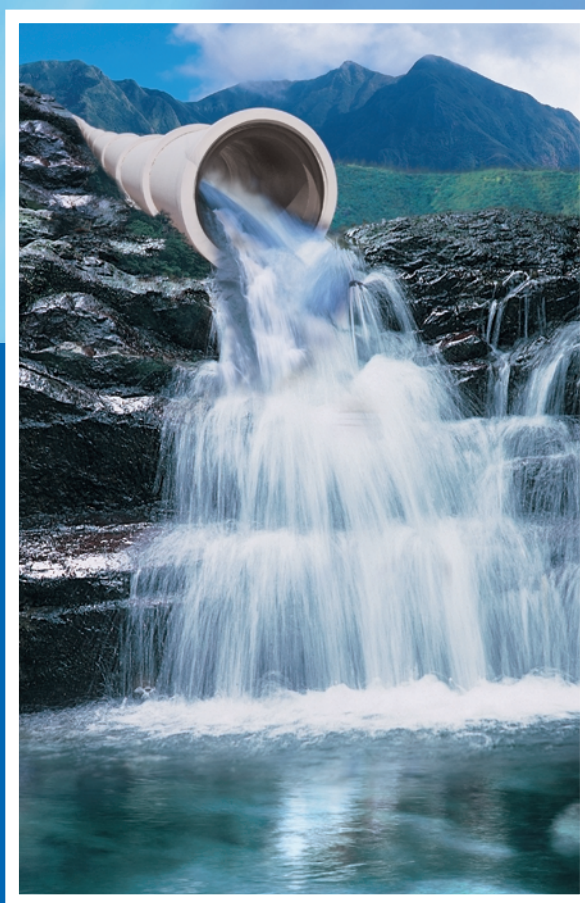


Tubazioni in calcestruzzo

MANUALE DI PROGETTAZIONE
E UTILIZZO



ASSOBETON

Associazione Nazionale Industrie
Manufatti Cementizi

Sezione Produttori Tubi

2^a EDIZIONE

2004

“... l'acqua è simbolo eterno della vita, luogo della
indispensabile riconciliazione tra l'uomo e la natura,
materia primigenia, forza di evoluzione...”

(CARTA DI MONASTIR)



TUBAZIONI

IN CALCESTRUZZO



ASSOBETON

Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi

Sezione Produttori Tubi

Hanno collaborato alla stesura del manuale:

Carlo Bonfanti	<i>Libero professionista</i>	<i>Piacenza</i>
Pierpaolo Capodiferro	<i>Consulente tecnico</i>	<i>Bergamo</i>
Francesco Franzoni	<i>Imprenditore</i>	<i>Rezzato (BS)</i>
Giuseppe Montini	<i>Libero professionista</i>	<i>Rodengo Saiano (BS)</i>
Fabio Musilli	<i>Imprenditore</i>	<i>Cassino (FR)</i>
Roberto Pisani	<i>Dirigente d'azienda</i>	<i>Asti</i>

Progettazione e realizzazione grafica: S.G.S. Communication (RE)

Stampa: Soncini (RE)

2^a EDIZIONE

NOVEMBRE 2004

Tubazioni in calcestruzzo

MANUALE DI PROGETTAZIONE
ED UTILIZZO



Negli ultimi anni la prefabbricazione si è andata sempre più sviluppando e generalizzando sia per la semplicità e regolarità di posa dei manufatti sia per la loro affidabilità.

Quest'ultima deriva principalmente dal costante controllo in stabilimento dei parametri tecnici fondamentali quali, ad esempio, le caratteristiche meccaniche ed idrauliche.

Le attuali tecnologie di produzione di tubazioni garantiscono una elevata compattazione del calcestruzzo che offre pertanto migliori garanzie di resistenza ed impermeabilità.

Il processo tecnologico, che ha raggiunto nell'ultimo decennio un notevole grado di raffinatezza ed affidabilità del prodotto, ha permesso di realizzare giunzioni in grado di assorbire le tolleranze di produzione e garantire una perfetta tenuta nel tempo della condotta, al fine di evitare ogni forma di inquinamento del terreno e delle falde acquifere.



ASSOBETON

Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi

Sezione Produttori Tubi

Introduzione al manuale

Gli elementi prefabbricati in calcestruzzo armato, non armato o rinforzato con fibre sono particolarmente adatti per la fabbricazione di tubazioni funzionanti a pelo libero o, occasionalmente, a basse pressioni, poiché le caratteristiche idrauliche e il comportamento meccanico, in generale migliorano con il passar del tempo. L'uso di tubazioni in calcestruzzo per l'esecuzione di fognature ed opere accessorie è da sempre presente in ogni parte del mondo e l'esperienza accumulata, nonché gli ottimi risultati ottenuti, assicurano un incremento del loro utilizzo nel tempo.

Per questo motivo la Sezione Produttori Tubi di Assobeton - Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi - ha promosso la redazione del presente manuale che vuole essere il compendio più aggiornato delle conoscenze relative alla progettazione di sistemi fognari. Questo manuale vuole favorire la conoscenza e quindi l'applicazione dei manufatti in calcestruzzo ed, in generale, essere d'aiuto a tutti gli operatori del settore per la realizzazione di opere che, correttamente progettate, adeguatamente realizzate ed efficacemente monitorate nel tempo, assicurino una perfetta funzionalità e durabilità nel rispetto dell'ambiente.



ASSOBETON

Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi

Sezione Produttori Tubi

INTRODUZIONE



P R O D U T T O R I T U B I

Contenuti del manuale

1.0	I tubi in calcestruzzo	12
1.1	Storia e sviluppo	14
1.2	Attuale tipologia dei tubi in calcestruzzo	16
1.3	Vantaggi dei tubi in calcestruzzo	18
1.4	Caratteristiche generali delle tubazioni	18
2.0	Normativa	20
2.1	Normativa Italiana UNI: Progetto di norma U.73.04.096.0	22
2.2	Normativa Europea EN 1916 e 1917	23
2.3	Decreti e circolari per la progettazione e realizzazione di condotte fognarie	25
2.4	Altre norme UNI EN	25
2.5	Altre norme specifiche	25
3.0	Progettazione e Calcolo	26
3.1	Durabilità	28
3.2	Impatto ambientale	29
3.3	Aspetti economici	30
3.4	Calcolo idraulico di tubazioni non in pressione	31
3.5	Calcolo dei carichi sulle tubazioni	44
3.6	Criteri per il calcolo strutturale	81
3.7	Pozzetti, pezzi speciali ed accessori	85
3.8	Guarnizioni	91
3.9	Tubi spinta	93
3.10	Indicazioni sulla documentazione necessaria per la redazione del progetto di fognatura	98

ARGOMENTI

INDICE

4.0	Fabbricazione dei tubi, prove e controlli in stabilimento	100
------------	--	------------

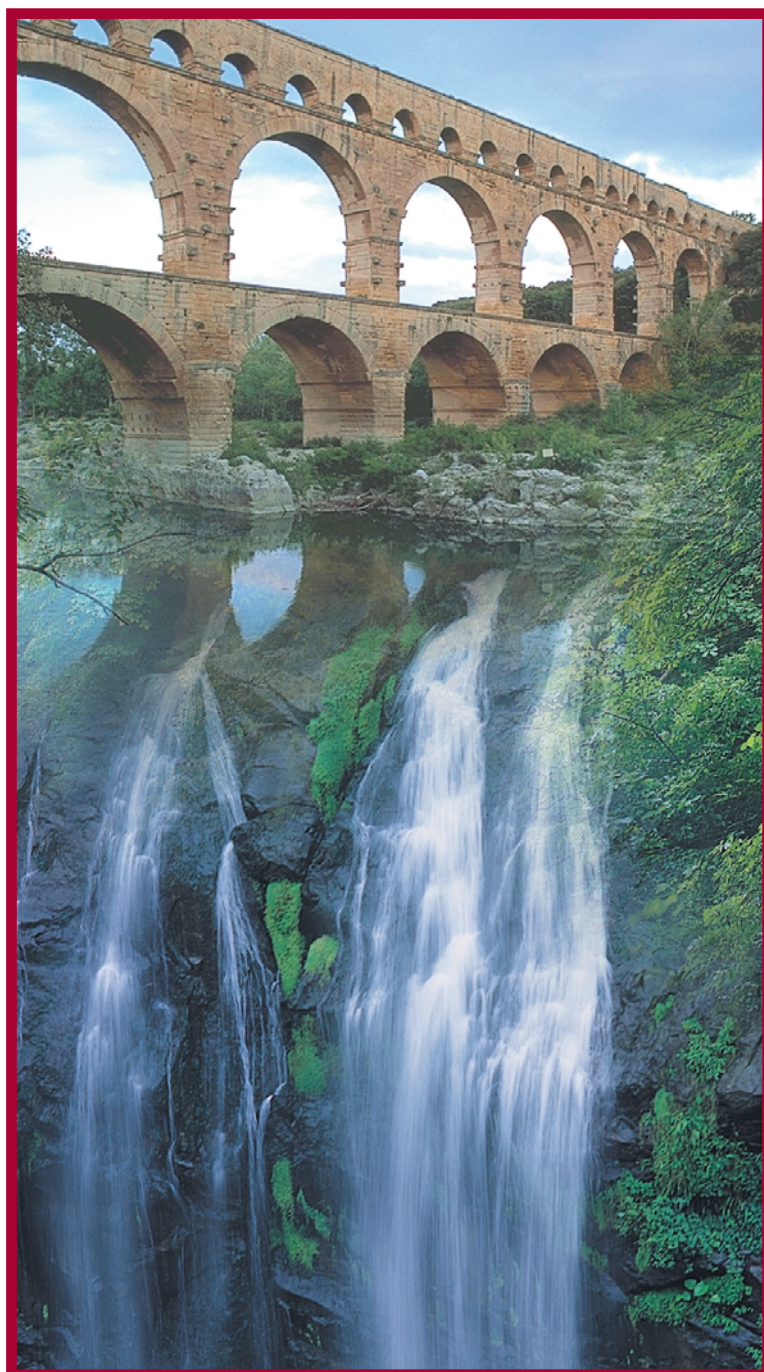
4.1	Evoluzione del processo tecnologico in Italia	102
4.2	Innovazioni tecnologiche	105
4.3	Stagionatura del calcestruzzo	105
4.4	Controllo di qualità	106
4.5	Marcatura dei tubi	112

5.0	Messa in opera ed installazione	114
------------	--	------------

5.1	Pianificazione	116
5.2	Scavo e preparazione della trincea	117
5.3	Trasporto	118
5.4	Scarico	121
5.5	Deposito sul luogo d'opera	122
5.6	Installazione con rinterro	122
5.7	Giunzioni	127
5.8	Collaudo e prove sulle condutture	128

6.0	Pulizia, conservazione e risanamento condutture	132
------------	--	------------

6.1	Generalità	134
6.2	Pulizia, conservazione e risanamento	135





I tubi in calcestruzzo

1.1 Storia e sviluppo

1.2 Attuale tipologia dei tubi in calcestruzzo

- 1.2.1 Classificazione in base alla pressione del fluido
- 1.2.2 Classificazione in base alla sezione interna
- 1.2.3 Classificazione in base alla sezione esterna
- 1.2.4 Classificazione in base all'utilizzo
- 1.2.5 Il sistema di giunzione

1.3 Vantaggi dei tubi in calcestruzzo

1.4 Caratteristiche generali delle tubazioni

1.1 Storia e sviluppo



La costruzione di sistemi fognari è molto antica: la prima di cui si ha conoscenza fu realizzata in Nippur, India, intorno al 3750 a.C.

Numerosi scavi archeologici hanno portato alla luce sistemi di drenaggio, quale quello di Tell Asmar, vicino a Bagdad, risalente al 2600 a.C.

Nei villaggi dell'Asia Minore e nel vicino Oriente, si utilizzavano canali per evacuare le acque in eccedenza dalle città.

Sarà successivamente in Grecia, ed in particolare ad Atene e Corinto, che si realizzarono canali rettangolari coperti con lastre di pietra piana, le quali talvolta formavano parte della pavimentazione delle piazze o delle strade. Uno di questi, denominato Gran Dren, aveva una sezione quadrata normale di metri 1,00 x 1,00 ed in esso affluivano tutta una serie di condotti secondari.

