dal grado di compattazione: nell'ipotesi che si ripristinino le condizioni iniziali pre-scavo può ammettersi la costanza di  $E_s$  nell'intorno del tubo e nell'intero ammasso.

La scelta di tale valore è importante in quanto, come detto, salvo casi eccezionali, esso influisce, oltre che sulla determinazione degli effetti flessionali lungo l'asse del tubo di protezione, anche sull'attribuzione delle caratteristiche corrispondenti a comportamento rigido o flessibile del tubo stesso; appare quindi adeguato il descritto approccio cautelativo mediante analisi basata sui limiti di un appropriato intervallo di sicurezza, entro cui, con buona affidabilità, detto valore ricade. Pertanto, laddove il calcolo è basato su due distinti scenari, i valori assunti rappresentano gli estremi

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 16 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

dell'intervallo di proposto in base alle tabelle<sup>11</sup> fornite ad esempio in UNI 11149<sup>12</sup> (questa di seguito riportata) o in AWWA Manual M11 (del tutto analoga)<sup>13</sup>, corrispondenti a condizioni ordinarie di esecuzione delle strade e di preparazione del terreno nativo sottostante.

Densità Proctor	Modulo di reazione del terreno $E_s$ ( $10^6$ N/m <sup>2</sup> )					
	Materiale di riempimento					
	Suolo a grana fine: gruppo 4 con meno del 25% di particelle a grana grossolana	Suolo a grana fine: gruppo 4 con più del 25% di particelle a grana grossolana	Suolo a grana grossolana: gruppo 3 con più del 12% di particelle a grana fine	Suolo a grana grossolana: gruppo 2 con meno del 12% di particelle a grana fine	Suolo a grana grossolana: gruppo 1 con meno del 12% di particelle a grana fine	Roccia frantumata: gruppo 1
	0,34	0,69	0,69			
75% + 78%	1,40	2,80		1,4		
79% + 80%			2,80			
81% + 83%	1,40	2,80		6,90		
84%			6,90			
85%	2,80	6,90		13,80		
86% + 89%			6,90			
90% + 92%				13,80		
93% + 94%	2,80	6,90	6,90		13,80	20,70
95%			13,80			
96%				20,70	20,70	20,70
97%						
98% + 100%					20,70	20,70
	Scaricato alla rinfusa, nessun controllo della densità Proctor					
	Classe N: nessuna compattazione ma controllo della densità Proctor					
	Classe M: media compattazione					
	Classe B: buona compattazione					

Tale classificazione dei sottofondi, trova spesso una applicazione più limitata, in quanto, almeno in linea teorica, il corpo stradale dovrebbe potersi considerare corrispondente alla classifica delle terre prevista dalla norma UNI EN 11531-1 (che sostituisce la CNR-UNI 10006). Le previste prove di carico su piastra, atte a determinare l'idoneità del corpo stradale, analizzano il rapporto pressioni-cedimenti, da cui si può risalire alla capacità portante del terreno. Determinato il cedimento  $f$  corrispondente alla pressione  $p$ , si ottiene il modulo di reazione alla prova  $K = p/f$ . Secondo una correlazione proposta dall'ICAO<sup>14</sup> tra la classifica delle terre e detto modulo, i terreni granulari del tipo A1 e A3 forniscono valori di  $K$  compresi tra 9,0 e 20,0 daN/cm<sup>3</sup>, i terreni A2 valori da 5,0 a 15,0 daN/cm<sup>3</sup>, mentre per i terreni A4, A5, A6, A7, i valori di  $K$  sono molto inferiori (da 1,5 a 6,0 daN/cm<sup>3</sup>). Da ciò segue che, ammettendo di ricavare empiricamente il modulo elastico  $E_s$  del terreno, in daN/cm<sup>2</sup>, mediante la relazione  $E_s \approx 45 \div 52 K$  (derivante dalle dimensioni della piastra e dal modulo di Poisson medio), per  $E_s$  possono sempre attendersi valori medi, rapportati all'intero spessore di copertura,  $E_s \geq 6,75$  MPa (per  $K = 1,5$  daN/cm<sup>3</sup>) e verosimilmente  $E_s \leq 31,20$  MPa (per  $K = 15,0$  daN/cm<sup>3</sup>). A titolo generale, nella simulazione di tubazioni interrato, si tende ad assumere  $E_s = 7,0$  MPa, per terreno normalmente compattato e  $E_s = 23,2$  MPa per terreno eccessivamente compattato,<sup>15</sup> attribuendo il relativo valore all'intero spessore di interesse: appoggio, rinfiacco, riempimento propriamente detto, terreno in sito.

Poiché è una sottostima del valore per  $E_s$  che può costituire l'introduzione di un errore rilevante (si

<sup>11</sup>  $E_s$  è usualmente utilizzato per caratterizzare la pressione orizzontale agente sul tubo interrato ed è pertanto utile a rappresentare le caratteristiche meccaniche del terreno che interessano ai fini di calcolo. Specifici studi (vedi successiva nota 11) consigliano di assumere per l'elasticità del terreno il modulo secante  $M_s$ , derivante da prove sforzi-deformazioni ottenute in laboratorio, e comunque di far coincidere il modulo di reazione superficiale con esso, potendo essere, in linea generale,  $E_s = 0,7 \div 1,5 M_s$ .

<sup>12</sup> UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione - UNI 11149 Posa in opera e collaudo di sistemi di tubazioni di polietilene per il trasporto di liquidi in pressione - Milano, Italia, 2005.

<sup>13</sup> American water works association - "Steel pipe. A guide for design and installation", Manual M11; Denver, U.S., 2004.

<sup>14</sup> International Civil Aviation Organisation; "Normes et pratiques recommandées internationales aérodromes"; 1976.

<sup>15</sup> Harteley J.D., Duncan J.M. - " $E_s$  and its variation with depth"; Journal of Transportation Engineering, ASCE, September 1987.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQR/20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 17 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

dimostra, infatti, che per terreni di bassa rigidezza risultano amplificati i valori risultanti delle tensioni  $\sigma_{x,Ed}$  e  $\tau_{Ed}$  rispetto alla tensione  $\sigma_{z,Ed}$ , ne segue che i valori di riferimento medi assunti per generare due scenari significativi, in base alle indicazioni della UNI 11149, sono  $E_s = 2,8 \text{ Mpa}$  e  $E_s = 20,7 \text{ Mpa}$ .

Si espone in seguito che la procedura di calcolo prevede la possibilità di introdurre un fattore di riduzione locale di  $E_s$  ( $v$ ), assunto in modo da massimizzare gli effetti sul tubo di protezione, in base alle analisi di deformabilità.

Per quanto attiene ai criteri con cui avviene la distribuzione dei carichi e la diffusione degli sforzi che esso subisce (azioni) alla profondità di posa [ $\rightarrow 5.3$ ], il terreno, come già illustrato sulla base delle ipotesi semplificative presentate, è considerato come un semispazio omogeneo, isotropo, elastico lineare. Le principali differenze tra il modello del continuo elastico lineare e i terreni reali sono le seguenti:

- omogeneità; eventuale stratificazione, con differenti rigidezze per strato e non costanza delle rigidezze al variare della profondità in ciascuno di essi;
- isotropia; non eguaglianza delle condizioni elastiche verticali ed orizzontali (il rapporto  $E_v/E_h$ , è di norma maggiore di uno per terreni normalmente consolidati e debolmente sovraconsolidati, mentre è minore di uno per terreni fortemente sovraconsolidati);
- elasticità lineare; la relazione tensione-deformazione è generalmente influenzata dai livelli tensionali (risulta valida solo per argille sovraconsolidate e sabbie addensate, limitatamente a valori molto bassi di tensione).

La non corrispondenza fra le ipotesi del modello e la realtà fisica, porta a risultati dimostratisi non precisi in termini di deformazioni calcolate, ma accettabili limitatamente alla stima delle tensioni verticali. Tuttavia, la norma UNI EN 1295-1:1999 ammette esplicitamente che la pressione esercitata sulle tubazioni interrate da sovraccarichi superficiali, quali, per esempio, quelli dovuti a veicoli, sia calcolata conformemente al metodo basato sulla teoria del semispazio omogeneo, isotropo, elastico lineare, tenendo conto degli effetti dinamici. Ne segue che l'analisi delle modalità con cui le azioni direttamente agenti sulla superficie si possano trasmettere in profondità deriva dalla soluzione analitica, in termini di tensioni e deformazioni indotte, determinata da Boussinesq e dalle successive elaborazioni<sup>16</sup>, di cui costituisce il punto di partenza anche per l'applicazione a casi complessi di carico. Sulla base delle ipotesi di elasticità lineare del mezzo e di sovrapposizione degli effetti, l'approccio di Boussinesq è stato integrato per ottenere le soluzioni relative a differenti condizioni di carico applicato in superficie. La tensione verticale indotta: dipende solo dal "fattore di influenza", indipendente dal carico applicato, calcolabile per ciascun punto sull'asse del tubo di protezione, una volta assegnata la profondità, la natura de carico in superficie e la relativa area di applicazione.

La caratterizzazione del terreno, ai fini di calcolo, comprende anche:

- la stima del modulo di reazione del terreno alla Winkler  $k_w$ ;
- il calcolo del parametro  $\beta \cdot L$ .

Al fine di determinare il modulo di reazione del terreno alla Winkler, occorre una stima attendibile del coefficiente di Poisson  $\mu$ ; dato normalmente assunto in base a indicazioni di letteratura tecnica e generalmente compreso tra 0,1 e 0,4. Nel caso di due scenari di calcolo, il relativo valore è assunto concordemente alla classifica delle terre che dà luogo agli estremi dell'intervallo di calcolo per  $E_s$ .

Per quanto attiene alla relazione che permette di determinare  $k_w$  [ $\rightarrow 3.4$ ], occorre assegnare  $B$ , come larghezza su cui si esplica la reazione. Sulla base di considerazioni geometriche, si assume la larghezza della corda orizzontale inferiore  $B^b$ , sottesa da un angolo di  $120^\circ$ , così rappresentando

<sup>16</sup> Boussinesq J., "Applications des potentiels a l'étude de l'équilibre e du mouvement des solides élastiques"; Gauthier-Villar, Paris, France, 1885. - Poulos H.G., Davis E.H., "Elastic solutions for soil and rock mechanics », John Wiley & Sons, New York, USA, 1974.

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 18 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

l'ampiezza in cui i vettori di reazione del terreno sviluppano prevalente direzione verticale.

## 5. CALCOLO DEI CARICHI SUL TUBO DI PROTEZIONE

### 5.1 Condizioni di carico

#### 5.1.1 CARICHI PERMANENTI

I carichi propri del tubo di protezione coincidono sostanzialmente con il relativo peso in opera, per la determinazione del quale si assume il valore derivante dalle informazioni tecnologiche di produzione. Considerando anche il contributo della protezione esterna contro la corrosione e di eventuali altri dispositivi, con approssimazione ritenuta cautelativa, il peso del tubo nudo  $P$  viene incrementato del 5%. Si considera in via semplificativa che il tubo di linea non dia luogo ad alcuna azione gravitativa sul tubo di protezione. L'azione è quindi data da:

- peso per unità di lunghezza del tubo di protezione,  $G_{1k} = 1,05 P [F/L]$ .

I carichi permanenti non strutturali che agiscono sul manufatto sono rappresentati dal peso del terreno e della sovrastruttura stradale. Tali azioni, come successivamente esposto [→ 5.1.4], presentano modalità di distribuzione in profondità che sono valutate indipendentemente dalle specifiche caratteristiche del terreno.

Secondo le caratteristiche geometriche assunte per rappresentare l'attraversamento [→ 1.2], la sovrastruttura stradale è presente sulla lunghezza  $L_2$ . Il relativo carico agente può essere rappresentato mediante le caratteristiche medie dei cassonetti di pavimentazione per strade extraurbane secondarie (Consiglio Nazionale delle Ricerche, "Catalogo delle pavimentazioni stradali", B.U. n. 178, 1995), costituiti da strato di fondazione (in misto granulare stabilizzato), strato di base e manti bitumati (binder e tappetino di usura), spessore complessivo 50 cm; l'azione elementare, di cui occorre determinare gli effetti sul tubo di protezione, è quindi data da:

- carico distribuito  $G_{2k} [F/L^2]$ , dato da  $G_{2k} = 22,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,50 \text{ m} \approx 11,0 \text{ kN/m}^2$ .

Considerando che, di solito, non si dispone di informazioni dirette sulle caratteristiche del cassonetto di pavimentazione stradale (e di eventuali strati inferiori di stabilizzazione), il carico determinato in base a condizioni ottimali di esecuzione rientra nella casistica delle azioni "compiutamente definite" (cui applicare specifici fattori di amplificazione mediante coefficienti parziali, per la determinazione degli effetti nelle verifiche agli stati limite ultimi, di cui alle NTC18, 2.6.1, comunque a tutela delle relative incertezze).

Sul tubo di protezione, per l'intera lunghezza  $L_T$ , si esplica l'azione dovuta al peso dell'unità di volume  $\gamma_{gt}$  del terreno sovrastante, in base alla copertura  $H$ , al netto dei trattamenti di formazione del cassonetto stradale e dei leganti bituminosi, atti a comporre la pavimentazione. L'azione elementare, di cui occorre determinare gli effetti sul tubo di protezione, è quindi data da:

- carico dovuto al terreno per unità di lunghezza e larghezza del tubo di protezione,  $G_{3k} [F/L^2]$ .

#### 5.1.2 EFFETTO DEL PESO DEL TERRENO

Per quanto attiene agli effetti gravitativi indotti dal terreno, occorre distinguere tra due condizioni esecutive.