Per quanto concerne le opere civili di questo tipo, i Romani furono innovativi, rivoluzionarono ed ampliarono le varie tecniche fino ad allora seguite.

La costruzione di grandi acquedotti per fornire le popolose città romane, unitamente ai sistemi di fognatura per trasportare le acque residuali, furono i pilastri del progresso urbano romano. Uno dei grandi meriti dell'ingegneria romana fu quello di risolvere il problema del risanamento delle città mediante il sistema fognario che impediva o limitava il diffondersi di epidemie.

Un esempio è la Cloaca Massima di Roma, la cui costruzione fu iniziata a partire dal 200 a.C. Inizialmente raccoglieva l'acqua che scorreva liberamente nelle valli che separavano le colline del Septimontium, dove si erano stabiliti i primi colonizzatori della zona. L'opera venne costruita in varie fasi: dapprima si scavarono grandi fosse lungo ogni valle, sino alle foci del Tevere, successivamente gli alvei vennero stabilizzati con pareti di legno e copertura di tavole sempre di legno; in ultimo fu poi definitivamente realizzata una copertura arcuata continua in pietra.

All'imboccatura di questa grande opera, oggi si osserva un arco di 5,00 metri di diametro con corsi cuneiformi di pietra ad incastri alternati. Il dettaglio del triplo corso sta ad indicare che non può essere anteriore al I secolo d.C.

La sezione trasversale varia a seconda del tragitto: nella prima zona, fino al Foro Romano, ha un'altezza di metri 2,10, per poi arrivare a metri 5,00 nella zona della foce.



Cloaca: lo sbocco nel Tevere della Cloaca Massima

Le sezioni delle cloache romane erano contraddistinte da pareti verticali leggermente inclinate, coperte da pietra piana o da mattoni. Gli innesti alla rete avvenivano mediante tubi sigillati con canapa. Per dimensioni maggiori si realizzavano condotti rettangolari superficiali, coperti con le stesse lastre di pietra che servivano anche da pavimentazione della strada o del marciapiede.

Gli ultimi rami della rete terminavano in una galleria ispezionabile.

Nei nodi più importanti si disponevano piccoli archi di biforcazione o di diminuzione di pressione. Le reti di distribuzione dell'acqua potabile e quella per l'evacuazione di acque reflue e pluviali si disponevano totalmente indipendenti per evitare la contaminazione, proprio come si fa oggi.



Tubi in calcestruzzo sono stati usati dai romani sia per acquedotti che per fognature: parte del sistema fognario del tratto Eifel - Colonia è ancora in buone condizioni (anno 200 D.C.)

Man mano che le città crescevano, aumentava la produzione di acque reflue, immondizia e rifiuti. Questa situazione continuò fino al principio del XIX secolo quando, grazie a nuovi sistemi di distribuzione dell'acqua, fu possibile utilizzare la stessa per il trasporto dei rifiuti.

Fino all'inizio del XIX secolo non si registrarono progressi importanti per quanto riguarda le tecniche costruttive o i modelli matematici dei sistemi fognari.

Nel 1775, un ingegnere francese, Antoine Chezy, propose una formula primitiva che anticipava quelle sviluppate successivamente sulla cinematica e dinamica dei fluidi.

La Rivoluzione Industriale costituì un cambiamento senza precedenti nella Storia dell'Umanità: per la prima volta i lavori venivano svolti con macchine.

Con il consumo di massa crebbero vertiginosamente le città intorno alle industrie e vi fu necessità quindi di fornitura di acqua potabile e di smaltimento di quelle piovane e reflue. Fu necessario quindi sviluppare sistemi di rifornimento e smaltimento per non frenare la crescita urbana.

I primi metodi di risanamento si svilupparono all'inizio del 1840, quando si costruì la prima fognatura moderna in Amburgo (Germania); successivamente vennero realizzate quelle di Londra e Parigi.

In America, la più antica è considerata quella di Mohawk, in New York, costruita in calcestruzzo nel 1842.

L'industria delle tubazioni in calcestruzzo cominciò ad affermarsi durante il XIX secolo, quando ci si rese conto della necessità di sistemi di risanamento estesi.

Molte reti in calcestruzzo vennero costruite tra il 1860 e il 1880 e presto le loro caratteristiche di durabilità cominciarono ad essere evidenti ed apprezzate.

Quella di Parigi, costruita verso la metà del XIX secolo, a base di pietra e cemento, controllata approfonditamente nel 1915 risultò essere in eccellente stato di conservazione ed ancora utilizzabile.

Lo stesso era accaduto nel 1881 per la rete di Vienna, realizzata in calcestruzzo, vecchia di 20 anni, e che era ancora idonea al trasporto di acque residue.

La rete di risanamento di San Louis, Missouri, eseguita nel 1868 con calcestruzzo, nella revisione accurata effettuata nel 1962 non evidenziò alcun danno e risultò perfettamente efficiente.

Questi ed altri casi, dimostrando la validità dell'utilizzo di tubazioni in calcestruzzo, hanno permesso lo sviluppo dell'industria in questo campo, la formulazione di teorie idrauliche e meccaniche e la comparsa di test e di norme che regolamentano la fabbricazione e la messa in opera.



Tubi in calcestruzzo del sistema fognario di Norwich del 1890 hanno dato ottimi risultati alla prova a rottura

1.2 Attuale tipologia dei tubi in calcestruzzo

1.2.1 Classificazione in base alla pressione del fluido

I tubi possono raggrupparsi secondo l'utilizzo in:

- Tubi in pressione
- Tubi a gravità

1.2.2 Classificazione in base alla sezione interna

La sezione interna del tubo permette di stabilire una prima classificazione: la sezione circolare è senz'altro la più utilizzata (da 300 a 3000 mm.).

Quando la variazione di flussi all'interno di una rete fognaria è notevole, può risultare consigliabile rivolgersi a sezioni interne ovoidali (da 400/600 a 1200/1800), che riducono i problemi di sedimentazione con basse portate.

L'utilizzo di tubi di sezione rettangolare si applica principalmente per canalizzazioni di corsi d'acqua naturali o per condotte fognarie con grandi portate.

1.2.3 Classificazione in base alla sezione esterna

Si classificano in:

- Tubi circolari
- Tubi a base piana (internamente possono avere una sezione circolare, ovoidale o ellittica)
- Tubi di sezione rettangolare o quadrata



Tubo circolare



Tubo circolare con piede d'appoggio



Tubo ovoidale



Tubo di sezione rettangolare

1.2.4 Classificazione in base all'utilizzo

I tubi in calcestruzzo possono classificarsi a seconda del loro uso, in:

- Tubi per fognature a gravità
- Tubi per fognature a bassa pressione
- Tubi per drenaggio
- Tubi per reti di irrigazione a gravità
- Tubi per reti di irrigazione a bassa pressione
- Tubi per uso industriale

1.2.5 Il sistema di giunzione

I tubi, oltre che resistere ai carichi esterni, devono nell'accoppiamento garantire la tenuta, perciò si deve prestare particolare attenzione al sistema di giunzione, che di solito è costituito da un finale maschio e un finale femmina.

La guarnizione delle tubazioni, deve nel modo più assoluto impedire la fuoriuscita dalla condotta di fluidi che possano contaminare gli acquiferi, come pure le infiltrazioni dall'esterno che graverebbero inutilmente sul processo di depurazione.

Per questo motivo il finale maschio deve avere l'estremità liscia, senza cavità e senza eccedenze, per far sì che sia assicurato un perfetto innesto. Il disegno e le tolleranze dimensionali, devono garantire che le guarnizioni compiano la loro funzione di tenuta.

1.3 Vantaggi dei tubi in calcestruzzo

E' consigliato l'utilizzo dei tubi di calcestruzzo per i seguenti motivi:

- Il tubo sopporta bene i carichi statici e dinamici.
- Le pareti del tubo sono praticamente impermeabili.
- L'uso della giunzione elastica fa sì che il tubo meglio si adatti ai piccoli movimenti del terreno garantendone la tenuta.
- I tubi possono essere fabbricati in base a specifica richiesta.
- La maggiore resistenza agli sforzi ovalizzanti (trattandosi di tubi rigidi).
- La grande durata: esistono condutture con più di 75 anni senza che si sia evidenziato alcun deterioramento delle tubazioni.
- La condotta, una volta installata e in servizio, richiede solo una minima manutenzione.
- Le condizioni idrauliche del cemento, migliorano con il passar del tempo.
- I pezzi speciali vengono fabbricati con lo stesso materiale (sistema completo).
- L'industria dei tubi in calcestruzzo non è inquinante.
- I tubi non richiedono, generalmente, rivestimenti interni.
- I tubi in calcestruzzo armato non richiedono, in condizioni normali, di speciali mezzi di protezione contro la corrosione, in quanto le reazioni di idratazione dei costituenti il cemento producono il conosciuto effetto della passivazione delle armature metalliche.
- Non galleggiano in presenza di falda.
- L'ampia gamma di scelta(circolari, ovoidali, rettangolari, ellittici).
- L'ampia gamma dimensionale (da 300 mm a 3000 mm.).
- Resistenza all'alta pressione per il lavaggio.

Un altro vantaggio molto importante è relativo all'energia richiesta nelle varie fasi di fabbricazione dei manufatti; in questa ottica, la tubazione di calcestruzzo è quella che richiede meno energia nel processo totale di produzione.

1.4 Caratteristiche generali delle tubazioni

Caratteristiche	Calcestruzzo	Gres	Materiali plastici
Durabilità dimostrata	SI	SI	NO
Non infiammabilità	SI	SI	NO
Alta resistenza	SI	SI	NO
Resistenza all'urto	SI	NO	NO
Rigidezza	SI	SI	NO
Resistenza all'alta pressione di lavaggio	SI	SI	NO
Limitato impatto ambientale	SI	SI	NO
Limitato impatto ambientale durante la produzione	SI	NO	NO
Peso ridotto	NO	NO	SI
Non galleggiamento	SI	SI	NO
Sistema completo	SI	NO	NO
Diametri da 300 a 3000mm	SI	NO	NO
Installazione a spinta senza scavi	SI	SI	NO
Resistenza all'attacco di roditori	SI	SI	NO

Fonte:
CPA Concrete Pipe
Association
"The comprehensive guide
to precast concrete
drainage systems"

I Produttori aderenti ad ASSOBETON possono anche offrire soluzioni particolari per il rivestimento delle superfici interne.

VERNICI

- epossidiche
- epossipoliuretaniche
- epossicatramose



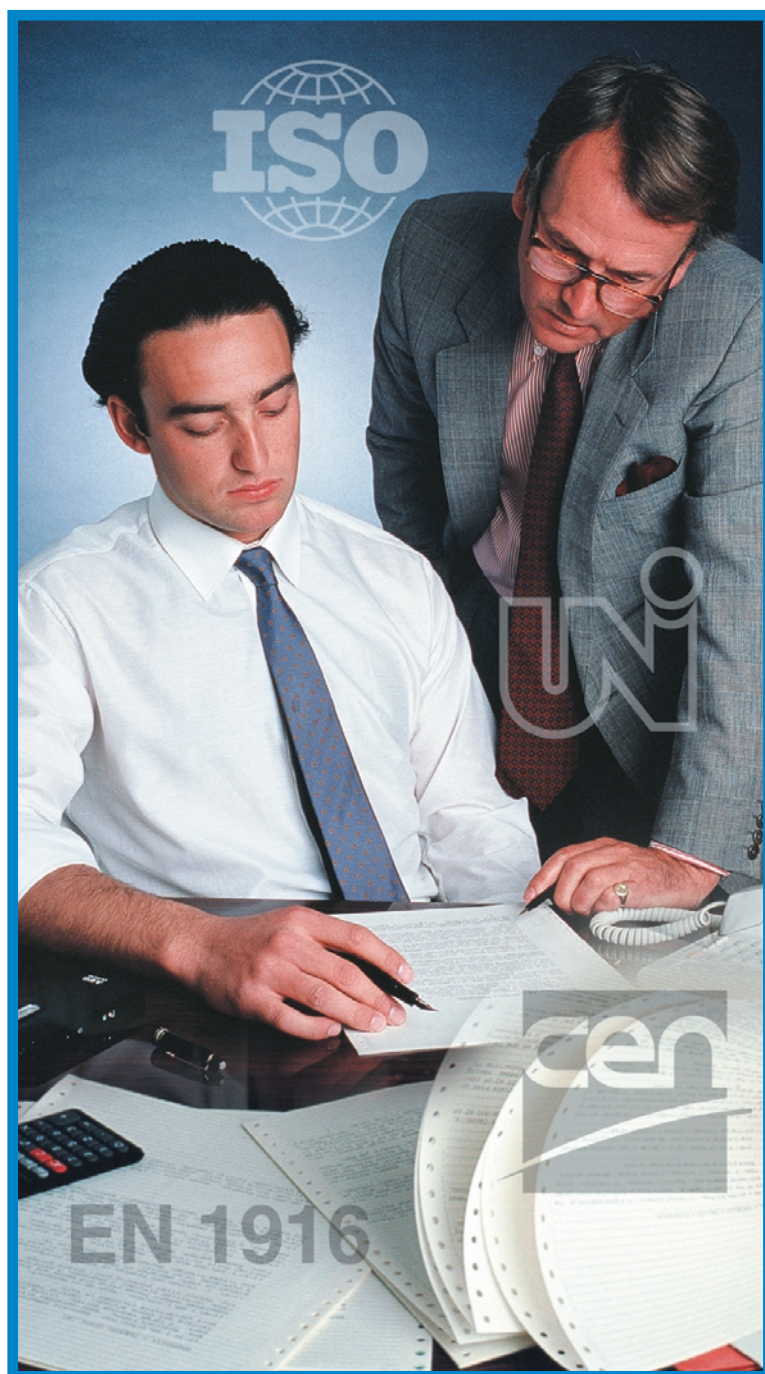
Esempio di verniciatura epossidica applicata all'interno del manufatto cementizio

RIVESTIMENTI PLASTICI

- lamina in polietilene
- polipropilene
- poliuretano spruzzato
- resine poliuretaniche ad iniezione (solo sui giunti o su tutta la superficie)



Esempio di tubo rivestito con resine poliuretaniche





Normativa

- 2.1 Normativa Italiana UNI: Progetto di norma U 73.04.096.0**
- 2.2 Normativa Europea EN 1916 e 1917**
- 2.3 Decreti e circolari per la progettazione e realizzazione di condotte fognarie**
- 2.4 Altre norme UNI EN**
- 2.5 Altre norme specifiche**



UNI, l'Ente Nazionale Italiano di Unificazione, negli anni scorsi aveva pubblicato alcune norme volontarie ritirate nel settembre 2000, per essere sostituite da un unico Progetto di Norma U 73.04.096.0 “Tubi in calcestruzzo armato, non armato, rinforzato con fibre in acciaio”, che sostanzialmente nei contenuti anticipava la norma europea EN 1916. Nel corpo legislativo cogente esistono invece una serie di decreti e di circolari che normano la progettazione e la realizzazione delle condutture fognarie e delle relative opere d'arte in calcestruzzo. A livello europeo sono state elaborate un insieme di Norme che dovranno essere inserite nel corpo legislativo italiano; in particolare per quanto riguarda le tubazioni in calcestruzzo, sono state approvate le Norme EN 1916 “Tubi in calcestruzzo armato, non armato, rinforzato con fibre di acciaio”, e la EN 1917 “Pozzetti e camerette d'ispezione in calcestruzzo armato, non armato, rinforzato con fibre di acciaio”. Tali indicazioni diventeranno cogenti verso la fine del 2004.

2.1 Normativa Italiana UNI: Progetto di norma U 73.04.096.0

La norma **U 73.04.096.0** pubblicata dall'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, “Tubi in calcestruzzo armato, non armato, rinforzato con fibre in acciaio” tiene in considerazione i progetti di norme europee e adatta alle condizioni abituali di utilizzazione del mercato italiano, alcune prescrizioni lasciate volutamente indeterminate a livello europeo.

In particolare rispetto a quanto previsto dalla 1916, di cui si tratterà nel seguito, sono state aggiunte le classi di resistenza, il valore minimo del copriferro e la percentuale minima di armatura.

Copriferro: Lo spessore minimo del copriferro per l'armatura strutturale, deve essere in relazione alle condizioni di servizio previste e, con un valore minimo corrispondente alle condizione di ambiente moderatamente aggressivo previsto nelle norme UNI 8981/5.

Ferro: per i tubi dichiarati armati, la percentuale minima della sezione dell'armatura, relativa all'area delle sezione longitudinale del corpo del tubo, deve essere di 0,40% per tondini lisci e di 0,25% per tondini ad aderenza migliorata o con nervature.

Classi di resistenza: un tubo, quando sottoposto alla prova di schiacciamento, dovrà sopportare un carico minimo F_n corrispondente alla sua dimensione nominale e alla sua classe di resistenza. Per classe di resistenza si intende il carico minimo di rottura (F_n), espresso in kN per metro diviso per un millesimo del diametro nominale interno (DN) o della larghezza nominale (WN).

La classe minima che gli elementi dovranno garantire sono:

Diametro-larghezza nominale interna (millimetri)	Classi di resistenza secondo la U 73.04.096.0 $\frac{KN \cdot 1.000}{DN}$
da 300 a 700	135
da 800 a 1200	110
da 1300 a 1600	100
oltre 1600	90

Diametro nominale interno (millimetri)	Carico minimo di schiacciamento per unità di lunghezza secondo la U 73.04.096.0 (KN/m)
300	41
400	54
500	68
600	81
700	95
800	88
900	99
1000	110
1100	121
1200	132
1300	130
1400	140
1500	150
1600	160
1800	162
2000	180
2200	198
2400	216
2600	234
2800	252
3000	270

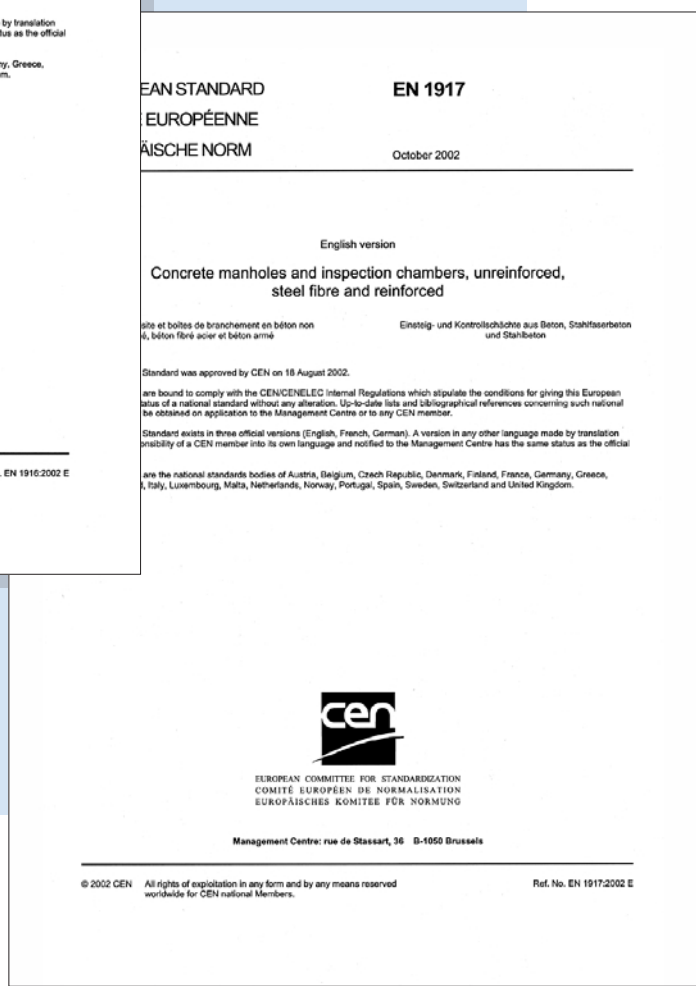
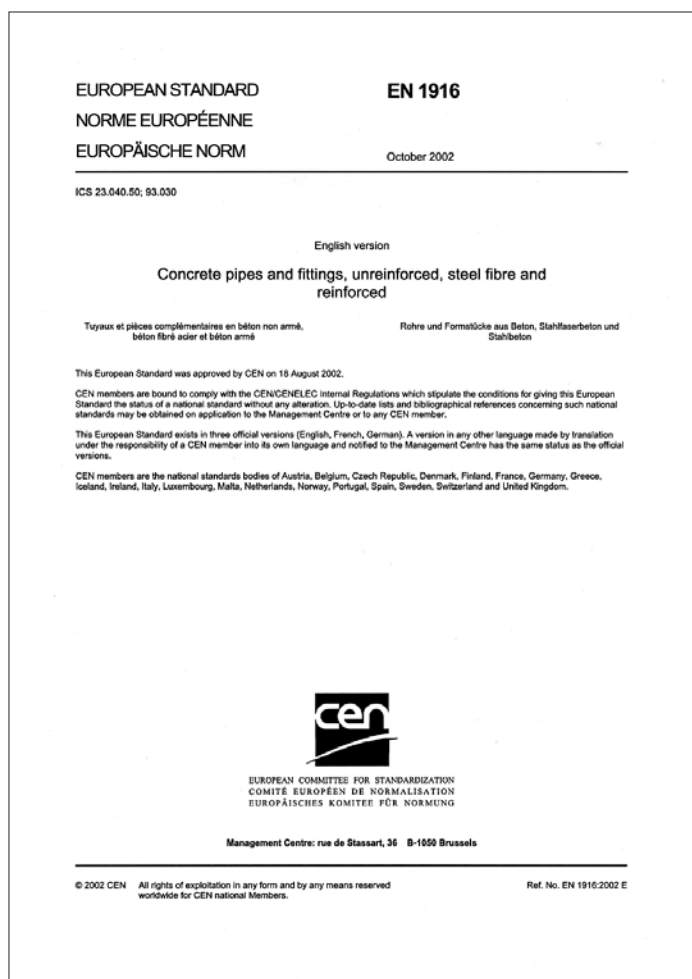
Il carico minimo di schiacciamento per unità di lunghezza si ricava moltiplicando la classe di resistenza per un millesimo del diametro nominale interno.

2.2 Normativa Europea EN 1916 e 1917

La prima, “Tubi in calcestruzzo armato, non armato, rinforzato con fibre di acciaio”, contiene essenzialmente:

- i riferimenti normativi richiamati nella norma
- le definizioni ed i simboli da utilizzare per avere riferimenti univoci per tutti gli operatori, i requisiti generali dei materiali, componenti e manufatti
- i requisiti specifici per le varie tipologie di tubi
- i metodi di prova per i prodotti finiti
- la valutazione di conformità dei prodotti ai requisiti con particolare riferimento alla certificazione del prodotto
- le informazioni che devono apparire sulla marcatura di ogni elemento

Negli allegati sono poi descritti i metodi di prova o i calcoli per valutare la tenuta delle guarnizioni, la resistenza strutturale per i tubi spinta, la resistenza allo schiacciamento, la resistenza al momento flettente longitudinale, l'impermeabilità all'acqua, l'assorbimento d'acqua, e il sistema per assicurare la qualità del produttore con le relative procedure per il campionamento.



La norma EN 1917 “Pozzetti e camerette d’ispezione in calcestruzzo armato, non armato, rinforzato con fibre di acciaio” sostanzialmente ricalca la norma EN 1916 con le variazioni ovvie per la particolarità dei manufatti.