Nei casi in cui la collocazione del tubo avvenga mediante tecnologie che non prevedono scavo a cielo aperto ma infissione mediante trivella spingitubo, quindi con contatto continuo con il terreno, quest'ultimo, in condizioni di esercizio, esercita un relativo effetto di pressione lungo l'asse. Per i casi in cui l'esecuzione avvenga mediante scavo di trincea, posa su adeguato letto di posa, rinfilanco, pre-rinterro e successivo rinterro, con ripristino della sovrastruttura stradale, il carico gravitativo del terreno in condizioni di esercizio è da considerarsi interamente presente sul tubo di protezione. Sono disponibili in letteratura molteplici studi che mostrano come, pur al variare

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 19 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

dell'ampiezza di scavo, purché in trincea larga (caso che corrisponde alle pratiche applicazioni), al diametro ed alla profondità, la variazioni del carico dovute al rinterro si discostano solo marginalmente dalla condizione originaria, rappresentabile mediante il peso della colonna di terreno che insiste sul tubo; numerose esperienze potrebbero far concludere che, in determinate condizioni, il carico sul tubo di protezione, per i casi di scavo con trincea larga, può addirittura assurgere a valori maggiori di quanto corrispondente alla condizione geostatica indisturbata. Ai fini di semplificazione dell'analisi si considera che il peso dei volumi disposti a riempimento della trincea di scavo corrisponda a quello originale e che l'andamento delle tensioni geostatiche e delle caratteristiche meccaniche del mezzo nell'intorno del tubo di protezione, aventi effetto su di esso, siano del tutto ripristinati a seguito del rinterro e del relativo idoneo costipamento.

La condizione esecutiva di posa senza scavo a cielo aperto merita una apposita valutazione del carico dovuto al terreno soprastante il tubo di protezione in opera. In tale circostanza si può fare riferimento alle ipotesi secondo le quali lo stato di stress indotto, può essere determinato con un modello di calcolo, ad esempio il modello di Terzaghi<sup>17</sup>, che ipotizza come il terreno si assesti lungo due piani verticali posti a distanza dipendente dal diametro del cavo, senza instabilizzazione della colonna verticale direttamente sovrastante. Come già introdotto, ne segue che il carico reale sopportato dal manufatto può essere considerato minore di quello geostatico, in virtù dell'effetto arco, il cui esplicarsi può supporre coerente per le caratteristiche di un ammasso ben costipato, quale il sottofondo di una sede stradale, attraversato con tecniche di trivellazione, se la copertura H sul diametro esterno  $D_e$  del tubo di protezione è superiore ad un dato valore (indicativamente  $H > 1,5 \cdot 2 \cdot D_e$ ). La letteratura specializzata offre diversi metodi per la determinazione del carico agente sulla corona di un cavo rivestito posto a diverse profondità, in relazione alle caratteristiche del terreno. Facendo riferimento alla teoria di Marston-Spangler<sup>18</sup> (estendibile a tutti i casi di tubazione flessibile o rigida, purché il terreno sia ben compattato<sup>19</sup>), si determinano le modalità di calcolo attinenti alla condizione in cui non viene intaccato in modo diretto il prisma di terreno soprastante la tubazione; la tensione verticale  $\sigma_v$ , presente in profondità per effetto di  $G_{3k}$ , può quindi essere espressa con l'introduzione di un appropriato coefficiente  $C_d$ :

$$\sigma_v = C_d \cdot (\gamma_{gt} \cdot D_e - 2 \cdot c).$$

Trascurando, a vantaggio di sicurezza, il contributo della coesione del terreno  $c$ ,  $\sigma_v$  risulta dipendere solo da diametro esterno  $D_e$  e dal coefficiente  $C_d$ , dato da

$$C_d = \frac{1 - e^{-2 \cdot K \cdot \psi \cdot \frac{H}{D_e}}}{2 \cdot K \cdot \psi}$$

dove:

- $K$  è correlato alla propensione del terreno alla instabilizzazione,
- $\psi$  è rappresentativo dell'attrito tra il cuneo soprastante il tubo di protezione e l'ammasso indisturbato.

La formulazione adottata nella procedura di calcolo deriva da alcuni adattamenti degli approcci analitici rigorosi, coerenti con le condizioni di interesse per l'analisi (ad esempio, facendo coincidere la distanza tra i piani verticali di assestamento del terreno con il diametro esterno). Ulteriori semplificazioni possono essere introdotte per i parametri  $K$  e  $\psi$ , che, in particolare, sono definiti molto variamente in letteratura. In genere, il fattore d'attrito efficace  $\psi$  può essere stimato in funzione della natura del terreno, della rugosità superficiale esterna del tubo e dalle modalità di installazione del tubo di protezione. Può essere quindi definito come  $\psi = \tan \delta$ , con  $\delta$  angolo di attrito,

<sup>17</sup> Terzaghi K., "Theoretical soil mechanics"; John Wiley & Sons, New York, USA, 1943.

<sup>18</sup> Marston A., "The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments"; Bulletin 96, Engineering experiment station, Iowa State College; Ames, Iowa, USA, 1930. - Spangler M.G., "Pipeline crossing under railroads and highways", Journal American water works association, USA, 1964.

<sup>19</sup> Clarke N.W.B., "Buried Pipelines", McLaren & sons, London, G.B., 1967.



	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 20 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

assunto secondo vari standard (ad esempio lo standard tedesco ATVA 161 e le indicazioni della U.K. Pipe Jacking Association), in funzione dell'angolo d'attrito interno del terreno (rispettivamente pari  $\varphi$  e a  $\varphi/2$ ). Per K si tende ad assumere il valore corrispondente al coefficiente di spinta attiva. Poiché nel prodotto  $K \cdot \psi$  il primo è decrescente in funzione di  $\varphi$  ed il secondo crescente, il risultato è compreso in un intervallo limitato tra  $0,10 \div 0,18$ , per rendere l'analisi incondizionata da specifici dati geotecnici, si ritiene di assumere  $K \cdot \psi = 0,15$ .

Ne segue che, per i casi in cui si prevede esecuzione trenchless, si pone l'effetto di  $G_{3k}$  sul tubo di protezione dipendente dalla profondità solo in relazione alla stima di  $C_d$ . Tale condizione è applicata se la copertura media del tubo, nel tronco di calcolo, è non inferiore al valore limite  $H = 1,5 \cdot 2 \cdot D_e$ . Può quindi aversi una differenziazione negli effetti del terreno tra i due modelli di calcolo del tubo di protezione: profondità massima, profondità minima [→ 2.].

### 5.1.3 CARICHI VARIABILI VERTICALI

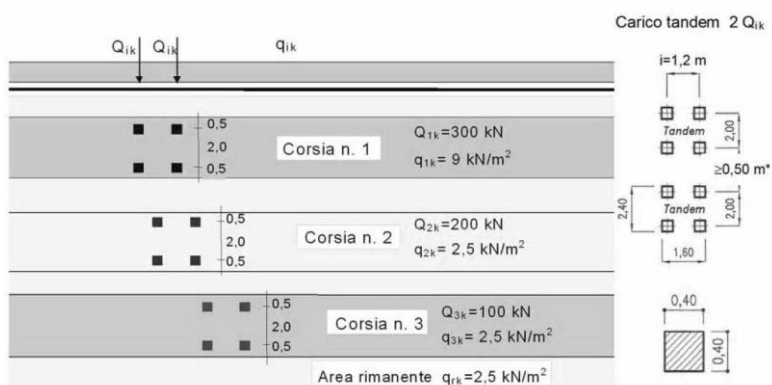
Per i due citati modelli di calcolo, con modalità di distribuzione in profondità che in pratica non dipendono (se non marginalmente, ove si trascuri la coesione) dalle caratteristiche del terreno, il tubo di protezione è interessato da azioni connesse a carichi variabili legati alla specifica collocazione in attraversamento stradale. Al fine di identificare una significativa distribuzione delle azioni variabili da traffico sulla carreggiata stradale, si ritiene utile far riferimento a schemi di carico che siano pienamente codificati, giacché le norme tecniche nazionali disponibili per il progetto delle sovrastrutture stradali da realizzarsi su terreno si basano su considerazioni empirico-teoriche o su spettri di traffico commerciale, quindi senza piena vigenza per quanto di interesse. Per le azioni variabili da traffico veicolare si fa quindi riferimento alle NTC18, come già descritto in merito alla geometria di calcolo [→ 2.].

Nella fattispecie, si fa riferimento agli schemi di carico verticale previsti dalle NTC18 (§ 5.1.3.3), relativi alle azioni su ponti stradali di prima categoria, adattando le prescrizioni ivi contenute per renderle aderenti al caso in studio. In particolare, si considera lo schema di carico previsto per verifiche di carattere globale dei ponti, quindi con riferimento al massimo carico assegnabile (schema di carico 1), in modo da essere comprensivo degli effetti dinamici. La larghezza della carreggiata è divisa in corsie convenzionali e aree rimanenti.

Le corsie di percorrenza veicolare convenzionali hanno larghezza prefissata, cosicché il numero delle colonne di carichi mobili  $n_l$  da considerare è quello massimo compatibile con la larghezza della sede stradale, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm. La larghezza d'ingombro convenzionale  $w$  delle corsie è stabilita per ciascuna colonna pari a 3,0 metri. Nel caso specifico di analisi degli effetti sul tubo di protezione interrato, si assegna l'ampiezza di definizione delle corsie convenzionali alla lunghezza  $L_2$ , comprensiva di banchine e altri elementi planimetrici della infrastruttura viaria.

Lo schema di carico è conseguentemente costituito dalle azioni verticali corrispondenti a:

- due assi in tandem, che danno luogo ad una coppia di carichi ripartiti su impronte di pneumatico (di forma quadrata e lato 0,40 m),
- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_{ik}$ .



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

I nodi centrali delle impronte di carico  $Q_{ik}$ , agenti in ciascuna corsia, sono distanziati di 2,0 m trasversalmente alla carreggiata e di 1,2 m in direzione longitudinale.

Si considera un solo carico di assi tandem per corsia,



	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 21 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

viaggiante secondo l'asse longitudinale della carreggiata e disposto in mediana nella rispettiva corsia.

Come già in precedenza esposto, le corsie convenzionali corrispondenti alle colonne di carico sono disposte in modo da non essere attigue l'une alle altre; gli spazi rimanenti che le separano e le delimitano all'esterno sono considerati di egual larghezza  $l$ . Il numero delle corsie convenzionali è  $n = \text{INT} (L_2/3,0 \text{ m})$ ; gli spazi rimanenti hanno larghezza in metri  $l = [L_2 - (n \cdot 3,0 \text{ m})]/(n+1)$ . È, inoltre, prescritto che la disposizione dei carichi nelle corsie sia determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni; in ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a due; il carico tandem  $Q_{ik}$ , se presente, deve essere considerato per intero.

Nel quadro dell'analisi, appare opportuno sviluppare alcune considerazioni preliminari in merito agli effetti indotti in profondità nel terreno dall'azione rappresentata dal generico carico tandem. Come si è descritto, l'analisi delle modalità con cui le azioni direttamente agenti sulla superficie si possano trasmettere in profondità deriva dalla soluzione analitica, in termini di tensioni e deformazioni indotte, determinata da Boussinesq e dalle successive elaborazioni<sup>20</sup>, che costituisce il punto di partenza anche per l'applicazione a problemi più complessi; sulla base delle ipotesi di elasticità lineare del mezzo e di sovrapposizione degli effetti, l'approccio di Boussinesq è stato integrato per ottenere le soluzioni relative a differenti condizioni di carico applicato in superficie.

Si è detto come occorra ipotizzare che il terreno costituente il supporto della sede stradale ed il ricoprimento del tubo di protezione sia trattabile come semispazio elastico, omogeneo e isotropo, cosicché la tensione verticale indotta a qualsiasi profondità sia indipendente dalle proprietà del mezzo e dal carico litostatico. Ciò premesso, diviene necessario considerare in quale modo i carichi tandem (sostanzialmente concentrati, in quanto ripartiti su impronte quadrate) incidano, seppur in modo approssimato, su tale mezzo, per tramite della sovrastruttura stradale, che, per la sua stessa funzione, opera una preventiva distribuzione, in ragione della sua flessibilità. Le stesse NTC18 (§ 5.1.3.3.3), sebbene comunque nel quadro delle analisi finalizzate alla progettazione dei ponti stradali, introducono il concetto secondo cui, per quanto attiene ai carichi concentrati, deve tenersi in conto il fenomeno di diffusione attraverso la pavimentazione, che si considera avvenire secondo un angolo di 45°. Inoltre, le relative "istruzioni" (Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti, 21 gennaio 2019, C5.1.3.3.5.1), indicano che i carichi verticali da traffico propri dello schema di carico descritto, in corrispondenza di rilevati, terrapieni e, in genere, per quanto riguarda il contatto con il terreno, possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m.

Ne segue che, per non indurre una sovrastima degli effetti indotti dai carichi tandem sul terreno (e conseguentemente sul tubo di protezione, volendo nel contempo generalizzare l'analisi a condizioni medie di rigidità della sovrastruttura stradale, ci si attiene a tale indicazione, assumendo una superficie di carico equivalente, a cui, per semplicità e in via conservativa, si attribuisce larghezza 3,0 m e lunghezza 2,0 m.

Ovviamente, al fine di non minimizzare l'effetto delle azioni, le aree equivalenti di distribuzione dei carichi tandem si considerano centrate sulla proiezione in superficie della direttrice di posa del tubo, mantenendo detta direttrice in posizione mediana rispetto al rettangolo di ripartizione. Le sovrappressioni indotte nel terreno sono calcolate alla profondità  $H$  del tubo di protezione, riferita alla generatrice superiore del manufatto.

Da tutto ciò segue che la carreggiata si considera sottoposta a tre tipi di carichi variabili, rappresentativi del traffico veicolare:

- carico distribuito sull'intera larghezza e indefinito in lunghezza, pari a  $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$ ;

<sup>20</sup> Boussinesq J., "Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques", Gauthier-Villar, Paris, France, 1885. Newmark N.M., "Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations", Univ. of Illinois Eng. Experiments Sta. Cir. n. 24, 1935. Poulos H.G., Davis E.H., "Elastic solutions for soil and rock mechanics", John Wiley & Sons, New York, USA, 1974.

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 22 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

- carico distribuito sulla larghezza convenzionale di una specifica corsia e indefinito in lunghezza, pari a  $q_{1k} = 6,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- carichi distribuiti sulla larghezza convenzionale delle corsie e di lunghezza 2,0 m, centrati rispetto alla direttrice del tubo di protezione, rispettivamente pari a

$$q(Q_{1k}) = 100,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q(Q_{2k}) = 66,67 \text{ kN/m}^2$$

$$q(Q_{3k}) = 33,33 \text{ kN/m}^2$$

Essendo individuate più corsie convenzionali, ferma restando l'azione verticale distribuita sull'intera carreggiata  $q_{rk}$ , la condizione di carico per singole corsie non è univoca e occorre predeterminare l'assetto che induce i maggiori effetti flessionali e taglianti nel tubo di protezione, componendo i contributi derivanti dalle possibili disposizioni dei carichi  $q(Q_{ik})$  e di  $q_{1k}$ , quest'ultimo associato in corsia con  $q(Q_{1k})$ .

La semplificazione introdotta, consistente nell'associare  $q_{1k}$  al valore  $6,5 \text{ kN/m}^2$  con la corsia ove si considera agente il carico  $Q_{1k}$ , attribuendo  $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$  all'intera carreggiata, non comporta una alterazione degli effetti sul tubo di protezione, anche in ragione dei coefficienti con cui carichi distribuiti sulla carreggiata e carichi tandem intervengono nella definizione delle combinazioni di carico.

#### 5.1.4 EFFETTO DELLE AZIONI SUL TUBO DI PROTEZIONE

Il calcolo delle sovrappressioni indotte dai carichi di estensione limitata  $q(Q_{ik})$  deriva dall'integrazione delle equazioni di Boussinesq su un'area rettangolare di dimensioni  $L \times B$ . Le soluzioni disponibili in forma chiusa forniscono i valori della tensione indotta lungo la verticale che passa per uno degli spigoli dell'area di carico, a profondità  $z$ . Esse permettono, sfruttando il principio di sovrapposizione degli effetti, di calcolare le sovrappressioni indotte in qualunque punto del semispazio, mediante composizione di aree rettangoli di carico (anche fittizie).

Dette soluzioni, avendo origine comune nella forma dovuta a Newmark<sup>21</sup>, sono state determinate mediante svariate elaborazioni, al fine di renderle indipendenti da determinate condizioni (rapporto tra le dimensioni dell'area rettangolare) e sono state pertanto proposte in forme differenziate, oltre che con diversi contributi del fattore trigonometrico.

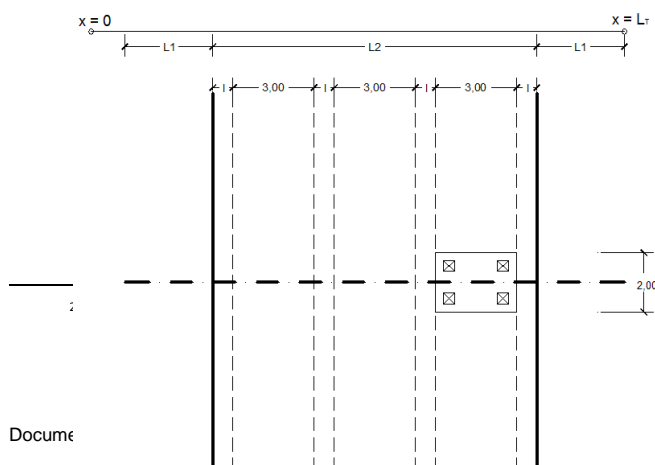
Si utilizza la seguente formulazione:

$$p_{z(L;B)} = \frac{q}{2 \cdot \pi} \cdot \left[ \arctg\left(\frac{L \cdot B}{z \cdot R_3}\right) + \frac{L \cdot B \cdot z}{R_3} \cdot \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2}\right) \right]$$

con  $R_1 = (L^2 + z^2)^{0,5}$ ;  $R_2 = (B^2 + z^2)^{0,5}$ ;  $R_3 = (L^2 + B^2 + z^2)^{0,5}$ .

Tale soluzione può essere espressa mediante il fattore di influenza  $I_q$ , determinabile per le varie profondità  $z > 0$  e al variare di  $x$ :

$$p_{z(L;B)} = q \cdot I_{z(L;B)}$$



Per determinare la tensione indotta in un punto del semispazio alla profondità  $z$ , sulla verticale di un punto non coincidente con lo spigolo del generico rettangolo di carico ( $L = 3,0 \text{ m}$ ;  $B = 2,0 \text{ m}$ ), si procede per sovrapposizione di effetti di superfici rettangolari. Indicate con progressivi interi le corsie ( $r = 1, 2, 3, \dots, n$ ) secondo le  $x$  crescenti, posto  $r_m = L_1 + r \cdot l + (r-1) \cdot 3,0 \text{ m}$

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 23 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

(→ App. 2), si distinguono tre segmenti di calcolo:

- per  $0 \leq x \leq r_m$ ;
- per  $r_m \leq x \leq r_m + 3,0 \text{ m}$ ;
- per  $r_m + 3,0 \text{ m} \leq x \leq L_T$ .

Se il punto di calcolo R è esterno al rettangolo di carico, la relativa tensione indotta risulta dalla somma algebrica delle sovrappressioni indotte da rettangoli opportunamente scelti, sempre con vertice in R. Se R è interno al rettangolo di carico, la relativa tensione indotta risulta dalla somma delle tensioni indotte in R dalle superfici in cui esso scompone il rettangolo di carico. Ne segue:

- per  $0 \leq x \leq r_m$ , 
$$I_{z(3,0;2,0)} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot 2 \cdot [I_{z(r_m+3,0-x;1,0)} - I_{z(r_m-x;1,0)}];$$
- per  $r_m \leq x \leq r_m + 3,0 \text{ m}$ , 
$$I_{z(3,0;2,0)} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot 2 \cdot [I_{z(r_m+3,0-x;1,0)} + I_{z(x-r_m;1,0)}];$$
- per  $r_m + 3,0 \text{ m} \leq x \leq L_T$ , 
$$I_{z(3,0;2,0)} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot 2 \cdot [I_{z(x-r_m;1,0)} - I_{z(x-r_m-3;1,0)}].$$

Si riscontra che, al variare di  $x$ , i tre casi in realtà coincidono in unica formulazione, in virtù dei segni e della proprietà della tangente. Al variare di  $r$ , si individua in tal modo la tensione indotta  $p_z$  lungo l'asse  $x$  del tubo di protezione, per qualunque disposizione dei carichi  $q(Q_{ik})$  sulle corsie, determinando il caso più sollecitante mediante la relativa composizione.

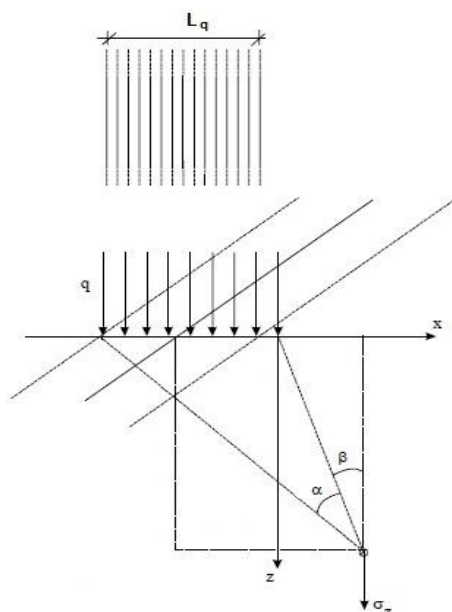
Per quanto riguarda, invece, i carichi variabili  $q_{rk}$  e  $q_{1k}$ , ed il carico distribuito permanente  $G_{2k}$ , dato dalla sovrastruttura stradale, le relative sovrappressioni lungo l'asse del tubo di protezione, alla generica profondità  $z$ , possono anch'esse essere calcolate sulla base delle ipotesi di elasticità lineare del mezzo e di sovrapposizione degli effetti, secondo sviluppi dell'approccio di Boussinesq.

In particolare, si fa riferimento al caso di carico verticale uniforme su una data larghezza (intera carreggiata e singola corsia) ed infinitamente esteso in direzione ortogonale all'asse della stessa.

L'incremento di tensione verticale  $p_{z(q)}$  che viene indotta nel terreno lungo la direzione ortogonale alla striscia indefinita di carico di larghezza  $L_q$ , questa pari rispettivamente a  $L_2$  per le azioni  $q_{rk}$  e  $G_2$ , e a 3,0 m per l'azione  $q_{1k}$ , varia con  $x$ , dove  $0 < x < L_T$ , ed è data da:

$$p_{z(q)} = \frac{q}{\pi} \cdot [\alpha + \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2 \cdot \beta)]$$

con  $\alpha$  e  $\beta$  espressi in radianti e  $\beta$  negativo per  $x$  negativo.



Anche in questo caso la soluzione può essere espressa mediante il fattore di influenza  $I_q$ , determinabile per le varie profondità  $z > 0$  e al variare di  $x$  lungo l'asse del tubo di protezione:

$$p_{z(q)} = q \cdot I_{z(q)}$$

Al variare di  $r$ , si individua in tal modo la tensione indotta  $p_z$  lungo l'asse  $x$  del tubo di protezione, per qualunque disposizione del carico  $q_{1k}$  sulle corsie e per le azioni  $q_{rk}$  e  $G_2$  estese sull'intera larghezza della carreggiata. I valori dei fattori di influenza e la determinazione della composizione di carico più gravosa per la condizione geometrica assunta a base di calcolo sono di seguito illustrati.

Gli effetti prodotti dai carichi superficiali sul tubo di protezione sono determinati in base ad una discretizzazione della lunghezza del manufatto e si concretizzano nelle relative sovrappressioni indotte nel terreno, calcolate alla profondità  $z$ , riferita alla generatrice

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 24 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

superiore del manufatto.

Essendo l'analisi basata su modello di elemento lineare (beam), le sovrappressioni sono determinate in corrispondenza dell'asse mediano di questo, a cui si associa la coordinata x. Il valore delle sovrappressioni nel terreno è quindi determinato indipendentemente dal diametro e dalla lunghezza dei conci di discretizzazione.

Tale impostazione è finalizzata ad una analisi ad elementi finiti e relativa rappresentazione grafica. Per le relative elaborazioni si fa riferimento alle condizioni geometriche assunte quale presupposto di base [→ 2.] ed al valore dei carichi superficiali corrispondente [→ 5.1.3].

Il numero dei nodi derivanti dalla discretizzazione è funzione della geometria dell'attraversamento e dell'ampiezza delle corsie convenzionali su cui agiscono alcuni carichi, in modo che risultino associati agli stessi nodi tutti i valori della variabile x determinanti per rappresentare le più rilevanti differenze nello sviluppo delle sovrappressioni lungo l'asse del tubo di protezione. Nel contempo, il numero dei nodi è stabilito in modo da consentire una agevole implementazione in foglio elettronico dell'intera procedura di calcolo delle sovrappressioni e della analisi ad elementi finiti, mirata a stimare deformazioni e tensioni nel tubo di protezione.

Si ribadisce che, nella fattispecie dell'analisi condotta, per la geometria di base considerata, essendo la lunghezza di analisi  $L_T$ , il numero dei nodi è posto pari a 42, con conci di lunghezza pari a  $L_T/41$  m.