2.3 Decreti e circolari per la progettazione e realizzazione di condotte fognarie

- D.M.LL.PP 12 Dicembre 1985 “Norme tecniche relative alle tubazioni”
- Circ. M.LL.PP. n°.27291 del 20/03/86
- D.M.23 Febbraio 1971 “Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”
- D.M. LL.PP. 8 Gennaio 1997, n°. 99 “Regolamento sui criteri e sui metodi in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e le fognature”
- D.L. 5 gennaio 1994, n°. 36 “Disposizione in materia di risorse idriche”
- Delibera M.LL.PP. 04/02/1997
- D.L. 11 Maggio 1999, n°. 152 “Disposizioni sulla tutela delle acque dall’inquinamento...”
- Circ. M. LL.PP 7 Gennaio 1974 “Istruzioni per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognatura”

2.4 Altre norme UNI EN

- Norma UNI-EN 1.295-1 “Calcolo della resistenza meccanica delle tubature interrate sotto differenti condizioni di carico. Parte 1: Requisiti generali”
- UNI EN 1610 “Costruzioni e collaudo di connessioni di scarico e collettori di fognatura”
- UNI EN 681-1 “Elementi di tenuta in elastomero. Requisiti dei materiali per i giunti di tenuta nelle tubazioni utilizzate per adduzioni e scarico dell’acqua. Gomma vulcanizzata”
- UNI 7517 “Guida per la scelta delle classi dei tubi”
- Norma UNI-EN 752-3 “Sistemi di drenaggio e di fognatura esterna agli edifici. Parte 3: Progetto”
- Norma UNI-EN 476 “Requisiti generali per componenti impiegati nelle tubature di evacuazione, canali di scolo e fogne per sistemi di gravità”

2.5 Altre norme specifiche

- DIN 4033 “Codice di pratica per le costruzioni di fognature”
- ATV A 127 “Standards per il calcolo strutturale di drenaggi e fognature”

Norme in fase di definizione

- CEN / TC229 / WG1 / TG11 - “Box Culverts” - “Elementi Scatolari”







Progettazione e calcolo

3.1 Durabilità

3.2 Impatto ambientale

3.3 Aspetti economici

3.4 Calcolo idraulico di tubazioni non in pressione

- 3.4.1 Generalità
- 3.4.2 Elementi fondamentali per la scelta del tracciato e del profilo
- 3.4.3 Normativa vigente
- 3.4.4 Caratteristiche quantitative degli scarichi
- 3.4.5 Calcolo dei collettori pluviali
- 3.4.6 Caratteristiche idrodinamiche dei tubi
- 3.4.7 Valori caratteristici e diagrammi
- 3.4.8 Deflusso a sezione non piena

3.5 Calcolo dei carichi sulle tubazioni

- 3.5.1 Azioni del rinterro
- 3.5.2 Azione verticale dei carichi mobili e permanenti
- 3.5.3 Scelta della modalità di posa
- 3.5.4 Determinazione e scelta del coefficiente di posa
- 3.5.5 Applicazione del coefficiente di sicurezza
- 3.5.6 Scelta delle caratteristiche di resistenza dei tubi

3.6 Criteri per il calcolo strutturale

- 3.6.1 Generalità
- 3.6.2 Esempi delle formule più frequentemente usate per tubi armati
- 3.6.3 Esempi delle formule più frequentemente usate per i tubi non armati
- 3.6.4 Osservazioni sul carico di fessurazione e di collasso

- 3.6.5 La sollecitazione del tubo come trave

- 3.6.6 Osservazioni sulla corrosione

3.7 Pozzetti, pezzi speciali ed accessori

- 3.7.1 Generalità
- 3.7.2 Curve
- 3.7.3 Innesti laterali di piccolo diametro
- 3.7.4 Pozzetti prefabbricati in calcestruzzo
- 3.7.5 Esempio di calcolo di una struttura scatolare monoconnessa, interrata, con asse verticale, a sezione circolare
- 3.7.6 Esempio di verifica di stabilità di una cameretta di ispezione di fognatura, a sezione circolare e ad asse verticale con diametro interno utile di 1.000 mm

3.8 Guarnizioni

- 3.8.1 Guarnizioni per tubi
- 3.8.2 Guarnizioni per giunzione tubo-pozzetto
- 3.8.3 Guarnizioni per giunzione tra i moduli del pozzetto

3.9 Tubi spinta

- 3.9.1 Introduzione
- 3.9.2 Cenni storici
- 3.9.3 Utilizzi e vantaggi
- 3.9.4 Microtunnelling
- 3.9.5 Tecnica del pipe jacking
- 3.9.6 Progettazione

3.10 Indicazioni sulla documentazione necessaria per la redazione del progetto di fognatura

3.1 Durabilità



Si definisce, come durabilità di una tubazione, la capacità di mantenere le sue funzioni idrauliche e strutturali nel tempo. Dal punto di vista tecnico progettuale una delle considerazioni di maggiore interesse è la capacità di una tubazione di continuare a svolgere le sue funzioni in un periodo determinato con risultati favorevoli.

Ad oggi non si conosce nessun materiale completamente inerte all'azione chimica e immune al deterioramento fisico. Il calcestruzzo non è una eccezione, anche se, in condizioni di esposizione normale il suo periodo utile di vita è molto lungo. Si è constatato che questo aggregato, prodotto dai Romani con cemento pozzolanico, si trova spesso in buone condizioni anche dopo 2000 anni.

La durata è quindi da mettere in relazione con l'aspettativa di vita e il mantenimento delle caratteristiche resistenti del materiale. In ogni caso le tubazioni in calcestruzzo hanno avuto, storicamente, una vita utile molto lunga, il che si deve attribuire alla particolare caratteristica del materiale.

Ciò premesso è da evidenziarsi che sono i fluidi che scorrono nelle tubazioni ad esercitare azioni pregiudizievoli; queste possono essere essenzialmente di due tipi: meccanica e chimica. La prima è l'erosione prodotta dallo scorrere dei fluidi e dei materiali trasportati; la seconda include la dissoluzione dei componenti il calcestruzzo dovuta alla reazione della pasta cementizia con le sostanze ed acidi presenti nei liquidi e nei vapori che si generano.

Considerata la capacità di resistenza del calcestruzzo all'azione abrasiva, le azioni meccaniche esercitate dai fluidi trasportati sono abbastanza ridotte, inoltre le incrostazioni che nel tempo si depositano sulla superficie interna delle tubazioni assumono la funzione di pellicola protettiva.

Dei due materiali che compongono solitamente i tubi, è l'acciaio il più sensibile agli effetti aggressivi di tipo chimico, anche se la pasta cementizia, soprattutto in presenza di liquami di fognatura nera o di particolari lavorazioni industriali, può egualmente subire un sensibile degrado nel tempo. In questo caso, già in fase di fabbricazione si devono prendere le dovute precauzioni che vanno dall'utilizzo di cementi speciali di tipo pozzolanico o ferro-pozzolanico all'adozione di rivestimenti della parete interna resistenti agli acidi.

Il calcestruzzo, come ben noto, ha notevoli effetti benefici nei confronti della corrosione dell'acciaio, in primo luogo interpone una barriera fisica tra acciaio e ambiente, secondariamente possiede una elevata alcalinità e crea di fatto un ambiente essenzialmente basico. Infine presenta, dopo che è indurito, una bassa conducibilità elettrica e di fatto impedisce il passaggio di corrente elettrica (correnti vaganti).

I principali agenti aggressivi che si possono riscontrare nell'utilizzo di tubazioni in calcestruzzo sono:

- Acidi in genere
- Solfati
- Cloruri
- Gelo e disgelo
- Abrasione
- Correnti elettriche vaganti

i cui effetti possono essere notevolmente limitati con opportuni accorgimenti già in fase di fabbricazione, producendo tubazioni in calcestruzzo armato in impianti moderni con supervisione e controllo della qualità in ogni sua fase.

Tutti i materiali utilizzati quali gli aggregati, l'acciaio, il cemento, gli additivi e l'acqua vengono sottoposti a severi controlli prima del loro uso.

Il basso rapporto acqua-cemento è essenziale per la resistenza e durabilità della pasta cementizia, caratteristica fondamentale delle tubazioni prefabbricate in calcestruzzo armato, non armato o rinforzato con fibre.

3.2 Impatto ambientale

Durante gli ultimi anni si è avuta una importante evoluzione nella considerazione dell'ambiente che ci circonda. Si è passati dall'idea che la produzione di beni di consumo fosse la cosa più importante, alla considerazione che si devono adottare delle misure che possano assicurare alle prossime generazioni un futuro in un ambiente vivibile e non altamente inquinato.

Stanno acquistando sempre più importanza studi che valutano l'impatto ambientale dei prodotti, dalla loro nascita sino alla dismissione e che determinano i consumi energetici per la loro produzione.

Tutti questi approfondimenti si inseriscono nella filosofia di uno "sviluppo sostenibile" accettato ormai a livello mondiale.

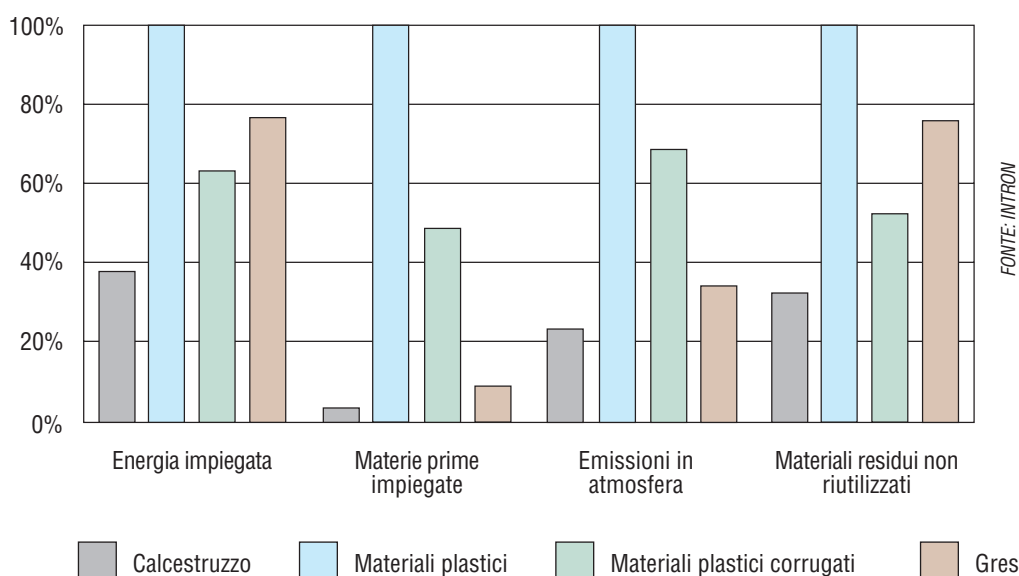
Nel campo delle costruzioni si cominciano ad applicare queste metodologie che portano già nella fase di progettazione alla scelta di materiali con un minor impatto ambientale.

Più questa filosofia si diffonderà più si assisterà all'impiego di manufatti che, una volta esaurite le loro funzioni, arrecheranno, alla loro dismissione, un minor impatto, sia qualitativo sia quantitativo, dell'ambiente che ci circonda.

Recenti studi a livello internazionale in Olanda, Austria e Germania hanno dimostrato che i prodotti in calcestruzzo confrontati con altri materiali usualmente impiegati nelle tubazioni sono molto meno inquinanti. In Olanda l'analisi del ciclo di vita (L.C.A.: Life Cycle Assessment) è stata eseguita dalla INTRON che essenzialmente svolge la sua attività di ricerca sui materiali.

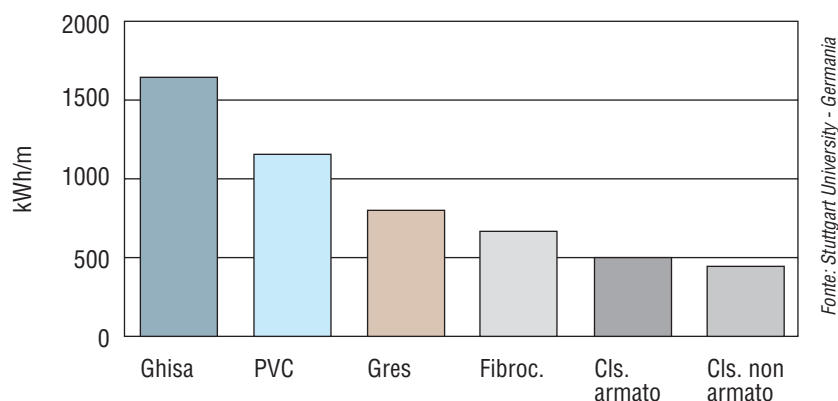
Le conclusioni vengono riassunte nel seguente diagramma:

Scheda comparativa dell'impatto ambientale dei materiali usualmente impiegati per le tubazioni (Olanda)



In Germania l'Università di Stoccarda ha condotto uno studio sull'energia usata per la produzione di un metro di tubo del diametro di 600mm ponendo a confronto i diversi materiali utilizzati.

Consumi energetici totali per un tubo del diametro di 600 mm



3.3 Aspetti economici

I prezzi riportati nella tabella si riferiscono alla sola fornitura in cantiere, in quanto ogni singolo materiale abbisogna, a parità di sollecitazioni esterne, di modalità di posa differenti più o meno onerose. I valori sottoindicati sono parametrati ponendo 1 il costo della fornitura di un tubo in calcestruzzo del diametro Ø 300 mm.