Le azioni permanenti dovute alla sovrastruttura stradale si concretizzano in un carico distribuito sul terreno, che vi induce una tensione variabile con la profondità. Tale azione, identificata con  $G_{2k}$ , è presente su una larghezza data dalla dimensione trasversale della carreggiata ed è considerata indefinitamente estesa in direzione parallela all'asse della stessa. I relativi effetti, determinati sulla base delle ipotesi di elasticità lineare del mezzo e di sovrapposizione degli effetti, secondo sviluppi dell'approccio di Boussinesq, sono espressi mediante il fattore di influenza  $I_q$ , determinabile, per le varie profondità  $z > 0$ , al variare di x lungo l'asse del tubo di protezione:

$$p_{z(G_{2k})} = G_{2k} \cdot I_{z(G_{2k})} [F/L^2].$$

Sulla intera carreggiata è presente anche il carico uniformemente distribuito  $q_{rk}$   $[F/L^2]$ , che concorre con altri a rappresentare il traffico veicolare, secondo le indicazioni seguite per l'analisi delle azioni variabili. Il carico è considerato indefinitamente esteso in direzione parallela all'asse della carreggiata stradale. Del tutto analogamente a quanto in precedenza descritto, per determinare gli effetti lungo la x in asse al tubo di protezione, si ha:

$$p_{z(q_{rk})} = q_{rk} \cdot I_{z(q_{rk})} [F/L^2].$$

Per tali azioni, si determina  $I_{z(G_{2k})} = I_{z(q_{rk})} = I_d(x, z)$  come riportato in tabella 1, per alcune profondità z e per un assegnato valore di  $\Delta x$ .

tabella 1 – $I_d(x, z)$		z (m)			
nodi	x (m)	1,0	3,0	6,0	12,0
1	0	0,0069	0,0898	0,2176	0,3043
2	0,5	0,0113	0,1212	0,2532	0,3254
3	1	0,0202	0,1647	0,2933	0,3471
4	1,5	0,0402	0,2238	0,3376	0,3692
5	2	0,0908	0,3006	0,3854	0,3916
6	2,5	0,2250	0,3942	0,4358	0,4140
7	3	0,4999	0,4982	0,4876	0,4363
8	3,5	0,7748	0,6022	0,5392	0,4582
9	4	0,9091	0,6957	0,5892	0,4796
10	4,5	0,9596	0,7725	0,6363	0,5001
11	5	0,9796	0,8313	0,6796	0,5197
12	5,5	0,9885	0,8746	0,7184	0,5381
13	6	0,9929	0,9057	0,7524	0,5551

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 25 di 39	Rev. 1	

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

tabella 1 – $I_a(x,z)$		z (m)			
nodi	x (m)	1,0	3,0	6,0	12,0
14	6,5	0,9953	0,9278	0,7815	0,5706
15	7	0,9967	0,9435	0,8059	0,5845
16	7,5	0,9976	0,9546	0,8260	0,5965
17	8	0,9981	0,9624	0,8421	0,6067
18	8,5	0,9985	0,9679	0,8545	0,6150
19	9	0,9987	0,9716	0,8635	0,6212
20	9,5	0,9988	0,9739	0,8693	0,6254
21	10	0,9989	0,9750	0,8722	0,6275
22	10,5	0,9989	0,9750	0,8722	0,6275
23	11	0,9988	0,9739	0,8693	0,6254
24	11,5	0,9987	0,9716	0,8635	0,6212
25	12	0,9985	0,9679	0,8545	0,6150
26	12,5	0,9981	0,9624	0,8421	0,6067
27	13	0,9976	0,9546	0,8260	0,5965
28	13,5	0,9967	0,9435	0,8059	0,5845
29	14	0,9953	0,9278	0,7815	0,5706
30	14,5	0,9929	0,9057	0,7524	0,5551
31	15	0,9885	0,8746	0,7184	0,5381
32	15,5	0,9796	0,8313	0,6796	0,5197
33	16	0,9596	0,7725	0,6363	0,5001
34	16,5	0,9091	0,6957	0,5892	0,4796
35	17	0,7748	0,6022	0,5392	0,4582
36	17,5	0,4999	0,4982	0,4876	0,4363
37	18	0,2250	0,3942	0,4358	0,4140
38	18,5	0,0908	0,3006	0,3854	0,3916
39	19	0,0402	0,2238	0,3376	0,3692
40	19,5	0,0202	0,1647	0,2933	0,3471
41	20	0,0113	0,1212	0,2532	0,3254
42	20,5	0,0069	0,0898	0,2176	0,3043

Pur se già esposto, è utile ribadire che  $G_{2k}$  rappresenta un carico permanente e  $q_{rk}$  un carico variabile; ne segue che i corrispondenti valori caratteristici sono amplificati in modo differenziato, secondo i relativi coefficienti parziali di sicurezza, e intervengono nel calcolo in ragione dei corrispondenti coefficienti di combinazione [→ 5.2].

La carreggiata si considera sottoposta ad altri tipi di carichi variabili, rappresentativi del traffico veicolare, tra cui il carico distribuito sulla larghezza convenzionale di una specifica corsia e indefinito in lunghezza,  $q_{1k}$  [F/L<sup>2</sup>].

I relativi effetti, stimati sulla base delle ipotesi di elasticità lineare del mezzo e di sovrapposizione degli effetti, sono espressi mediante il fattore di influenza  $I_q$ , determinabile, per le varie profondità  $z > 0$ , al variare di  $x$  lungo l'asse del tubo di protezione:

$$P_{z(q_{1k})} = q_{1k} \cdot I_{z(q_{1k})}$$

Per tale azione, si determina  $I_{z(q_{1k})} = I_{b(x,z)}$  come riportato in tabella 2, per alcune profondità  $z$  e

per un assegnato valore di  $\Delta x$ . Il fattore di influenza  $I_b(x,z)$  è dato al variare della corsia in cui il carico  $q_{1k}$  si considera applicato, tenendo conto della geometria di riferimento [→ 2.]. Le  $r$  corsie sono numerate in modo crescente secondo le  $x$  crescenti: nella fattispecie in studio, se presenti,  $r = 1, 2, 3, 4$ .

tabella 2 – $I_b(x,z)$	nodi	x (m)	$q_{1k}$ corsia $r = 1$				$q_{1k}$ corsia $r = 2$				$q_{1k}$ corsia $r = 3$				$q_{1k}$ corsia $r = 4$			
			z (m)				z (m)				z (m)				z (m)			
			1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12
	1	0	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154	0,0004	0,0085	0,0367	0,0711	0,0001	0,0023	0,0131	0,0402	0,0000	0,0009	0,0055	0,0226
	2	0,5	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220	0,0005	0,0106	0,0430	0,0767	0,0001	0,0027	0,0151	0,0437	0,0000	0,0010	0,0062	0,0245



	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 26 di 39	Rev. 1	

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

tabella 2 - I <sub>b</sub> (X,Z)	x (m)	q <sub>1k</sub> corsia r = 1				q <sub>1k</sub> corsia r = 2				q <sub>1k</sub> corsia r = 3				q <sub>1k</sub> corsia r = 4			
		z (m)				z (m)				z (m)				z (m)			
nodi		1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12
3	1	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284	0,0007	0,0133	0,0506	0,0827	0,0001	0,0032	0,0173	0,0475	0,0000	0,0011	0,0070	0,0266
4	1,5	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345	0,0009	0,0170	0,0596	0,0890	0,0002	0,0038	0,0200	0,0515	0,0001	0,0013	0,0079	0,0289
5	2	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401	0,0012	0,0220	0,0703	0,0954	0,0002	0,0046	0,0232	0,0559	0,0001	0,0015	0,0089	0,0313
6	2,5	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451	0,0017	0,0289	0,0829	0,1020	0,0002	0,0056	0,0269	0,0606	0,0001	0,0017	0,0101	0,0340
7	3	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494	0,0025	0,0384	0,0976	0,1087	0,0003	0,0069	0,0314	0,0657	0,0001	0,0020	0,0115	0,0370
8	3,5	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154	0,0004	0,0085	0,0367	0,0711	0,0001	0,0023	0,0131	0,0402
9	4	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220	0,0005	0,0106	0,0430	0,0767	0,0001	0,0027	0,0151	0,0437
10	4,5	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284	0,0007	0,0133	0,0506	0,0827	0,0001	0,0032	0,0173	0,0475
11	5	0,9195	0,5498	0,3058	0,1575	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345	0,0009	0,0170	0,0596	0,0890	0,0002	0,0038	0,0200	0,0515
12	5,5	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401	0,0012	0,0220	0,0703	0,0954	0,0002	0,0046	0,0232	0,0559
13	6	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451	0,0017	0,0289	0,0829	0,1020	0,0002	0,0056	0,0269	0,0606
14	6,5	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494	0,0025	0,0384	0,0976	0,1087	0,0003	0,0069	0,0314	0,0657
15	7	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154	0,0004	0,0085	0,0367	0,0711
16	7,5	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220	0,0005	0,0106	0,0430	0,0767
17	8	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284	0,0007	0,0133	0,0506	0,0827
18	8,5	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345	0,9195	0,5498	0,3058	0,1575	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345	0,0009	0,0170	0,0596	0,0890
19	9	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401	0,0012	0,0220	0,0703	0,0954
20	9,5	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451	0,0017	0,0289	0,0829	0,1020
21	10	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494	0,0025	0,0384	0,0976	0,1087
22	10,5	0,0025	0,0384	0,0976	0,1087	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154
23	11	0,0017	0,0289	0,0829	0,1020	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220
24	11,5	0,0012	0,0220	0,0703	0,0954	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284
25	12	0,0009	0,0170	0,0596	0,0890	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345	0,9195	0,5498	0,3058	0,1575	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345
26	12,5	0,0007	0,0133	0,0506	0,0827	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401
27	13	0,0005	0,0106	0,0430	0,0767	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451
28	13,5	0,0004	0,0085	0,0367	0,0711	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494
29	14	0,0003	0,0069	0,0314	0,0657	0,0025	0,0384	0,0976	0,1087	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529
30	14,5	0,0002	0,0056	0,0269	0,0606	0,0017	0,0289	0,0829	0,1020	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554
31	15	0,0002	0,0046	0,0232	0,0559	0,0012	0,0220	0,0703	0,0954	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570
32	15,5	0,0002	0,0038	0,0200	0,0515	0,0009	0,0170	0,0596	0,0890	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345	0,9195	0,5498	0,3058	0,1575
33	16	0,0001	0,0032	0,0173	0,0475	0,0007	0,0133	0,0506	0,0827	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284	0,8889	0,5320	0,3021	0,1570
34	16,5	0,0001	0,0027	0,0151	0,0437	0,0005	0,0106	0,0430	0,0767	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220	0,7636	0,4819	0,2915	0,1554
35	17	0,0001	0,0023	0,0131	0,0402	0,0004	0,0085	0,0367	0,0711	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154	0,4931	0,4092	0,2749	0,1529
36	17,5	0,0001	0,0020	0,0115	0,0370	0,0003	0,0069	0,0314	0,0657	0,0025	0,0384	0,0976	0,1087	0,2206	0,3275	0,2538	0,1494
37	18	0,0001	0,0017	0,0101	0,0340	0,0002	0,0056	0,0269	0,0606	0,0017	0,0289	0,0829	0,1020	0,0878	0,2500	0,2299	0,1451
38	18,5	0,0001	0,0015	0,0089	0,0313	0,0002	0,0046	0,0232	0,0559	0,0012	0,0220	0,0703	0,0954	0,0381	0,1848	0,2047	0,1401
39	19	0,0001	0,0013	0,0079	0,0289	0,0002	0,0038	0,0200	0,0515	0,0009	0,0170	0,0596	0,0890	0,0186	0,1343	0,1798	0,1345
40	19,5	0,0000	0,0011	0,0070	0,0266	0,0001	0,0032	0,0173	0,0475	0,0007	0,0133	0,0506	0,0827	0,0101	0,0972	0,1560	0,1284
41	20	0,0000	0,0010	0,0062	0,0245	0,0001	0,0027	0,0151	0,0437	0,0005	0,0106	0,0430	0,0767	0,0060	0,0706	0,1342	0,1220
42	20,5	0,0000	0,0009	0,0055	0,0226	0,0001	0,0023	0,0131	0,0402	0,0004	0,0085	0,0367	0,0711	0,0038	0,0518	0,1147	0,1154

Anche il carico variabile  $q_{1k}$  è considerato applicando al valore caratteristico il relativo coefficiente parziale di sicurezza e in ragione del corrispondente coefficiente di combinazione [→ 5.2].

Gli effetti delle azioni verticali variabili, corrispondenti al traffico veicolare dato da coppie di assi in tandem  $Q_{ik}$ , ripartite su impronte di pneumatico di forma quadrata e ulteriormente ripartite sul terreno attraverso la sovrastruttura stradale [→ 5.1.3], sono determinati considerando i relativi carichi sul terreno (a profondità  $z = 0$ ) disposti in corrispondenza delle corsie, secondo la regola che impone di determinare la condizione più gravosa. I corrispondenti carichi sul terreno  $q(Q_{ik})$  sono distribuiti, come detto, sulla larghezza convenzionale delle corsie con lunghezza pari a 2,0 m, centrati rispetto alla direttrice del tubo di protezione.

Essendo non univoca la condizione complessiva di carico nella disposizione per corsie, occorre predeterminare l'assetto che induce i maggiori effetti flessionali e taglianti nel tubo di protezione, componendo i casi possibili e il relativo contributo del carico  $q_{1k}$ , associato in corsia con  $q(Q_{1k})$ . Ne segue un cospicuo numero di possibili disposizioni e relativi schemi di carico. Occorre tenere in



	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 27 di 39	Rev. 1	

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

conto che

- i carichi  $q(Q_{ik})$  devono essere considerati agenti in numero non inferiore a due;
- la disposizione che dà luogo a condizioni di momento flettente massimo nel tubo di protezione, in linea generale, non è la stessa che dà luogo alla massima sollecitazione di taglio; inoltre, le coordinate  $x$  associate a detti valori massimi sono comunque diverse tra loro.

Per addivenire agli effetti più gravosi sul tubo di protezione occorre preliminarmente calcolare le sovrappressioni relative ai singoli carichi  $q(Q_{ik})$   $[F/L^2]$  disposti su ciascuna corsia, determinate sulla base delle ipotesi di elasticità lineare del mezzo. Detti effetti sono espressi mediante il fattore di influenza  $I_q$ , determinabile, per le varie profondità  $z > 0$ , al variare di  $x$  lungo l'asse del tubo di protezione:

$$p_z(Q_{ik}) = Q_{ik} \cdot I_z(Q_{ik})$$

Per tale tipologia di carico, si determina  $I_z(Q_{ik}) = I_{c(x, z)}$  come riportato in tabella 3, per alcune profondità  $z$  e per un assegnato valore di  $\Delta x$ . Il fattore di influenza  $I_c(x, z)$  è dato al variare della corsia in cui il carico  $q(Q_{ik})$  si considera applicato, tenendo conto della geometria di riferimento  $[ \rightarrow 2.]$ . Le  $r$  corsie sono numerate in modo crescente secondo le  $x$  crescenti: nella fattispecie in studio, se presenti,  $r = 1, 2, 3, 4$ .

tabella 3 - $I_c(x, z)$	nodi $x$ (m)	$q(Q_{ik})$ corsia $r = 1$				$q(Q_{ik})$ corsia $r = 2$				$q(Q_{ik})$ corsia $r = 3$				$q(Q_{ik})$ corsia $r = 4$			
		$z$ (m)				$z$ (m)				$z$ (m)				$z$ (m)			
		1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12
1	0	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133	0,0001	0,0015	0,0054	0,0073	0,0000	0,0003	0,0015	0,0036	0,0000	0,0001	0,0005	0,0017
2	0,5	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142	0,0001	0,0019	0,0065	0,0080	0,0000	0,0003	0,0018	0,0040	0,0000	0,0001	0,0006	0,0019
3	1	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152	0,0001	0,0026	0,0080	0,0088	0,0000	0,0004	0,0021	0,0044	0,0000	0,0001	0,0007	0,0021
4	1,5	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160	0,0002	0,0035	0,0098	0,0096	0,0000	0,0005	0,0025	0,0049	0,0000	0,0001	0,0008	0,0024
5	2	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169	0,0003	0,0048	0,0121	0,0105	0,0000	0,0007	0,0030	0,0054	0,0000	0,0002	0,0009	0,0026
6	2,5	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176	0,0005	0,0067	0,0148	0,0114	0,0000	0,0009	0,0036	0,0060	0,0000	0,0002	0,0011	0,0029
7	3	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183	0,0007	0,0096	0,0181	0,0123	0,0001	0,0011	0,0044	0,0066	0,0000	0,0002	0,0013	0,0032
8	3,5	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133	0,0001	0,0015	0,0054	0,0073	0,0000	0,0003	0,0015	0,0036
9	4	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142	0,0001	0,0019	0,0065	0,0080	0,0000	0,0003	0,0018	0,0040
10	4,5	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152	0,0001	0,0026	0,0080	0,0088	0,0000	0,0004	0,0021	0,0044
11	5	0,7746	0,2449	0,0740	0,0195	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160	0,0002	0,0035	0,0098	0,0096	0,0000	0,0005	0,0025	0,0049
12	5,5	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169	0,0003	0,0048	0,0121	0,0105	0,0000	0,0007	0,0030	0,0054
13	6	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176	0,0005	0,0067	0,0148	0,0114	0,0000	0,0009	0,0036	0,0060
14	6,5	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183	0,0007	0,0096	0,0181	0,0123	0,0001	0,0011	0,0044	0,0066
15	7	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133	0,0001	0,0015	0,0054	0,0073
16	7,5	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142	0,0001	0,0019	0,0065	0,0080
17	8	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152	0,0001	0,0026	0,0080	0,0088
18	8,5	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160	0,7746	0,2449	0,0740	0,0195	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160	0,0002	0,0035	0,0098	0,0096
19	9	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169	0,0003	0,0048	0,0121	0,0105
20	9,5	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176	0,0005	0,0067	0,0148	0,0114
21	10	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183	0,0007	0,0096	0,0181	0,0123
22	10,5	0,0007	0,0096	0,0181	0,0123	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133
23	11	0,0005	0,0067	0,0148	0,0114	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142
24	11,5	0,0003	0,0048	0,0121	0,0105	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152
25	12	0,0002	0,0035	0,0098	0,0096	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160	0,7746	0,2449	0,0740	0,0195	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160
26	12,5	0,0001	0,0026	0,0080	0,0088	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169
27	13	0,0001	0,0019	0,0065	0,0080	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176
28	13,5	0,0001	0,0015	0,0054	0,0073	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183
29	14	0,0001	0,0011	0,0044	0,0066	0,0007	0,0096	0,0181	0,0123	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188
30	14,5	0,0000	0,0009	0,0036	0,0060	0,0005	0,0067	0,0148	0,0114	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 28 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

tabella 3 - $l_c(x,z)$	x (m)	q(Q <sub>ik</sub> ) corsia r = 1				q(Q <sub>ik</sub> ) corsia r = 2				q(Q <sub>ik</sub> ) corsia r = 3				q(Q <sub>ik</sub> ) corsia r = 4			
		z (m)				z (m)				z (m)				z (m)			
nodi		1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12
31	15	0,0000	0,0007	0,0030	0,0054	0,0003	0,0048	0,0121	0,0105	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194
32	15,5	0,0000	0,0005	0,0025	0,0049	0,0002	0,0035	0,0098	0,0096	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160	0,7746	0,2449	0,0740	0,0195
33	16	0,0000	0,0004	0,0021	0,0044	0,0001	0,0026	0,0080	0,0088	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152	0,7503	0,2359	0,0729	0,0194
34	16,5	0,0000	0,0003	0,0018	0,0040	0,0001	0,0019	0,0065	0,0080	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142	0,6451	0,2105	0,0698	0,0192
35	17	0,0000	0,0003	0,0015	0,0036	0,0001	0,0015	0,0054	0,0073	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133	0,4068	0,1740	0,0650	0,0188
36	17,5	0,0000	0,0002	0,0013	0,0032	0,0001	0,0011	0,0044	0,0066	0,0007	0,0096	0,0181	0,0123	0,1675	0,1338	0,0590	0,0183
37	18	0,0000	0,0002	0,0011	0,0029	0,0000	0,0009	0,0036	0,0060	0,0005	0,0067	0,0148	0,0114	0,0579	0,0968	0,0523	0,0176
38	18,5	0,0000	0,0002	0,0009	0,0026	0,0000	0,0007	0,0030	0,0054	0,0003	0,0048	0,0121	0,0105	0,0213	0,0671	0,0453	0,0169
39	19	0,0000	0,0001	0,0008	0,0024	0,0000	0,0005	0,0025	0,0049	0,0002	0,0035	0,0098	0,0096	0,0089	0,0454	0,0386	0,0160
40	19,5	0,0000	0,0001	0,0007	0,0021	0,0000	0,0004	0,0021	0,0044	0,0001	0,0026	0,0080	0,0088	0,0042	0,0305	0,0324	0,0152
41	20	0,0000	0,0001	0,0006	0,0019	0,0000	0,0003	0,0018	0,0040	0,0001	0,0019	0,0065	0,0080	0,0022	0,0205	0,0269	0,0142
42	20,5	0,0000	0,0001	0,0005	0,0017	0,0000	0,0003	0,0015	0,0036	0,0001	0,0015	0,0054	0,0073	0,0012	0,0139	0,0222	0,0133

Lo schema di carico da considerare, in quanto associato alle maggiori sollecitazioni sul tubo di protezione, è determinato in base alla sovrapposizione degli effetti. Una volta individuata la corrispondente distribuzione (o le distribuzioni) dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{1k}$  sulle corsie, alle relative sovrappressioni indotte nel terreno  $p_{z(Q_{ik})}$  e  $p_{z(q_{1k})}$ , calcolate in base al valore caratteristico dei primi, devono essere applicati il coefficiente parziale di sicurezza e il corrispondente coefficiente di combinazione [→ 5.2].

#### 5.1.5 CARICHI AMBIENTALI

L'azione di calcolo dovuta a presenza di neve sulla pavimentazione stradale è alternativa alle condizioni di movimentazione dei carichi  $q_k$  ed essendo di entità molto minore di questi (in ragione della zona climatica e dell'altitudine che normalmente riguardano i lavori di posa) è trascurata.

In ragione dell'assenza di esposizione del manufatto, gli effetti del vento sono ignorati.

In ragione della collocazione interrata del manufatto e dalle relative capacità di dilatazione e contrazione indipendenti dal tubo di linea, le azioni termiche, rappresentanti gli effetti delle variazioni della temperatura esterna, dell'irraggiamento solare e del calore trasmesso per convezione, sono considerate trascurabili.

## 5.2 Combinazioni di carico

Gli effetti delle azioni verticali considerati direttamente applicati sul tubo di protezione sono determinati in corrispondenza della direttrice superiore del manufatto, a cui si associa la coordinata  $x$ , alla profondità di copertura  $z$  (quota della generatrice superiore esterna). Per quanto esposto in precedenza, alcuni di essi sono valutati indipendente dal diametro e dalla lunghezza dei conci di discretizzazione e devono quindi essere rapportati ad essi. In sintesi, essi sono:

- $VG_{1k}$ , sistema di forze permanente strutturali, relativo al peso proprio del tubo di protezione  $G_{1k}$  [F/L], dipendente dalle caratteristiche tecnologiche del manufatto e dalla unità di discretizzazione;
- carico permanente non strutturale

$VG_{2k}$ , sistema di forze relativo all' incremento di tensione verticale  $p_{z(G_{2k})}$  [F/L<sup>2</sup>], indotto nel terreno alla profondità  $z$  dal peso della sovrastruttura stradale  $G_{2k}$ , dipendente dal diametro esterno  $D_e$  e dalla unità di discretizzazione,

$VG_{3k}$ , sistema di forze relativo alla pressione verticale corrispondente al peso del terreno soprastante il tubo di protezione alla profondità  $z$ ,  $G_{3k}$  [F/L<sup>2</sup>], dipendente dal diametro esterno  $D_e$  e

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 29 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

dalla unità di discretizzazione;

- carico variabile

$V_{qrk}$ , sistema di forze relativo all'incremento di tensione verticale  $p_{z(qrk)}$  [ $F/L^2$ ], indotto nel terreno alla profondità  $z$  dall'azione superficiale  $q_{rk}$ , dipendente dal diametro esterno  $D_e$  e dalla unità di discretizzazione,

$V_{Qk}$ ,  $V_{q1k}$  sistema di forze relative alle sovrappressioni verticali  $p_{z(Qik)}$ ,  $p_{z(q1k)}$  [ $F/L^2$ ], indotte nel terreno alla profondità  $z$  dallo schema di carico dato dalla disposizione più sfavorevole delle azioni superficiali  $Q_{ik}$ , dipendente dal diametro esterno  $D_e$  e dalla unità di discretizzazione.

In linea generale, si determinano le seguenti combinazioni di calcolo SLU (il simbolo + vuol dire *combinato con*), con azioni amplificate dai relativi coefficienti parziali di sicurezza e introdotti i pertinenti coefficienti di combinazione

$$\gamma_{Gp} \cdot V_{G1k} + \gamma_{Gn} \cdot V_{G2k} + \gamma_{Gn} \cdot V_{G3k} + \gamma_Q \cdot V_{qrk} + \gamma_Q \cdot V_{q1k} + \gamma_Q \cdot \psi_{0Q} \cdot V_{Qk} \quad (1)$$

$$\gamma_{Gp} \cdot V_{G1k} + \gamma_{Gn} \cdot V_{G2k} + \gamma_{Gn} \cdot V_{G3k} + \gamma_Q \cdot \psi_{0q} \cdot V_{qrk} + \gamma_Q \cdot \psi_{0Q} \cdot V_{q1k} + \gamma_Q \cdot V_{Qk} \quad (2)$$

Concordemente con NTC18 (§2.6.1 e § 5.1.3.12 e relative tabelle), si pongono:  $\gamma_{Gp} = 1,30$ ;  $\gamma_{Gn} = 1,35$ ;  $\gamma_Q = 1,35$ , con coefficienti di combinazione  $\psi_{0q} = 0,40$ ;  $\psi_{0Q} = 0,75$ . I carichi permanenti non strutturali  $G_{2k}$  (sovrastuttura stradale) e  $G_{3k}$  (terreno) si considerano compiutamente definiti e si adottano gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

In base a semplici considerazioni in merito alla entità dei carichi e alla deformabilità flessionale del tubo di protezione lungo il suo sviluppo, ai fini di calcolo, risulta utile assumere la (2) quale combinazione dimensionante, con il sistema di forze  $V_{Qrk}$  considerato azione variabile dominante.

Per quanto attiene allo schema di carico cui associare la tensione indotta verticale composta  $f(p_{z(Qik)}, p_{z(q1k)})$ , come in precedenza introdotto [→ 5.1.3], occorre procedere a preventive verifiche, al fine di determinare la disposizione che induce le maggiori sollecitazioni nel tubo di protezione. Con riferimento alla geometria assunta per rappresentare le condizioni di posa del tubo di protezione in attraversamento stradale [→ 2.], risulta necessario definire la disposizione dei carichi variabili  $q(Q_{ik})$  nelle corsie della carreggiata.

Nell'ambito della procedura di calcolo, anche sulla base di considerazioni proprie della teoria delle travi su suolo elastico (Winkler-Zimmermann), risulta utile evitare una eccessiva uniformità dei carichi superficiali (che non costituirebbe una condizione maggiormente gravosa; viceversa, è la non uniformità dei carichi a poter indurre deformazioni flessionali significative lungo lo sviluppo dell'asse del tubo, tensioni  $\sigma_{x,Ed}$ , pur dovendo considerare anche il massimo effetto verticale possibile, a cui sono associabili le tensioni  $\tau_{Ed}$  e  $\sigma_{z,Ed}$ ). Si assumono quindi i seguenti due schemi di carico (schema di carico A, schema di carico B). Ovviamente se il numero delle corsie convenzionali  $n < 4$  oppure se  $n < 3$ , spazi e corsie non presenti non sono considerati. Lo schema B risulta particolarmente significativo se  $n > 2$ . Ogni altro caso risulta così considerato.

Schema A

spazio	corsia r = 1	spazio	corsia r = 2	spazio	corsia r = 3	spazio	corsia r = 4	spazio
	$q(Q_{1k})$		$q(Q_{2k})$		$q(Q_{3k})$		-	
$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$
	$q_{1k}$		-		-		-	

Schema B

spazio	corsia r = 1	spazio	corsia r = 2	spazio	corsia r = 3	spazio	corsia r = 4	spazio
	$q(Q_{2k})$		$q(Q_{1k})$		$q(Q_{3k})$		-	
$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$	$q_{rk}$

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 30 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

	-		q1k		-		-	
--	---	--	-----	--	---	--	---	--

Il sistema di forze  $V_{Qk}$ , derivante dalla discretizzazione del tubo di protezione lungo x, si determina conseguentemente per sovrapposizione degli effetti prodotti nel terreno, associati a tali componenti.