	Calcestruzzo	Gres	PVC	Polietilene corrugato
<i>Diametro</i>	<i>Fornitura</i>	<i>Fornitura</i>	<i>Fornitura</i>	<i>Fornitura</i>
300 mm	1,000	1,412	0,767	0,675
400 mm	1,268	2,148	1,102	0,869
500 mm	1,603	3,221	1,742	1,430
600 mm	1,951	4,468	2,115	1,894
700 mm	2,472	6,373	3,421	N.D.
800 mm	2,809	8,729	4,281	3,672
900 mm	3,420			N.D.
1000 mm	4,083			5,646
1100 mm	3,520			N.D.
1200 mm	5,460			7,309
1300 mm	6,483			
1400 mm	7,554			
1500 mm	8,699			
1600 mm	9,406			
1800 mm	10,678			
2000 mm	12,956			
2200 mm	15,539			
2500 mm	29,988			
3000 mm	69,315			

NOTE: N.D. = non disponibile

Per valutare l'incidenza complessiva di una tubazione in opera occorre sommare ai costi di fornitura quelli di posa, rinfilanco e rinterro.

Di seguito sono indicate le specifiche modalità in funzione dei diversi tipi di materiale delle tubazioni.

Fonti CC.I.AA. prezziari delle opere edili di Brescia e Torino

DESCRIZIONE MATERIALE E MODALITA' DI POSA

Tubi in calcestruzzo

Si sono previsti tubi circolari, armati, con o senza piede di posa, incastro a bicchiere, compresa guarnizione di tenuta in neoprene, tipo goccia, rivestiti internamente con resine epossidiche dello spessore di 300 micron su tutta la superficie.

Per diametri superiori ai 1200 mm. è prevista la doppia armatura.

Posa: i tubi, previo livellamento dello scavo, vengono posizionati su un letto di sabbia e rinfilancati con materiale incoerente.

Tubi in gres ceramico vetrificato

Si sono previsti tubi con bicchiere e pezzi speciali, giunzione poliuretanica PLU o poliestere/elastomero, conformi alla norma UNI EN 295.

Posa: i tubi vengono posati su platea in calcestruzzo $R'_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$ dello spessore minimo di mm 150; il rinfilanco e la cappa superiore in calcestruzzo $R'_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$ avranno larghezza e spessore in funzione del diametro del tubo, comunque con un minimo di mm 150.

Tubi in PVC

Si sono previsti tubi, serie pesante termoresistente, barre da 6 m, conformi alle norme UNI EN 1401 serie SN 4, bicchiere con anello elastomerico e pezzi speciali.

Posa: i tubi vengono posati su platea in calcestruzzo $R'_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$ dello spessore minimo di mm 150; il rinfilanco e la cappa superiore in calcestruzzo $R'_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$ avranno larghezza e spessore in funzione del diametro del tubo, comunque con un minimo di mm 150.

Tubi in polietilene corrugato

Si sono previsti tubi strutturati in polietilene ad alta densità coestruso, a doppia parete, liscio internamente e corrugato esternamente, prodotto in conformità al prEN 13476-1 tipo B con classe di rigidità pari a SN 4-8 kN/m², completo di manicotto e guarnizioni.

Posa: i tubi vengono posati su platea in calcestruzzo $R'_{ck} > 20 \text{ N/mm}^2$ dello spessore minimo di mm 150; il rinfilanco e la cappa superiore in calcestruzzo $R'_{ck} > 25 \text{ N/mm}^2$ avranno larghezza e spessore in funzione del diametro del tubo, comunque con un minimo di mm 150.

3.4 Calcolo idraulico di tubazioni non in pressione

3.4.1 Generalità

La struttura di una rete di fognatura è costituita da un sistema di condotte esteso a tutto il territorio da servire, il cui dimensionamento richiede la conoscenza delle portate che affluiscono alla rete stessa. L'individuazione delle portate convogliate avviene dalla determinazione delle precipitazioni, per la cosiddetta parte bianca, e dalla determinazione dell'uso delle dotazioni distribuite dall'acquedotto nei centri urbani e produttivi, per la cosiddetta parte nera. Oltre alle tubazioni ci sono anche dei manufatti speciali che possono essere suddivisi in due gruppi: quelli ricorrenti (di uso sistematico) e quelli particolari per lo svolgimento di speciali funzioni.

Appartengono alla prima categoria le caditoie stradali ed i pozzetti, mentre alla seconda gli sfioratori, le stazioni di sollevamento, gli attraversamenti, le vasche di prima pioggia e di desoleazione, impianti di trattamento.

3.4.2 Elementi fondamentali per la scelta del tracciato e del profilo

Il primo elemento da considerare per la definizione del tracciato di una rete è la disposizione planimetrica dell'abitato da servire e la sua collocazione in rapporto a quella del corso d'acqua recipiente ed allo stato idrometrico di quest'ultimo, per altro generalmente variabile. Il principale obiettivo del progettista è quello di non ricorrere, per quanto possibile, ad impianti di sollevamento. In tale ipotesi il tracciato della rete bianca viene progettato cercando di raggiungere il ricettore con il minor numero possibile di recapiti e con il percorso più breve.

Per la rete nera bisogna preliminarmente individuare l'ubicazione dell'impianto di trattamento definendo poi il tracciato della rete ed assegnando le pendenze appropriate.

Per la rete mista occorre definire le possibili derivazioni dal collettore principale al fine da non avviare all'impianto di trattamento portate in eccesso.

Il D.P.C.M. del 14 marzo 1996 prescrive che devono essere inviate all'impianto le portate con grado di diluizione 3 (portata maggiore di tre volte quella della portata nera); le portate eccedenti tale limite possono essere sfiorate.

Le reti di fognatura, di qualunque tipo, si sviluppano planimetricamente lungo strade e piazze.

Se la rete è unica e la strada è sufficientemente larga la condotta è disposta a un lato della strada stessa; se le condotte sono separate, allora possono essere collocate ai due lati opposti, oppure una ad un lato e l'altra al centro lasciando così un lato libero per l'acquedotto ed altri servizi.

Se la strada è stretta la, o le, condotte vengono disposte al centro della strada.

Per il dimensionamento delle fognature si adottano i parametri specifici di gruppo, che rappresentano valori medi dipendenti dalle dimensioni e dalla struttura del gruppo, ossia dalle abitudini e dal tenore di vita della popolazione, dal tipo di insediamento (intensivo con villette e giardini, rurale con bestiame, industriale, etc), dalle condizioni geografiche e climatiche, dal prezzo dell'acqua, etc.

Dal punto di vista geografico usualmente le condizioni climatiche di caldo e freddo aumentano i consumi.

Infatti i climi caldi producono un aumento dei bagni, dell'aria condizionata e dell'innaffiamento, mentre i climi freddi provocano spillamenti di acqua dai rubinetti per proteggere i sistemi di distribuzione dal gelo.

Storicamente si verifica che in tutti i paesi il progressivo livellamento delle condizioni di vita produce anche un livellamento dei consumi di acqua potabile.

Esso si traduce generalmente in un aumento dei consumi minori, dovuto a: introduzione di servizi igienici in vecchi edifici che ne erano privi, meccanizzazione delle cucine (lavatrici, lavastoviglie, tritarifiuti, etc), aumento delle auto e dei relativi lavaggi, aumento del numero dei bagni e docce plurisettimanali, diffusione degli impianti di condizionamento dell'aria, etc.

3.4.3 Normativa vigente

Per la progettazione e l'esercizio delle reti di fognatura occorre far riferimento a:

- Circolare M.LL.PP. n. 11633 del 7/1/1974 "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto"
- Allegato 4 delibera M.LL.PP. 4/2/1977 "Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione"
- D.P.C.M. 4/3/1996 (G.U. n. 62), "Criteri per la scelta del tipo di fognatura"

FOGNATURA SEPARATA

Nelle zone di nuova urbanizzazione e nei rifacimenti si deve, salvo ragioni tecniche, economiche ed ambientali contrarie, prevedere il sistema separato.

Si devono avviare le acque di prima pioggia nella rete nera, compatibilmente con il sistema di depurazione adottato.

Vanno inoltre effettuate la grigliatura e la disoleazione delle acque bianche dimensionando le relative opere sulla base dei valori di portata calcolati con un tempo di ritorno pari a un anno.

IMMISSIONE IN FOGNATURA

Il posizionamento della fognatura deve essere tale da permettere la raccolta di liquami provenienti da utenze site almeno a 0,5 m sotto il piano stradale senza sollevamenti.

È comunque buona norma che la fognatura sia sempre a quota inferiore a quella dell'acquedotto.

FOGNATURE NERE

Le fognature nere devono essere dimensionate, con adeguato franco, per una portata di punta commisurata a quella adottata per l'acquedotto, oltre alla portata necessaria per lo smaltimento delle acque di prima pioggia provenienti dalla rete di drenaggio urbano, se previste.

PRESENTAZIONE DELLA RELAZIONE E DEI CALCOLI

Le Istruzioni di cui alla Circolare citata n. 11633 prevedono che la relazione che accompagna il progetto debba, tra l'altro, considerare i seguenti punti:

- calcolo delle portate nere, medie e di punta delle canalizzazioni della rete facente parte del progetto esecutivo, da presentare sotto forma di tabelle con l'indicazione per i singoli tratti delle pendenze, delle velocità e delle relative altezze d'acqua sia per le portate medie che per quelle di punta.
La velocità relativa alle portate medie non dovrà di norma essere inferiore ai 0,5 m/s: se ciò non fosse possibile è necessario inserire adeguati sistemi di lavaggio.
La velocità relativa alle portate di punta non dovrà di norma essere superiore a 4 m/s
- calcolo delle portate pluviali esponendo il metodo di calcolo utilizzato, tenendo conto dello studio idrologico, dell'estensione delle aree dei bacini scolanti e dei coefficienti di assorbimento dei terreni, della frequenza con cui si possono verificare gli eventi più gravosi.
I risultati saranno presentati sotto forma tabellare, con l'indicazione dei coefficienti udometrici, delle pendenze, delle sezioni, delle portate, delle velocità, delle altezze d'acqua.
La velocità massima non dovrà superare di norma i 5 m/s
- quanto sopra detto vale per le fognature a sistema separato. Per quelle a sistema misto il calcolo anzidetto dovrà essere eseguito sia per le condizioni di tempo asciutto (portate nere) che per quelle di tempo di pioggia (portate nere + portate di pioggia)
- calcolo delle stazioni di sollevamento, con l'indicazione delle prevalenze geodetiche e manometriche, del materiale delle tubazioni, del tipo e numero delle pompe, dei relativi rendimenti, della potenza impegnata, dei tempi di funzionamento intermittente
Devono inoltre essere illustrate le modalità in caso di emergenza e l'eventuale installazione del gruppo elettrogeno di riserva
- calcolo idraulico degli scaricatori di piena, ammissibili solo quando le caratteristiche delle acque da scaricare lo consentano, indicando per ciascuno il tipo e la portata in gioco nonché i criteri di dimensionamento

3.4.4 Caratteristiche quantitative degli scarichi

Si riportano nella tabella seguente i valori medi ed i campi di variazione degli apporti in fognatura pro-capite delle diverse tipologie di scarichi così come ricavati dall'analisi di varie fonti bibliografiche.