### 5.3 Entità delle azioni orizzontali sul tubo di protezione

Le tensioni orizzontali agenti sul tubo di protezione in opera alla profondità di posa sono dovute alla spinta laterale del terreno. L'azione tende ad avere un effetto irrigidente sulle pareti del tubo ed a contenere la deformazione indotta dai carichi verticali.

Con riferimento al criterio di verifica strutturale in campo elastico, in precedenza esposto [→3.2] occorrerebbe tenere in conto anche l'effetto tensionale laterale  $\sigma_{y,Ed}$ , dovuto all'attrito del terreno a causa della inflessione del tubo (molle alla Winkler parallele all'asse, secondo la modellazione prevista in Eurocodice).

Tale effetto laterale si sviluppa anche ammettendo la presenza di un carico termico e di una conseguente dilatazione o contrazione; circostanza ordinariamente ininfluyente rispetto ad altri stati tensionali e, quindi, ignorata in via di semplificazione.

Di conseguenza, le azioni orizzontali, si esplicano in relazione alla deformazione di ovalizzazione del tubo lungo il diametro verticale e di deformazione diametrale orizzontale; questa dà potenzialmente luogo a condizioni di spinta; tuttavia, non può rappresentarsi il fenomeno in termini di spinta passiva, giacché non si ha un cinematismo rigido che possa generarla (soprattutto nelle esecuzioni mediante scavo di trincea). Allo stesso modo, il meccanismo atteso non è propriamente quello della di spinta attiva, in quanto le modalità di posa (soprattutto nelle esecuzioni trenchless) non danno origine ad uno spostamento per compressione del terreno sotto la propria pressione. Il modello potrebbe, invece, essere rappresentato ipotizzando che il tubo di protezione sia soggetto a pressione statica del terreno, identica e contrapposta, sostanzialmente in condizioni di equilibrio indifferente rispetto alla spinta delle terre. Inoltre, le azioni laterali possono essere contemplate nella sola componente orizzontale, in quanto l'aliquota verticale risulta equilibrarsi in ragione della forma circolare della sezione (per una analisi di dettaglio, sussisterebbe, inoltre, il problema di analizzare il modello di distribuzione delle pressioni orizzontali mediante i possibili andamenti: lineare, curvilineo o parabolico, questo più aderente al fenomeno di ovalizzazione). Il criterio seguito impone, invece, che l'azione di contenimento del terreno sia portata in conto, in termini medi, direttamente nella espressione di calcolo della deformazione del tubo [→ 6.2].

Tale metodo consente di valutare, in modo cautelativo, il contributo laterale del terreno stesso, mediante parametri geotecnici scelti in funzione della tipologia di posa e, quindi, nel rispetto dell'ipotesi di mezzo omogeneo, isotropo ed elastico, mediante il modulo di reazione orizzontale  $E_s$  o una riduzione dello stesso, a rappresentare variazioni localizzate nell'intorno del tubo di protezione.

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 31 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

## 6. SEZIONI DI VERIFICA E RELATIVO STATO TENSIONALE

### 6.1 Flessione e taglio

Lo sviluppo degli effetti in profondità  $V_{G1k}$ ,  $V_{G2k}$ ,  $V_{G3k}$ ,  $V_{qrk}$ ,  $V_{q1k}$ ,  $V_{Qk}$  agenti sul tubo di protezione, per la combinazione assegnata e per i vari schemi di carico prefissati, determinati in corrispondenza dei nodi di discretizzazione, permette di definire il sistema di forze  $W_{Ed}$  agente nei baricentri dei relativi conci di lunghezza  $\Delta x$  e

- le sollecitazioni di flessione e di taglio associate al comportamento di trave su terreno alla Winkler;
- l'ascissa indicativa dell'asse del tubo ove si presentano le sezioni di maggiore sollecitazione.

In merito alla collocazione dei carichi sulle corsie, è opportuno precisare che il problema trattato si basa, come già illustrato, sul modello di elemento lineare (beam) con estremi liberi di spostamento (il che corrisponde alla realtà costruttiva, per l'assenza di vincoli esterni sul tubo di protezione, e per le condizioni di omogeneità del materiale e di uniformità geometrica del manufatto).

Segue che le sezioni critiche, in quanto maggiormente sollecitate, sono quella derivanti dalla massima composizione delle forze verticali agenti (i cui effetti, almeno per quanto attiene ai carichi concentrati in aree ristrette, si risentono lungo lo sviluppo dell'asse) e non possono essere determinate a priori, semplicemente sommando tra loro le forze e ignorando gli effetti flessionali dati dalla deformazione del piano di posa, essendo possibile determinare le sollecitazioni anche sulle porzioni di tubo disposte lateralmente ed a quelle disposte esternamente alla proiezione della carreggiata.

Come già esposto [→ 3.4], i valori delle relative tensioni massime si calcolano in base alle regole della scienza delle costruzioni:

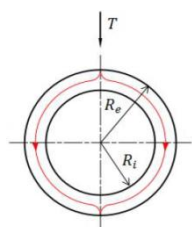
- la tensione  $\sigma_{x,Ed}$ , associata alla flessione retta di momento  $M$  (sezione cilindrica piana, condizione indeformata), mediante la relazione

$$\sigma_{x,Ed} = M \cdot D_e / 2 \cdot J_i;$$

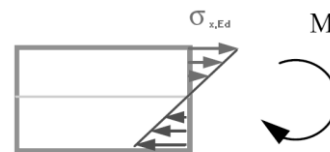
- la tensione  $\tau_{Ed}$ , associata al taglio  $T$  (sezione cilindrica piana, condizione indeformata), mediante la relazione

$$\tau_{Ed} = \frac{4 \cdot T}{3 \cdot A_b} \frac{(R_e^2 + R_e \cdot R_i + R_i^2)}{R_e^2 + R_i^2}$$

Si ribadisce, che gli effetti flessionali e taglianti sono determinati trascurando la presenza della tubazione di linea all'interno del tubo di protezione, così come degli specifici dispositivi elastici appositamente previsti in progetto.



Occorre precisare, che i valori massimi delle tensioni da flessione e da taglio si presentano in posizioni diametrali non coincidenti. Nella sezione tubolare, soggetta ad azione tagliante considerata, per semplicità, concentrata lungo l'asse verticale di simmetria, le tensioni di taglio lungo detto asse sono per definizione nulle, perché nei due punti posti al bordo (interno ed esterno) quest'ultime devono essere tali per ipotesi della teoria di Jourawsky e dunque approssimabili a tal valore lungo tutto lo spessore, per continuità. Ne segue che il flusso tensionale si divide in due parti, lungo i fianchi dell'anello, percorrendo mezza sezione per poi annullarsi nella parte inferiore.



La massima tensione normale, dovuta alla flessione nel piano ove giacciono l'asse del tubo di protezione ed il diametro verticale, si attesta, invece, in corrispondenza di quest'ultimo.

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 32 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

Occorre considerare che lo sforzo tagliante applicato è determinato, solo per esigenze di calcolo, come forza concentrata, presentandosi, in realtà come una pressione equivalente, variabile sulla circonferenza esterna; considerare agenti nella medesima fibra i due valori di tensione massima costituisce comunque una posizione cautelativa.

## 6.2 Tensioni anulari

### 6.2.1 POSIZIONI DI BASE DELL'ANALISI

L'analisi dello stato tensionale e deformativo circonferenziale nel tubo di protezione, così come impostato nel modello di calcolo, è simulato mediante un legame elastico-lineare. Poiché i sistemi di forze agenti  $V_i$  sono variabili lungo l'asse del tubo di protezione, le deformazioni del sistema tubo-terreno risultano essere non nulle in direzione longitudinale e si determinano così le sezioni trasversali del sistema soggette alle sollecitazioni maggiori. In tali sezioni di massima sollecitazione il profilo anulare del tubo non è discretizzato ma si fa riferimento ai valori massimi attesi lungo lo spessore di parete dell'elemento:  $M$  è il momento flessionale (positivo se tale da generare tensioni di trazione all'intradosso del profilo anulare),  $N$  è lo sforzo normale circonferenziale (positivo se di trazione). L'analisi è condotta con riferimento alla sezione indeformata.

Per dar luogo a verifiche di natura globale (che indagano l'intera sezione), le  $V_i$  agenti sul tubo nelle due direzioni principali vengono esplicitate sotto forma di pressioni: verticali, dovute agli stessi sistemi  $V_i$  e alla reazione di fondo del terreno, e orizzontali. La composizione delle pressioni verticali è già nota in termini di sforzo tagliante, determinato tenendo conto della reazione del terreno e della deformazione longitudinale di questo (e del tubo di protezione). In tali condizioni, le sollecitazioni in base alle quali si verificano le condizioni di resistenza sono quelle associate a dette pressioni esterne verticali che agiscono sul contorno superiore, nella configurazione in cui il terreno sottostante è giunto alla sua massima deformazione ed esplica la reazione conseguente.

La verifica dello stato tensionale (in conformità a molteplici analisi e formulazioni consolidate) è svolta calcolando le tensioni specifiche che si hanno nelle fibre corrispondenti alle posizioni significative di vertice (sezione parete verticale superiore), ai fianchi (sezione parete orizzontale mediana) e sul fondo (sezione parete verticale inferiore).

Nel caso di comportamento rigido del tubo di protezione, l'approccio globale descritto, in cui si analizza l'intera sezione per determinare lo stato di sollecitazione circonferenziale, ha avvio dall'ipotesi che il tubo sia molto meno deformabile del terreno che lo circonda; pertanto si assume che esso assorba tutta la sollecitazione derivante dai sistemi di carichi agenti  $V_i$ . Nel caso di comportamento flessibile del tubo di protezione, invece, si associa l'analisi tensionale all'analisi deformativa della sezione, risolvendo contemporaneamente (in realtà, nella procedura di calcolo, la prima succede alla seconda) le verifiche SLU di resistenza e di deformazione della sezione. Per verificare le condizioni di crisi della sezione trasversale, si controlla che risulti limitato entro valori ammissibili l'eccesso di distorsione trasversale nella forma di ovalizzazione. Tale controllo del grado di deformazione è dato dal rapporto tra il diametro conseguente allo spostamento elastico massimo della fibra media e il diametro nella configurazione indeformata. Entro tali limiti è possibile determinare lo stato tensionale interno associato alla deformazione della sezione, riconducendo il comportamento statico del tubo a quello di un anello elastico di spessore molto inferiore al diametro.

### 6.2.2 COMPORTAMENTO FLESSIBILE

Nei casi in cui si attestano condizioni di interazione terreno-tubo di protezione tali da dar luogo a comportamento flessibile del tubo [→ 4.2.4], la massima deformazione  $\Delta x,1$  è riferita, in linea teorica, al diametro orizzontale e può rappresentare il fenomeno di ovalizzazione della sezione nell'ipotesi di congruenza delle deformazioni verticali ed orizzontali, e di validità del principio di sovrapposizione degli effetti. Ai fini del calcolo si ricorre alla formulazione proposta da Spangler<sup>22</sup>,

<sup>22</sup> Per convenzione si fa riferimento agli originali studi di Spangler, pur essendo stati soggetti a molteplici rivisitazioni (Clarke, Mc Grath)



	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 33 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

che determina la deformazione dovuta, per l'appunto, ai carichi verticali agenti sul tubo, alla reazione di appoggio ed all'effetto di contenimento laterale del terreno.

La formulazione di Spangler si basa sull'ipotesi che i carichi verticali agenti sul tubo, permanenti e variabili diano luogo a pressioni verticali uniformemente distribuite, in sommità e alla base del tubo, agenti sulle proiezioni dell'intero diametro orizzontale, e a pressioni orizzontali agenti con andamento parabolico sulle corde verticali che sottendono angoli al centro pari a 100°. Stanti i molteplici riscontri sperimentali ed il recepimento in svariate normative di settore, tale formulazione può intendersi del tutto validata. L'analisi è riferita alla lunghezza unitaria di sviluppo del tubo, nel concio di maggiore sollecitazione. Tenendo conto di quanti fin qui descritto, per la deflessione orizzontale  $\Delta x,1$ , si determina:

$$\Delta x,1 = d_i \cdot k \cdot W_{Ed} \cdot R^3 / [(E_t \cdot J_t) + (0,061 \cdot E_s \cdot R^3)]^{23};$$

essendo:

- $d_i$ , fattore di incremento dei carichi nel tempo; la formulazione originale valuta la possibilità di variazione dei carichi geostatici per assestamento del terreno di ricoprimento; in tali casi, la deformazione tende, di fatto, ad aumentare nel "lungo periodo", a causa del rilassamento del cuneo di terreno soprastante, ma il fenomeno è tuttavia trascurabile quando si tiene conto anche dei carichi verticali da traffico veicolare, ai fini di verifica, per terreni addensati quali i casi di rinterro in sottofondo stradale e per condizioni di esecuzione trenchless; a fini puramente cautelativi si assume  $d_i = 1,5$ ;
- $k \cdot W_{Ed}$  ( $W_{Ed}$  concettualmente sarebbe dato dalla pressione associata ai carichi stessi moltiplicata per il diametro esterno  $D_e$ ), dipende dalla pressione di reazione del piano di appoggio, soggetto, per tramite del tubo, ai carichi  $W_{Ed}$ ; tale prodotto costituisce la porzione dei carichi non equilibrata dal terreno di posa, in quanto assorbita dal tubo per dar luogo al lavoro di deformazione; nella procedura di calcolo, le  $W_{Ed}$  (in realtà variabili lungo l'asse del tubo di protezione), determinate in conci di lunghezza costante [ $\rightarrow 5.1.4$ ], sono rivalutate estendendole a rappresentare i carichi indotti su un tronco di lunghezza unitaria (e quindi date da  $W_{Ed}$  diviso la lunghezza dei conci di calcolo; il che costituisce una sopravvalutazione del fenomeno, laddove le  $W_{Ed}$  utilizzate rappresentano, invece, valori puntuali massimi stimati nei conci);
- $R$ , il raggio medio del tubo di protezione, dato da  $R = (D - t) / 2$ , con  $t$  spessore del tubo;
- $E_t$ , il modulo di elasticità dell'acciaio;
- $J_t$ , il momento di inerzia centrale della sezione tubolare trasversale per unità di lunghezza dell'asse, dato da  $J_t = t^3 / 12$ , con  $t$  spessore del tubo;
- $E_s$ , modulo di reazione elastica del terreno, ritenuto costante, sulla base dell'ipotesi di semispazio omogeneo, isotropo, elastico lineare ma per il quale si può introdurre un fattore riduttivo, come in precedenza e di seguito descritto.

Come detto, i carichi  $W_{Ed}$  sono la risultante dei sistemi di azioni  $V_i$  agenti in profondità, pensati presenti con valore costante per unità di lunghezza del tubo, ma, in realtà, determinati nella sezione di massima sollecitazione, comprensivi dei relativi fattori amplificativi previsti dalle norme di riferimento [ $\rightarrow 5.2$ ].

Il valore di  $k$  è dato in funzione dell'angolo di appoggio formato dal letto di posa, per i casi di esecuzione mediante scavo di trincea. Adottando le indicazioni degli studi originali e tenuto conto delle ordinarie condizioni di posa in trincea (conformazione del letto, del rinfiacco, ecc.), per tale parametro può essere assunto  $k = 0,083 \div 0,110$ . Volendo operare in condizioni conservative e tenendo conto che la formulazione di Spangler non prevede i casi di posa trenchless, si assume il valore "ragionevole"  $k$

e precisazioni (la formulazione attualmente utilizzata è definita come "Modified Iowa deflection formula").

<sup>23</sup> I fattori numerici prescindono dalle unità di misura prescelte. Si osserva che al denominatore appare  $(E_t \cdot J_t) / r^3 = SN$ . La norma tedesca ATV 127-88 propone formulazione analoga:  $\Delta x = C_k \cdot (W_{Ed} - Q_n) \cdot 2r / (8 \cdot SN)$ , in cui l'azione ovalizzante è data dalla differenza tra i carichi verticali e la reazione orizzontale del terreno  $Q_n$  e  $C_k$  è un coefficiente di deformazione.

	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 34 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

$= 0,10^{24}$ .

Nella formulazione proposta  $E_s$  rappresenta il modulo orizzontale di reazione del terreno, in quanto influente sul fenomeno di ovalizzazione. Piuttosto che analizzare la variabilità del fenomeno stesso in funzione di altri fattori, è questo parametro che merita specifica valutazione. Sebbene la sua influenza sul valore di  $\Delta x$  sia non preponderante, ai fini di verifica si propone la possibilità di introdurre un fattore riduttivo  $v$ , a rappresentare variazioni localizzate dell'effetto di confinamento laterale<sup>25</sup> (per il caso di posa mediante scavo di trincea, tale ipotesi di riduzione locale di  $E_s$  appare del tutto logica; per l'esecuzione trenchless risulta, invece, del tutto conservativa, in quanto potrebbe perfino aversi un effetto di incremento rispetto al valore del terreno nativo). Come valore standard, per  $v$  viene attribuito quello che dà luogo al limite della condizione di comportamento flessibile e che massimizza la stima della deflessione; è però possibile introdurre valore diverso, in dipendenza da specifiche conoscenze acquisite di carattere sperimentale o da considerazioni che riguardano le modalità di esecuzione della posa.

La formulazione proposta non tiene conto dell'effetto deformativo  $\Delta x, \gamma$  dovuto alla pressione da peso proprio  $P$  del tubo di protezione, dato da  $\Delta x, \gamma = k \cdot 0,5 \cdot P / [E_t \cdot J_t + (0,061 \cdot E_s \cdot r^3)]$  o, con espressione sintetica,  $\Delta x, \gamma = 0,4292 \cdot \gamma \cdot r^4 / (E_t \cdot J_t)$ , dove  $\gamma$  è il peso per unità di sviluppo della fibra mediana della sezione del tubo, valutata per lunghezza unitaria. Ciò in quanto tale addendo è quasi irrilevante nei confronti degli effetti indotti dal terreno e dai carichi veicolari e, per quanto sviluppato nella procedura di calcolo, già considerato nella determinazione di  $W_{Ed}$ .

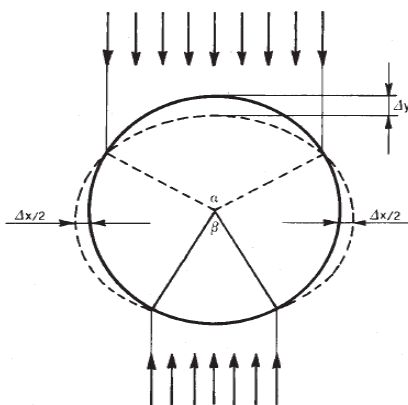
La deformazione risultante sul diametro orizzontale del tubo si stima, quindi, in base a

$$\Delta x = \Delta x,1 + \Delta x, \gamma \approx \Delta x,1.$$

Come detto, la formulazione originale di Spangler determina la deflessione orizzontale<sup>26</sup>. Posta l'ipotesi di inestensibilità della lunghezza della fibra media (ipotesi valida per  $\delta = \Delta x / D < 10\%$ )<sup>27</sup>, si ha:

$$\Delta x = \Delta y = \delta \cdot D,$$

essendo  $D$  il diametro medio del tubo, mentre  $\delta = \Delta x / D$  rappresenta la ovalizzazione del tubo rispetto alla configurazione indeformata.



Secondo l'impostazione dell'Eurocodice 3<sup>28</sup>, il parametro di ovalizzazione è valutato in base a

<sup>24</sup> Watkins R. K., Anderson L. R., "Structural mechanics of buried pipes"; op. cit..

<sup>25</sup> La norma tedesca ATV 127-88 consiglia una riduzione pari a 1/3 ( $v = 0,66$ ).

<sup>26</sup> Il modello adottato è, nel caso di interesse, puramente concettuale: nasce ed è stato sviluppato, infatti, per lo studio di condotte plastiche. La sua generalizzazione è finalizzata a fornire un valore cautelativo della deflessione al vertice.

<sup>27</sup> Watkins R. K., Anderson L. R., "Structural mechanics of buried pipes"; op. cit.

<sup>28</sup> UNI EN 1993-4-3 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 4-3: Condotte.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 35 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

$(D_{max} - D_{min}) / 4 \leq 0,05 \cdot DN$ . Del tutto conservativamente, in accordo con API 1102<sup>29</sup>, la deflessione ammissibile viene invece imposta, ai fini di verifica,

$$\Delta x = \Delta y \leq 0,03 \cdot D_e,$$

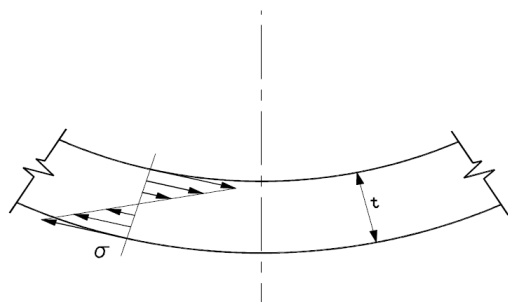
con  $D_e$  diametro esterno del tubo di protezione.

Per grandi diametri e profondità non eccessive, l'ovalizzazione può avere, in teoria, effetto anche sul sottofondo stradale, inducendo in esso un rilassamento; il valore assegnato per la deformazione ammissibile opera un giusto compromesso tra la sicurezza strutturale del tubo e l'integrità dell'infrastruttura stradale.

In seguito ai fenomeni deformativi nel tubo di protezione avente comportamento flessibile, purché limitati a valori rientranti in campo elastico, è possibile determinare le sollecitazioni e le tensioni conseguenti. Secondo l'impostazione discendente dalla formulazione di Spangler, pur essendo possibile concettualmente (e normativamente, come sancito dalle NTC18) procedere all'analisi imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura (essendo trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura stessa), la procedura di valutazione delle sollecitazioni ha invece riferimento nella configurazione deformata. In particolare, le sollecitazioni agenti nelle fibre di parete della sezione maggiormente gravata dai carichi vengono calcolate applicando relazioni che tengono espressamente conto della entità della deformazione  $\delta$ , essendo questa direttamente dipendente dal complesso delle forze agenti sul tubo.

Tale impostazione permette la soluzione del problema, mediante la valutazione preliminare delle incognite iperstatiche, che può essere effettuata considerando il lavoro svolto dai carichi esterni e dalle stesse incognite iperstatiche per produrre rotazioni e spostamenti, in corrispondenza delle sezioni di fibre analizzate. Inoltre, poiché lo spessore del tubo di protezione non è elevato rispetto al diametro, ne segue che le sollecitazioni di tipo flessionale rivestono un'importanza maggiore (e quasi esclusiva) rispetto a quelle dovute allo sforzo normale.

Come già esposto, la determinazione di sollecitazioni e tensioni che si esplicano nello spessore del tubo è riferita alle fibre di parete nella posizione di maggior deformazione; essa può, secondo la teoria delle tubazioni a comportamento flessibile, ricadere al vertice (sezione parete verticale superiore), ai fianchi (sezione parete orizzontale mediana) o sul fondo (sezione parete verticale inferiore), secondo le condizioni di allettamento e le caratteristiche meccaniche del tubo di protezione e del terreno.



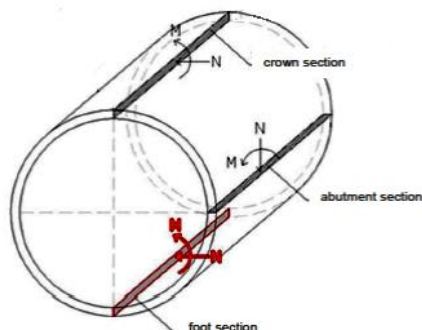
Per quanto di interesse al fine di determinare le condizioni di verifica globale, la tensione flessionale massima  $\sigma_{bw}$  può essere determinata come segue:

$$\sigma_{bw} = \pm 4 \cdot \delta \cdot E_t \cdot t / D_e^{30},$$

in base al momento flettente, per unità di lunghezza, agente sulle fibre di sezione della parete.

Tale relazione rappresenta una semplificazione di quanto discende dall'applicazione puntuale della teoria dell'elasticità, secondo la quale la variazione di curvatura è data  $\Delta\theta = M / (E_t \cdot J_t)$ , con  $J_t = t^3/12$ , ammettendo che l'asse neutro coincida con l'asse centrale della corona circolare (configurazione indeformata)<sup>31</sup>. Essendo noto il modulo di rigidità flessionale elastica  $W'_b$  della parete del tubo per

29  
30  
31



12, "Steel Pipelines Crossing Railroads and Highways", Ed. 2012.  
can Lifelines Alliance (ALA), "Guideline for the Design of Buried Steel Pipe"; U.S.;  
Structural mechanics of buried pipes", op.cit.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 36 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

unità di lunghezza, dato da  $W'_b = t^2/6$ , segue:

$$\sigma_{bw} = M / W'_b = E_t \cdot \Delta\theta \cdot t/2.$$

Poiché geometricamente (ellisse) è anche  $\Delta\theta \approx 3\delta \cdot (1 - 2\delta)/r$ , si ha:

$$\sigma_{bw} = 3\delta \cdot (1 - 2\delta) \cdot E_t \cdot t / D.$$

Da cui la semplificazione proposta, ponendo  $D_e$  in luogo di  $D$ .

La pressione  $W_{Ed}^q$  dovuta ai carichi permanenti e ai sovraccarichi verticali  $W_{Ed}$  (rapportati al diametro esterno)<sup>32</sup>, oltre a dar luogo ai momenti ovalizzanti  $M$ , genera una sollecitazione normale e tensioni circonferenziali  $\sigma_N$  di compressione (di norma, come detto, trascurabili) nella sezione di parete del tubo.

Ammettendo, in condizioni più che cautelative (la reazione orizzontale è sempre una aliquota del carico verticale), che le pressioni sul tubo in ogni direzione assurgano al valore corrispondente alle  $W_{Ed}^q$ , la tensione  $\sigma_N$  si manifesta in qualunque sezione di parete con valore costante. Pertanto, la tensione di compressione è espressa per unità di lunghezza, da

$$\sigma_N = W_{Ed}^q / (2 \cdot t).$$

Essa costituisce (concettualmente) il valore di calcolo  $\sigma_N$  da comporre con  $\sigma_{bw}$  ai fini di verifica:

$$\sigma_{Z,Ed} = \sigma_N + \sigma_{bw}.$$

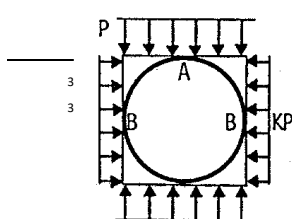
### 6.2.3 COMPORTAMENTO RIGIDO

Nei casi in cui si attestano condizioni di interazione terreno-tubo di protezione tali da dar luogo a comportamento rigido, l'analisi dello stato tensionale può essere basata sul principio del minimo lavoro, in ragione di determinate ipotesi sulla deformazione finale dell'anello elastico costituente il tubo di protezione, conseguente ad una simmetria dei carichi esterni assunti; spostamenti (o rotazioni) dell'elemento solido elastico sono definite dal lavoro di deformazione, espresso in funzione dei carichi (metodo di Casagrande). L'applicazione di tale metodo rigoroso (ferme restando alcune ipotesi semplificative) permette di determinare in dettaglio, per ciascun tipo di carico simmetricamente disposto, la relativa soluzione, in termini di sollecitazioni e, per mezzo di queste, in termini di tensioni massime.