Tipo di comunità	Unità di riferimento	Apporti pro-capite (l ut ⁻¹ d ⁻¹)		Carichi medi/g BOD ₅ (gBOD5 ut ⁻¹ d ⁻¹)		Durata media scarico (h)	Fatt. shock di carico
		Campo di variazione	Valore tipico	Campo di variazione	Valore tipico		
aeroporto	passaggero	8-20	10		10	16	basso
aeroporto	impiegato	40-55	50	23-27	25	16	basso
bar	cliente	4-20	10	3-5	4	8-12	alto
bar	impiegato	40-60	50	20-25	23	8-12	alto
centro commerciale	impiegato	25-50	40		25	16	medio
centro commerciale	posto auto	4-8	8			16	medio
centro commerciale	m ² coperto	4-9	6		2	16	medio
grandi magazzini	toilette	1500-2300	1900		380	16	medio
grandi magazzini	impiegato	30-45	40			16	medio
hotel	impiegato	25-50	40		30	16	medio
hotel	camera		380			16	medio
hotel:camera c/ bagno	ospite	190-230	210	55-75	70	16	medio
hotel:camera s/bagno	ospite	150-190	170			16	medio
lavanderia (self-service)	macchina	1500-2450	2100		300	12	alto
lavanderia (self-service)	cliente	170-210	190			12	alto
mensa aziendale	pasto		20		10	8	alto
motel c/cucina	stanza	340-680	380			16	medio
motel c/cucina	ospite	190-220	200	65-75	70	16	medio
motel s/cucina	stanza	280-570	360			16	medio
motel s/cucina	ospite	90-150	120		40	16	medio
negozio	impiegato	30-45	40		25	16	medio
ristorante	impiegato	25-50	40		30	8-12	alto
ristorante	cliente		95			8-12	alto
ristorante (acque reflue cucina/ toilette)	cliente/pasto	20-45	40		10	8-12	alto
ristorante (acque reflue cucina)	cliente/pasto	8-20	10	5-11	7	8-12	alto
sala da cocktail	posto sedere	45-95	75			8-12	alto
salone bellezza	posto sedere		760				
stab.indus. c/docce	impiegato	60-130	110	23-38	32	8	alto
stab.indus. s/docce	impiegato	25-95	55	18-33	27	8	alto
stazione di servizio	autoveicolo	20-50	40		10	8	alto
stazione di servizio	impiegato	35-55	45			8	alto
stazione di servizio	pompa erog.		570			8	alto
tavola calda	cliente	4-10	8			8-12	alto
tavola calda	impiegato	30-45	40		30	8-12	alto
trattoria	cliente	15-30	25			8-12	alto
trattoria	impiegato	30-45	40		30	8-12	alto
ufficio	impiegato	25-90	65	18-27	23	8	alto
asilo	bambino		40				
casa riposo	residente	190-570	320				
casa riposo	impiegato	20-55	40		30		

Tipo di comunità	Unità di riferimento	Apporti pro-capite (l ut ⁻¹ d ⁻¹)		Carichi medi/g BOD ₅ (gBOD5 ut ⁻¹ d ⁻¹)		Durata media scarico (h)	Fatt. shock di carico
		Campo di variazione	Valore tipico	Campo di variazione	Valore tipico		
caserma	impiegato	280-470	380	75-120	95	16	medio
college	studente	190-380	280	75-95	75	16	medio
ospedale	letto	470-1150	630	90-240	140	16	medio
ospedale	impiegato	20-55	40		30	16	medio
ospedale psichiatrico	letto	280-530	380			16	medio
ospedale psichiatrico	impiegato	20-55	40		30	16	medio
prigione	recluso	280-570	440	75-120	95	16	medio
prigione	impiegato	20-55	40		30	16	medio
scuola:palestra e docce	studente	55-75	75		20	8	alto
scuola: self-service	studente	40-75	55		20	8	alto
scuola: self-serv palestra e docce	studente	55-110	95		25	8	alto
scuola senza palestra	studente	20-65	40		15	8	alto
camping diurno	persona	40-55	50				
camping per roulotte	persona	110-190	150	70-75	75	16	medio
camping per roulotte	roulotte	380-570	455		160	16	medio
camping per tende	persona		190		65	16	medio
camping per tende	tenda		380			16	medio
cinema/teatro	posto sedere	8-20	10	5-14	10	6	alto
circolo sportivo	impiegato	40-55	50			16	medio
colonia estiva	posto letto	160-190	190		70		
museo	visitatore	15-30	20				
ostello	persona	75-190	150				
parco pubblico per picnic	persona		20		5	8	alto
piscina	bagnante	20-45	40	10-14	12	8	alto
piscina	impiegato	30-45	40			8	alto
sala da ballo	persona		7		15		
sala pranzo	pasto servito	15-40	25				
stadio	spettatore	15-20	15		10	4-8	alto
tennis	campo	570-1500	1150				
vill.tur.: bungalow	persona	190-265	230				
villaggio tur.: casetta	persona	30-190	150				
villaggio tur.: hotel	persona	150-230	190				
villaggio tur.: negozio	cliente	4-15	10				
villaggio tur.: negozio	impiegato	30-45	40				

3.4.5 Calcolo dei collettori pluviali

La determinazione delle portate pluviali, che una rete di fognatura deve smaltire, presenta gravi difficoltà, anche se è ben conosciuta la superficie del bacino servito e se si dispone di sicuri dati sulle piogge cadute nella località, raccolti durante un lungo periodo di tempo.

Tali difficoltà sono dovute all'influenza di elementi così numerosi che non vi è possibilità di giungere una volta stabilito ragionevolmente a priori il valore di uno di essi, ad una formula che dia la portata cercata. La semplice elencazione degli elementi che influiscono sulle portate che raggiungono e percorrono le fogne durante le piogge può dare l'immediata percezione della grande indeterminatezza del problema. Alcuni sono insiti nel territorio costituente il bacino, cioè la permeabilità, la rugosità, la forma, l'estensione, la pendenza, la vegetazione, lo stato di imbibizione del suolo precedente alla pioggia; altri dipendono dalle caratteristiche della pioggia, quali l'intensità, la durata, le variazioni di intensità durante la precipitazione, le variazioni di intensità da un punto all'altro del bacino; altri dipendono dalla sistemazione urbanistica, cioè essenzialmente dal rapporto tra la parte coperta dalle costruzioni edilizie o da manti stradali impermeabili, rispetto alle aree sistemate a giardini; altri ancora dipendono dalle dimensioni e dalle pendenze dei canali costituenti la rete.

Il risultato complessivo di tutti questi elementi consiste nella riduzione della portata che corrisponde alla quantità di acqua caduta al valore di quella da tenere come base per il calcolo delle tubazioni. In pratica le dimensioni di una tubazione a servizio di un bacino di area A dipendono dal volume che si ottiene moltiplicando quest'area per l'altezza d'acqua caduta durante la pioggia e per un coefficiente unico di riduzione, in cui sono compresi gli effetti di tutte le cause riduttrici sopra indicate.

Se si indica con h l'altezza di acqua caduta in un tempo T , l'altezza che corrisponde alla durata di un'ora (intensità media oraria) sarà: $l = h/T$ e la portata di calcolo sarà $Q = \Phi \cdot l \cdot A$.

Se si esprime l in mm/h e A in ettari si avrà la portata in m³/sec dalla formula: $Q = \frac{\Phi \cdot l \cdot A}{360}$

Considerando attentamente i fattori elencati, si vede che il coefficiente Φ si può considerare come risultante di quattro fattori: impermeabilità, ritardo, ritenuta, distribuzione della pioggia.

Il **fattore di impermeabilità** può variare da un valore pressochè nullo all'unità. Infatti nel caso limite di un terreno sabbioso, può darsi che per una pioggia relativamente breve tutta o quasi l'acqua caduta venga assorbita dal terreno e quindi il fattore di impermeabilità sarà prossimo allo zero. Per contro nel caso di un quartiere cittadino intensamente abitato, con strade e tetti impermeabili e privi di giardini, il fattore di impermeabilità sarà prossimo all'unità.

Il **fattore di ritardo** dipende dal tempo di corrivazione in relazione alla durata della pioggia. Il tempo di corrivazione è quello che l'acqua impiega per arrivare, partendo dai punti più lontani del bacino, ad una data sezione del collettore.

Il **fattore di ritenuta** deriva dall'acqua che resta aderente al suolo, che riempie le cavità, che aderisce alle piante, etc. Esso è massimo al principio della pioggia e diviene pari all'unità quando tutte le superfici sono bagnate e le cavità riempite.

Non è prudente tenerne conto, anche perché la pioggia può verificarsi dopo un'altra pioggia.

Il **fattore di distribuzione della pioggia** dipende dal fatto che la stessa non è uguale in tutta la zona. Da quanto detto risulta evidente che nella determinazione del coefficiente di riduzione, specialmente in bacini di area limitata, la maggiore importanza va attribuita al fattore impermeabilità e al fattore ritardo.

3.4.6 Caratteristiche idrodinamiche dei tubi

Coefficiente di deflusso

Detto R il raggio medio idraulico (rapporto tra l'area della sezione della vena fluida e la lunghezza del perimetro bagnato) e J il valore della pendenza di una condotta, la velocità media v di deflusso a pelo libero può essere espressa mediante la relazione di Chézy:

$$v = \chi \cdot \sqrt{RJ}$$

dalla quale si può ricavare la portata Q moltiplicando semplicemente per l'area della sezione A della vena fluida:

$$Q = v \cdot A$$

Nel caso di tubi a sezione interna circolare e di deflusso a sezione piena, essendo DN il diametro nominale del tubo, la portata può essere espressa nella forma:

$$Q = \frac{\pi}{8} \cdot \chi \cdot \sqrt{J \cdot DN^5}$$

Il coefficiente χ detto di deflusso o di Chézy ha dimensioni fisiche ($m^{1/2}/s$) ed è in realtà a sua volta funzione tanto della scabrezza delle pareti quanto del raggio medio idraulico.

La natura di tale funzione e la definizione quantitativa della scabrezza non sono però determinate in modo univoco; vengono pertanto adottate, a seconda delle consuetudini e delle circostanze, espressioni diverse e tra di loro non perfettamente concordanti per il calcolo del coefficiente citato.

Pertanto ci si riferisce alle quattro espressioni più comunemente impiegate nei calcoli relativi al deflusso nei tubi per fognatura, che sono:

Formula di Gaukler-Strickler, detta anche di Manning, molto usata nei paesi anglosassoni, comoda perché di forma monomia, fornisce il coeff. di Chézy attraverso la relazione:

$$\chi = K \cdot R^{1/6} \quad \text{in cui } K (m^3 \cdot s^{-1}) \text{ è l'indice di scabrezza di Manning}$$

Seconda formula di Bazin, alquanto usata in Italia (Comune di Milano, ANDIS, ecc)

$$\chi = \frac{87 \cdot \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \quad \text{dove } \gamma \text{ è l'indice di scabrezza secondo Bazin}$$

Formula di Kutter, pure di uso frequente

$$\chi = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}} \quad \text{in cui } m \text{ è l'indice di scabrezza secondo Kutter}$$

Formula di Colebrook la cui applicazione si è diffusa con l'utilizzo dei calcolatori, che ipotizza la resistenza al moto nei tubi qui considerati come dipendente sia dal numero di Reynolds che dalla scabrezza relativa ε/DN , rapporto tra la rugosità geometrica della superficie a contatto col fluido ed il diametro interno della tubazione.

Ha quindi il merito (forse più concettuale che pratico) di tenere conto anche della viscosità del fluido. È eseguibile il calcolo diretto della velocità media del fluido con la relazione:

$$v = -2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot DN \cdot J} \cdot \log \left(\frac{\varepsilon}{3.71 \cdot DN} + \frac{2.51 \cdot \nu}{DN \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot DN \cdot J}} \right) \quad (m/sec)$$

nella quale:

- ν è la viscosità cinematica del fluido. Per tubi fognatura è $\nu = 1.31 \times 10^{-6} m^2/s$, corrispondente alla viscosità dell'acqua a 12° C
- ε è la scabrezza di esercizio che viene usualmente assunta = 0.25 mm per i tubi in cls e per condotte con percorso quasi rettilineo. Si può prudenzialmente assumere $\varepsilon = 0.40$ mm per condotte con gomiti o curve o con numerosi pozzetti.
- $g = 9.81 m/sec^2$ è l'accelerazione di gravità
- J è la pendenza della condotta espressa in m/km
- DN è il diametro nominale del tubo in m
- $\log$ è il logaritmo in base 10

Esprimendo ε in metri e J in m/km $\times 10^{-3}$ (es. $\varepsilon = 0.25 \times 10^{-3}$, $J = 5 \times 10^{-3}$), la velocità v risulta espressa in m/sec.

3.4.7 Valori caratteristici e diagrammi

Sulla base della formula di Colebrook sono stati elaborati i diagrammi A e B, corrispondenti rispettivamente alle scabrezze 0.25 e 0.40 mm. L'esempio di calcolo riportato chiarisce l'impiego dei diagrammi.