Valutando le condizioni corrispondenti a diverse azioni elementari è possibile applicare il principio di sovrapposizione degli effetti. Le singole azioni elementari (pressione superiore, reazione verticale inferiore, peso proprio del tubo di protezione, reazione orizzontale del terreno) sono determinate separatamente o composte tra loro.

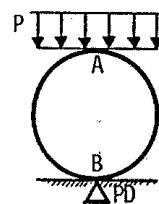
Lo sviluppo di questi presupposti teorici dà luogo a formulazioni approssimate di immediato utilizzo<sup>33</sup>. È, inoltre, possibile valutare la deformazione della sezione, relativamente alla deflessione  $\Delta$ .

La procedura di calcolo mantiene la possibilità di rappresentare le reazioni orizzontali del terreno pari a  $E_s$  oppure ad una aliquota di tale modulo ( $v \cdot E_s$ ) oppure ancora di porle prudenzialmente nulle. In ogni caso, la pressione associata ai carichi verticali esterni, presente in sommità della sezione trasversale del tubo di protezione, determina momento flettente massimo  $M_{Max}$  e sforzo normale massimo  $N_{Max}$  sulla parete del tubo nella porzione inferiore di parete, a contatto con il terreno di posa; mediante una opportuna composizione di schemi di carico elementari, è possibile stimare le conseguenti tensioni massime composte.



Nel calcolo viene determinata la deflessione massima attesa

si è riferita a lunghezza unitaria di sviluppo del tubo, quindi le azioni  $W_{Ed}^q$  sono determinate rapporto in letteratura tecnica, è ripreso anche in UNI EN 1594 – "Trasporto e distribuzione di rcizio maggiore di 16 bar - Requisiti funzionali" ed era parte integrante del D.M. 2445/ ccessivamente abrogato) – "Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi ( on ferrovie ed altre linee di trasporto".



	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 37 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

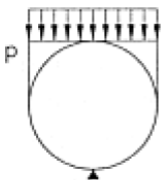
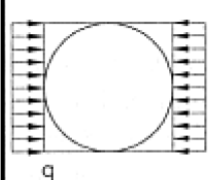
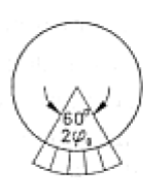
Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

differenziando il caso trenchless da quello di posa mediante scavo di trincea; per il primo, in base allo schema di pressione superiore e inferiore agenti sull'intero diametro e di pari modulo, e con reazione orizzontale nulla ( $K = 0$ ); per il secondo, in base allo schema di pressione superiore agente sull'intero diametro e tubo di protezione supportato inferiormente in unico punto di vincolo alla traslazione, con reazione orizzontale parimenti assente. Si osserva che tali impostazioni cautelative fanno sì che il calcolo della deflessione risulti indipendente dal valore di  $E_s$ .

Le corrispondenti relazioni di calcolo sono date da:

- trincea,  $\Delta = 0,0145 \cdot W_{Ed} \cdot D^4 / (E_t \cdot J_t)$ ;
- trenchless,  $\Delta = 0,0104 \cdot W_{Ed} \cdot D^4 / (E_t \cdot J_t)$ .

I carichi distribuiti in sommità  $W_{Ed}$  sono dati dagli effetti delle azioni ripartiti sul diametro esterno (in quanto calcolati in funzione di questo); per tale fase di calcolo essi sono depurati dagli effetti del peso proprio, come richiesto dai presupposti teorici. Le sollecitazioni sono calcolate in base alla composizione dei tre schemi elementari riportati nella figura seguente.

CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_s = 60^\circ$
		

Si tralasciano, sia per motivi di costruzione degli effetti dei carichi, sia in quanto sostanzialmente trascurabili, lo schema elementare relativo al peso proprio del tubo di protezione (indirettamente incluso), sia quello relativo al carico orizzontale triangolare (pressione del terreno attinente alla differenza di pressione laterale tra direttrice superiore e direttrice inferiore).

Esattamente come per il caso di comportamento flessibile, la reazione orizzontale è data come  $q = K \cdot p$ , dove per  $p$  si intende il carico ripartito verticale superiore  $W_{Ed}$  (come detto, per il calcolo delle sollecitazioni, considerato comprensivo del peso proprio del tubo di protezione). Concettualmente al valore di  $K$  può farsi corrispondere un fattore di riduzione  $v$  del modulo orizzontale del terreno  $E_s$  (nel senso che, per  $v = 1$  anche  $K = 1$ , coerentemente con l'ipotesi di semispazio omogeneo e isotropo); posto  $v < 1$  è possibile determinare stime prudenziali delle sollecitazioni e quindi delle relative tensioni (per il valore  $v$  può tenersi conto delle condizioni di posa: trenchless o in trincea di scavo).

Le tensioni risultanti nel punto di maggiore sollecitazione della sezione anulare sono determinate in base alle normali procedure della scienza delle costruzioni:

$$\sigma_{z,Ed} = M / W'_b + N / A_b.$$

Per lo sforzo normale, gli schemi elementari possono dare origine a tensioni sia di compressione sia di trazione.

Per le caratteristiche della sollecitazione, si ricava:

$$M_{max} = 0,58721 \cdot p \cdot R^2 - 0,25 \cdot v \cdot p \cdot R^2 - 0,11165 \cdot p \cdot R^2;$$

$$N_{Max} = 0,10610 \cdot p \cdot R - v \cdot p \cdot R^2 - 0,11916 \cdot p \cdot R.$$



	<b>PROGETTISTA</b> 	<b>COMMESSA</b> <b>NQ/R20133</b>	<b>UNITÀ</b> <b>000</b>
	<b>LOCALITÀ</b> <b>REGIONE SICILIA</b>	<b>REL-CIV-E-10501</b>	
	<b>PROGETTO</b> <b>RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE</b> <b>DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE</b>	Pag. 38 di 39	<b>Rev.</b> <b>1</b>

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

Per la prima, si osserva che posto  $v = 1/3$  si determina (a meno di approssimazioni) la formula speditiva proposta in UNI EN 1594, ai fini di calcolo del momento flettente anulare massimo.

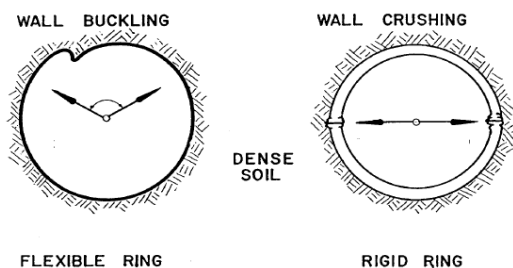
Anche in questo caso,  $v$  è limitato dal valore che corrisponde al permanere delle eventuali condizioni di comportamento rigido, preliminarmente attestato in base al relativo scenario di calcolo. A fini cautelativi, può porsi  $v = 0$ , determinando condizioni di assoluta sicurezza per la verifica. Per le condizioni di comportamento rigido del tubo di protezione, i due scenari di calcolo, relativi al variare di  $E_s$ , forniscono risultati tra loro diversi, in termini di sollecitazioni e tensioni, solo per valori diversificati di  $v$ .

### 6.3 Instabilità elastica della sezione

L'ovalizzazione potenziale della sezione è da considerarsi sempre presente, a prescindere dal comportamento flessibile o rigido del tubo. Come ampiamente illustrato, sulla base delle teorie applicabili, nel primo caso, lo stato tensionale è correlabile ai parametri di deflessione (almeno in termini teorici); nel secondo caso il fenomeno è sostanzialmente ininfluenza sullo stato tensionale.

Per entrambe le condizioni, sulla base della possibilità di condurre analisi globali, in parte o del tutto fondate sulla configurazione indeformata della tubazione (sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro), è opportuno procedere anche a determinare il carico critico di deformazione per imbozzamento ("*buckling*"). Ciò al fine di eseguire un controllo in funzione di specifici coefficienti di sicurezza, diversi da quelli previsti per le verifiche tensionali. Difatti, al crescere dei carichi applicati, aumentano l'ovalizzazione del tubo ed i momenti lungo la circonferenza; nella situazione limite è ipotizzabile l'innescare di cerniere plastiche nei punti maggiormente sollecitati (sezione di parete verticale inferiore, sezione di parete verticale superiore, sezione di parete orizzontale mediana). Di fatto, si dà luogo ad una verifica che riguarderebbe gli SLE, in quanto il fatto che il fenomeno sia contenuto e non pericoloso riguarda il permanere di condizioni di funzionalità in condizioni elastiche, mentre in condizioni SLU potrebbe ammettersi l'instaurarsi di plasticizzazioni (la qual cosa si esclude per finalità progettuali e di verifica secondo il criterio di resistenza imposto [→ 3.2]).

La limitazione della deflessione nei tubi a comportamento flessibile implica già condizioni di sicurezza nei confronti del fenomeno, per cui la verifica, che si effettua in funzione della pressione ultima, sulla base di relazioni empirico-sperimentali, riguarda soprattutto i casi di comportamento rigido del tubo di protezione.



I fenomeni che possono innescarsi, al variare del comportamento deformativo del sistema terreno-tubo di protezione, sono comunque diversi tra loro ed attengono in specie ai casi di terreni di posa densi o addensati.

Anche le porzioni di anello interessate dai potenziali meccanismi di crisi sono differenziate secondo il tipo di comportamento del tubo in

relazione al terreno.

La pressione ultima  $p_a$  per il quale si ritiene si possa innescare il meccanismo descritto, è data da<sup>34</sup>:

$$p_a = (32 \cdot B' \cdot v \cdot E_s \cdot E_t \cdot J_t / D_e^3)^{0.5} / FS.$$

Tale relazione è senz'altro applicabile ai casi di posa trenchless mentre, per le condizioni di posa mediante trincea di scavo è possibile introdurre ancora una volta la citata riduzione  $v$  del modulo di reazione elastica  $E_s$ <sup>35</sup> (di per sé del tutto cautelativa, nel caso in questione, a meno che si vogliano rappresentare fenomeni di sottospinta per presenza di falda). Nella procedura di calcolo la citata

<sup>34</sup> ASCE, ALA, "Guideline for the Design of Buried Steel Pipe"; op. cit.

<sup>35</sup> La norma tedesca ATV 127-88 consiglia una riduzione pari a  $1/3$  ( $v = 0,66$ ). Idem vedi nota successiva.

	PROGETTISTA		COMMESSA NQ/R20133	UNITÀ 000
	LOCALITÀ	REGIONE SICILIA	REL-CIV-E-10501	
	PROGETTO	RIFACIMENTO DERIVAZIONE PER PORTO EMPEDOCLE DN 300 (12"), DP 24 bar E OPERE CONNESSE	Pag. 39 di 39	Rev. 1

Rif. SAIPEM 023113-105-LA-E-80501

riduzione è imposta, a fini conservativi, in base al valore  $\nu = 2/3$ .

In tale relazione, oltre alle grandezze già descritte, intervengono:

- $B' = [1 + (4 \cdot e^{-0.213 \cdot H/De})]^{-1}$ , coefficiente empirico atto a rappresentare gli effetti e le caratteristiche del supporto<sup>36</sup>, in cui per H si assume la minima copertura effettiva del tubo di protezione;
- FS, coefficiente di sicurezza posto pari a 3.

La verifica di stabilità si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling  $p_a$  con la pressione risultante dagli effetti dei carichi applicati; ovvero:

$$W_{qED} \leq p_a,$$

con  $W_{qED}$  al netto del peso proprio del tubo di protezione.

## 7. ESPOSIZIONE DEI RISULTATI

In base a quanto descritto, i risultati di calcolo sono esposti per ciascuno dei due modelli associati a diverse quote concettuali di posa (massima copertura, nel tratto interno ai limiti della infrastruttura stradale, minima copertura nel tratto interno ai limiti della infrastruttura stradale) e, laddove applicato il criterio, per due scenari di caratterizzazione differenziata dei parametri elastici del terreno.

Si hanno, quindi, quattro eventuali distinte procedure di calcolo. Inoltre, ognuna delle descritte procedure di calcolo, viene riferita a due schemi di carico dei carichi veicolari in superficie. Tutte le analisi sono condotte per il tronco corrispondente alla lunghezza di calcolo prefissata.

I risultati, in termini di verifica tensionale e di deformazione, sono esposti per i casi più gravosi corrispondenti ai modelli di calcolo associati alle due profondità, per i quali, di norma, risultano rispettivamente dimensionanti i carichi di superficie (copertura minima) e i carichi geostatici (copertura massima).

Ove necessario, la presenza di punti aventi copertura di progetto superiore a quella massima considerata nel tronco corrispondente alla lunghezza di calcolo prefissata, dà luogo ad una ulteriore verifica locale, appositamente condotta, atta a determinare le condizioni di resistenza e deformazione in detti punti, in relazione al carico (di norma solo geostatico) ivi agente.

Con tali presupposti il manufatto è verificato in funzione delle più conservative condizioni di carico, permanenti e variabili.

Si specifica che, laddove si adotta il parametro cautelativo  $\nu$ , che agisce sul modulo di elasticità del terreno nell'intorno del tubo di protezione, le tensioni associate ai fenomeni di ovalizzazione risultano estremamente amplificate, divenendo predominanti rispetto agli effetti flessionali e taglianti lungo l'asse del tubo di protezione. Il rapporto tra gli stati tensionali da deformazione locale e quelli da deformazione longitudinale è conseguente alterato, a fini cautelativi. I modelli e gli scenari di calcolo forniscono comunque l'entità delle deformazioni flessionali lungo l'asse del tubo di protezione ed i valori dello spostamento elastico massimo, per le correlate valutazioni.

<sup>36</sup> AWWA – "Steel pipe. A guide for design and installation"; op.cit.