Diagramma A

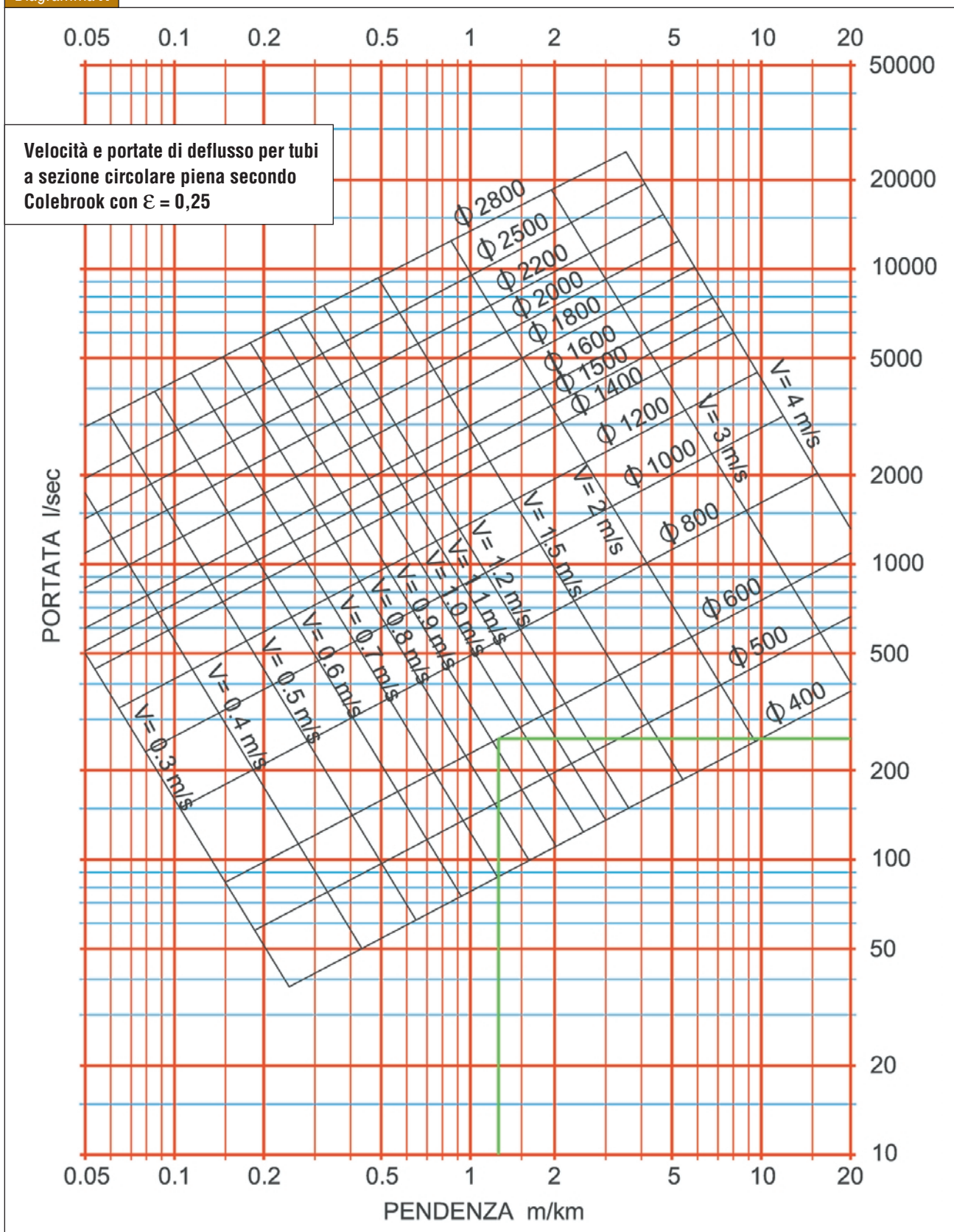
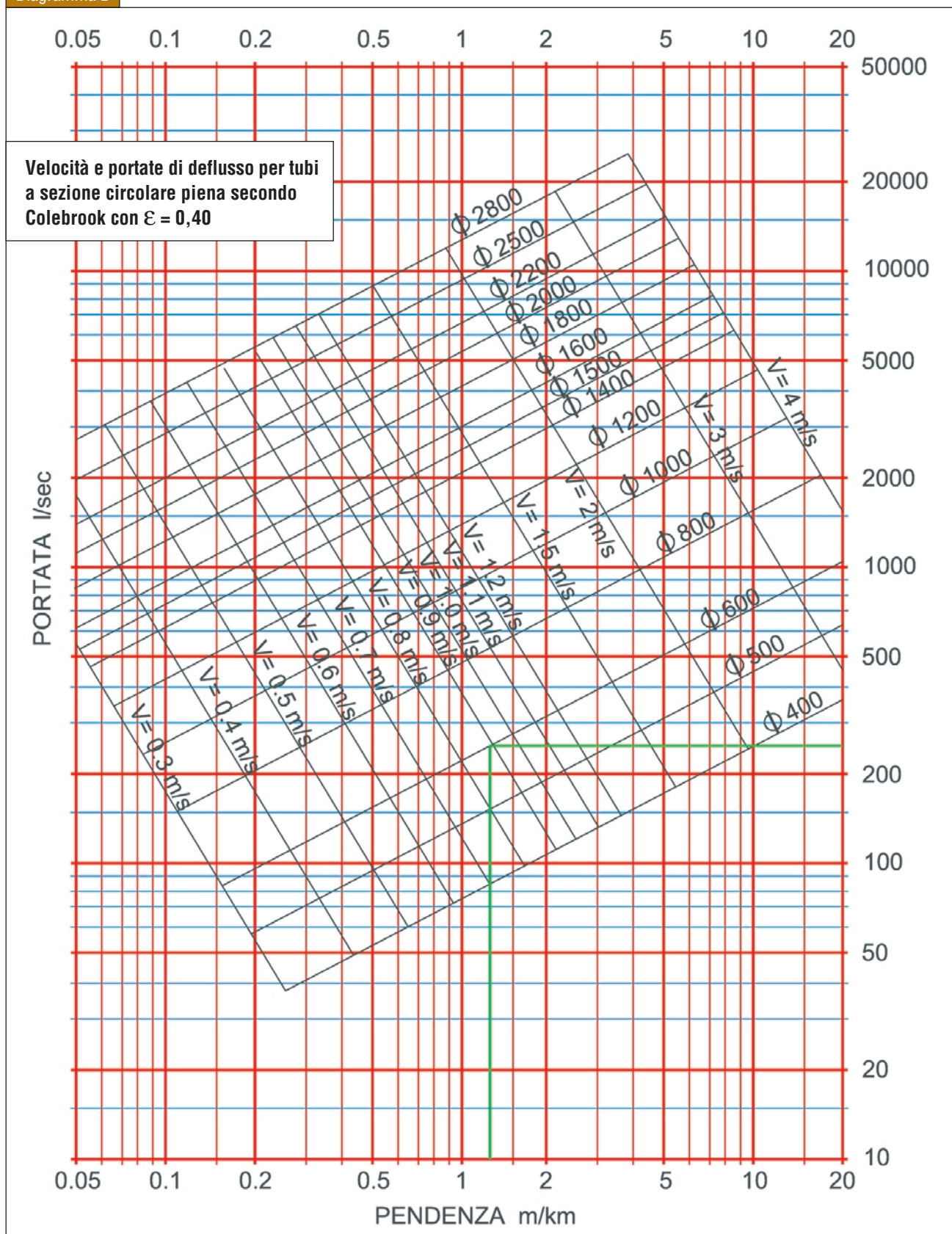


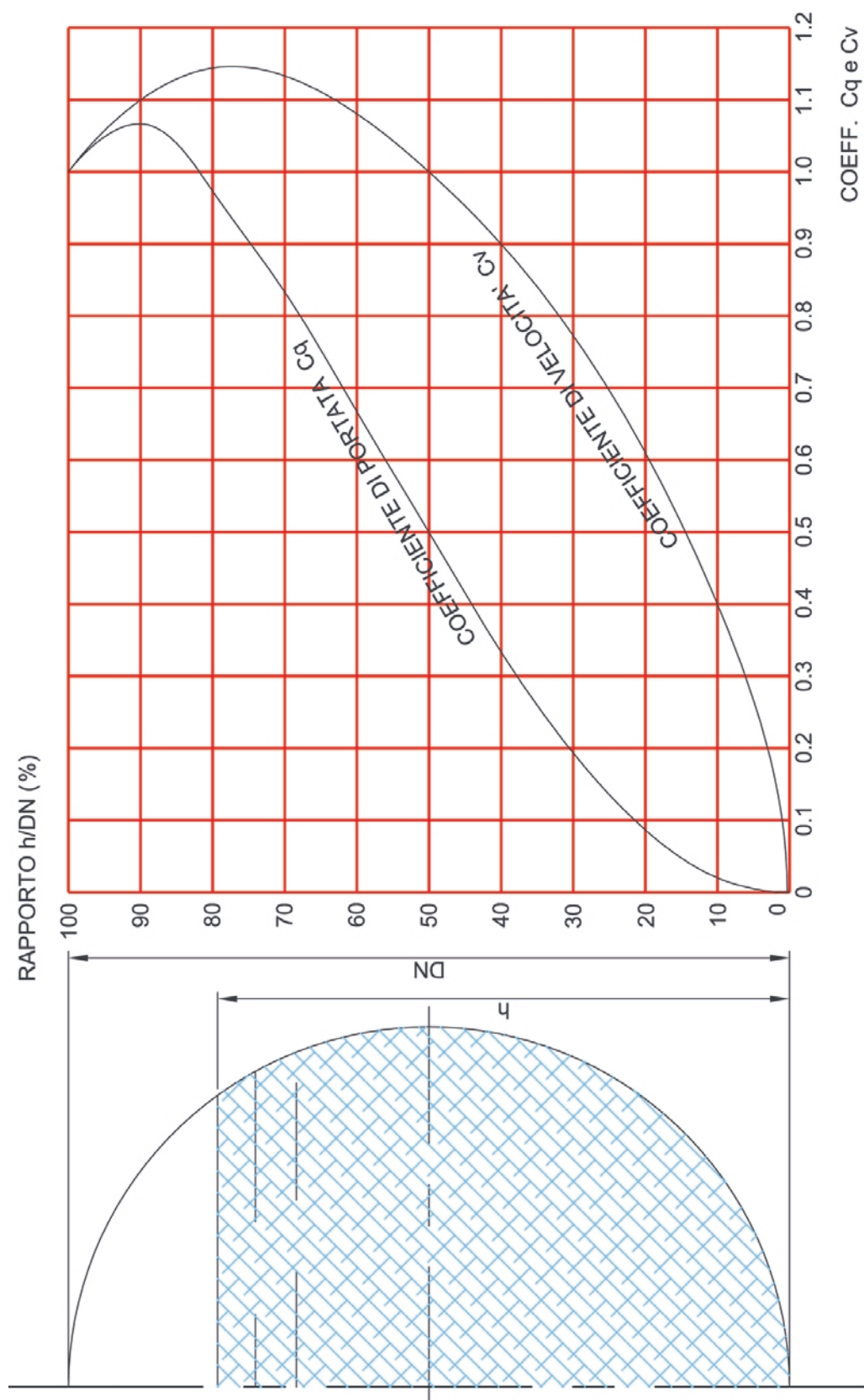
Diagramma B



Esempio diagramma A: la portata di un tubo $\varnothing 600$ mm con pendenza di 1,25 ‰ è pari a 260 l/s alla velocità di 0,93 m/s

Esempio diagramma B: la portata di un tubo $\varnothing 600$ mm con pendenza di 1,25 ‰ è pari a 249 l/s alla velocità di 0,88 m/s

Scala delle velocità e delle portate per deflusso a sezione non piena



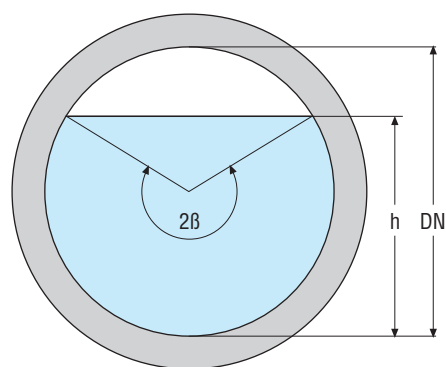
A titolo di riferimento si riportano i valori caratteristici dei vari indici utilizzabili per i tubi

Qualità della superficie	Colebrook $\varepsilon(10^{-4} \text{ m})$	Strickler $K_s(\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1})$	Bazin $\gamma_B(\text{m}^{1/2})$	Kutter $m_K(\text{m}^{1/2})$
FIBROCEMENTO	3-30	95-70	0.11-0.27	0.17-0.36
MATTONI	15-60	77-62	0.21-0.34	0.29-0.45
CALCESTRUZZO				
prefabbricato	3-30	95-70	0.11-0.25	0.17-0.36
gettato liscio	3-15	95-77	0.11-0.21	0.17-0.29
gettato ruvido	16-60	77-62	0.21-0.34	0.29-0.45
GRES				
tubi	3-30	95-70	0.11-0.27	0.17-0.36
piastrelle	15-30	77-70	0.11-0.27	0.29-0.36
MATER. PLASTICI	3-30	95-70	0.11-0.27	0.17-0.36
ACCIAIO RIVESTITO	3-30	95-70	0.11-0.27	0.17-0.36
GHISA				
non rivestita, nuova	3-30	95-70	0.11-0.27	0.17-0.36
bitumata o ricoperta	3-30	95-70	0.11-0.27	0.17-0.36

3.4.8 Deflusso a sezione non piena

Quando la sezione è occupata solo parzialmente dalla vena fluida il raggio medio idraulico varia con l'altezza h del pelo libero sul fondo, e variano quindi velocità media e portata.

Le curve di tabella E prendono rispettivamente il nome di scala delle velocità e di scala delle portate.



Con esse, in funzione del rapporto h/DN dell'altezza di riempimento rispetto al diametro, si può ricavare un coefficiente di velocità C_v ed un coefficiente di portata C_q che, in funzione dei valori v e Q relativi al deflusso a sezione piena, danno i valori v^i ed Q^i a sezione parzializzata con le relazioni:

$$v^i = C_v \cdot v$$

$$Q^i = C_q \cdot Q$$

I coefficienti C_v e C_q (di Thormann-Franke) sono dati dalle espressioni

$$C_v = \left(\frac{2\beta - \sin 2\beta}{2 \cdot (\beta + \gamma \sin \beta)} \right)^{0.625}$$

$$C_q = \frac{(2\beta - \operatorname{sen} 2\beta)^{1.625}}{9.69 \cdot (\beta + \gamma \operatorname{sen} \beta)^{0.625}}$$

dove $\gamma = 0$ per $\frac{h}{DN} \leq 0.5$

$$\gamma = \frac{\frac{h}{DN} - 0.5}{20} + \frac{20 \cdot \left(\frac{h}{DN} - 0.5 \right)^3}{3} \quad \text{per} \quad \frac{h}{DN} > 0.5$$

Si osserva a proposito del coefficiente di portata C_q che, per altezza di riempimento tra l'83% e il 100% del diametro DN , il valore di C_q è superiore all'unità e quindi la portata a sezione parzializzata risulta maggiore della portata a sezione piena.

Nella pratica non si considerano coefficienti superiori all'unità, anche se l'andamento della curva di C_q è perfettamente spiegabile con la rapida diminuzione del perimetro bagnato a livelli poco inferiori al 100%, rispetto alla più modesta diminuzione dell'area di vena fluida.

Pubblicazioni specifiche

La moderna tecnica delle fognature e degli impianti depurativi - V. Nanni - Hoepli

Fognature - M. Di Fidio - Pirola Editore

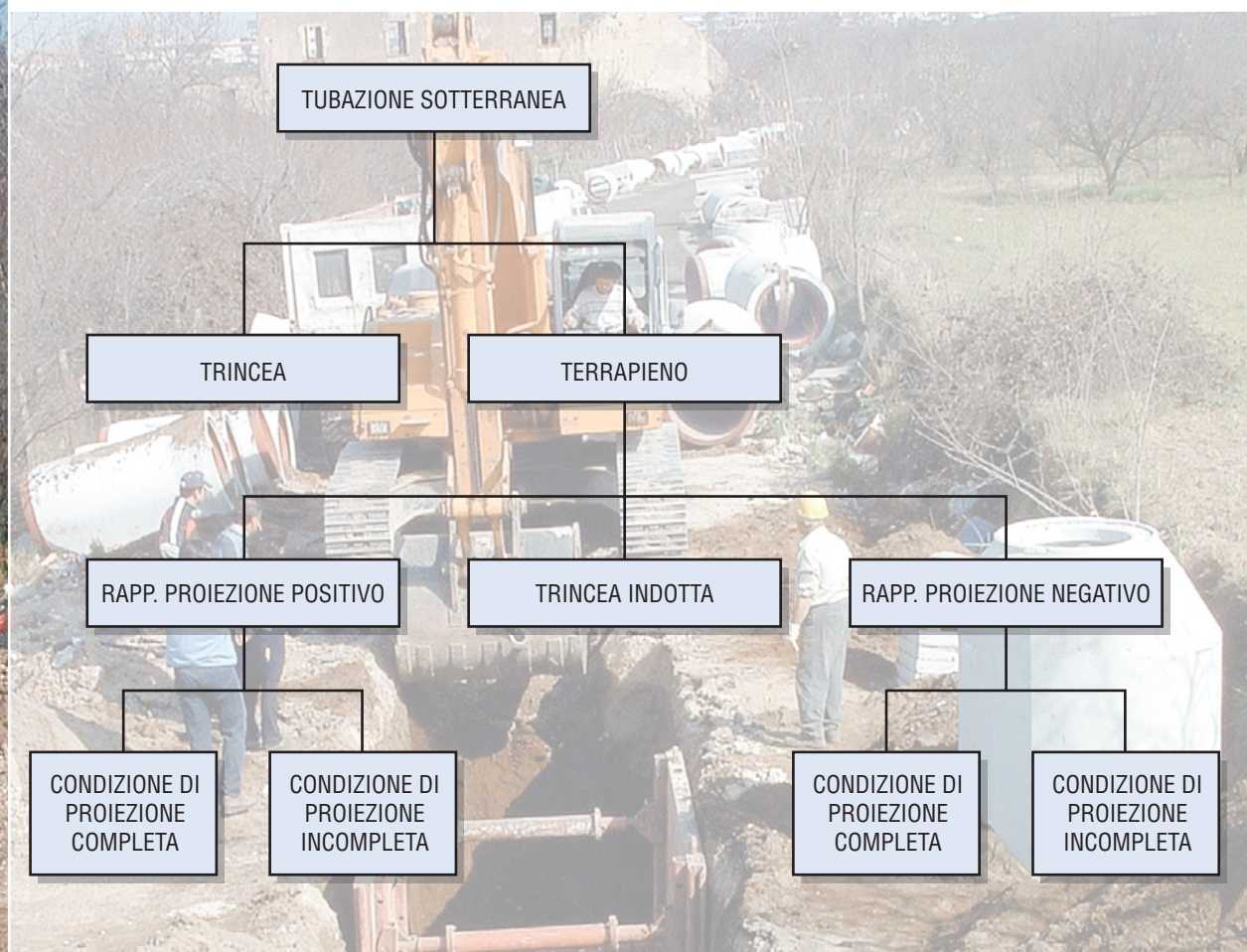
Fognature - L. Da Deppo & C. Datei - Libreria Cortina Padova

Piccoli impianti di depurazione: manuale di Progettazione - De Fraja Frangipane & G. Pastorelli
C.I.P.A. Editore



CAPITOLO 3.0

Suddivisione delle tipologie di posa in opera



3.5 Calcolo dei carichi sulle tubazioni

Il calcolo dei carichi sui tubi interrati

Il calcolo meccanico di una tubazione consiste nella determinazione delle caratteristiche di resistenza allo schiacciamento.

Il procedimento di calcolo per la scelta della classe di resistenza del tubo viene sviluppato secondo le seguenti modalità:

1. Determinazione del carico del terreno
2. Determinazione del carico mobile e/o del sovraccarico
3. Scelta della modalità di posa
4. Determinazione del coefficiente di posa
5. Applicazione del coefficiente di sicurezza

3.5.1 Azioni del rinterro

Il carico del terreno gravante sul tubo è fortemente dipendente dal tipo di installazione e le quattro modalità di posa più ricorrenti sono: scavo in trincea, terrapieno, combinazione terrapieno/trincea e posa a spinta (microtunnelling).

Per il calcolo dei carichi si fa riferimento alla teoria di Marston, Schlick e Spangler che considera il peso e la compattazione del terreno laterale, il peso del terreno di rinterro e la forza di attrito che produce un aumento o diminuzione del carico gravante sul tubo a seconda della tipologia di posa.

3.5.1.1 Trincea

E' la tipologia di posa più comune: il tubo è posizionato in uno scavo relativamente stretto ricavato nel terreno indisturbato e poi ricoperto fino al livello originale.

Esistono numerose pubblicazioni che trattano per esteso l'argomento (cfr riferimenti bibliografici) mentre qui si riportano solo i risultati, considerato che ormai numerosi accertamenti sperimentali hanno confermato la validità degli assunti teorici. Secondo la norma UNI 7517 una tubazione può essere considerata posata in trincea stretta quando sia verificata una delle seguenti condizioni:

(per i simboli si fa riferimento alla fig. 1 e 2 sotto riportate)

A) $B \leq 2D_e$ $H \geq 1,5B$ oppure

B) $2D_e < B < 3D_e$ $H \geq 3,5 B$

Si danno di seguito la definizione di alcuni coefficienti usati nelle formule:

γ_r = peso specifico del terreno di rinterro

μ = $tg\varphi$ = coefficiente di attrito interno del terreno di rinterro

μ^1 = $tg\varphi^1$ = coefficiente di attrito radente tra terreno e pareti dello scavo

Conoscendo tali valori si può determinare il coefficiente di Rankine che mette in relazione la pressione verticale che il terreno riceve con quella orizzontale che il terreno stesso trasmette alla tubazione:

$$\lambda = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$



dove μ è l'angolo d'attrito interno del terreno di rinterro.

Nel caso i dati di cui sopra fossero sconosciuti si può procedere ad un progetto preliminare utilizzando dati medi riportati nel manuale U.S.A. edito dalla American Concrete Pipe Association

Tipo	Terreno di rinterro	$\lambda\mu'$	γ_r (kN/m ³)
1	Argilloso (plastico)	0.110	21.0
2	Argilloso (normale)	0.130	19.2
3	Sabbia argillosa	0.150	19.2
4	Sabbia e ghiaia	0.165	17.6
5	Granulare senza coesione	0.192	19.0

Il peso del rinterro su di un tubo installato in trincea stretta è calcolato con l'equazione

$$q_r = C_z \cdot \gamma_r \cdot H \cdot B$$

dove: q_r = carico totale sulla tubazione (carico a metro lineare del tubo)

B = larghezza dello scavo in corrispondenza dell'estradosso del tubo

H = altezza del ricoprimento sopra l'estradosso del tubo

In cui il coefficiente C_z è ulteriormente definito dalla relazione

$$C_z = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{H}{B}}}{2\lambda\mu' \frac{H}{B}}$$

Schematicamente la posa in trincea stretta può essere rappresentata come in *fig. 1* - *fig. 2*

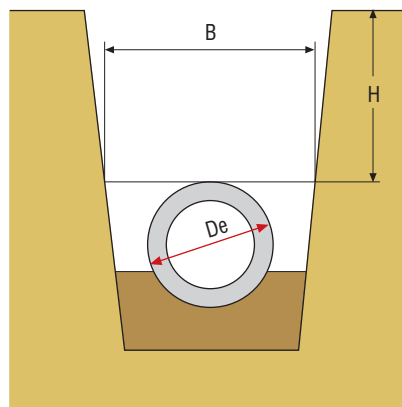


Fig. 1

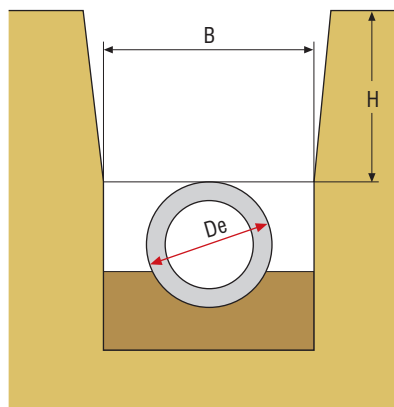


Fig. 2

Indicativamente si può dire che tra il terreno originale ed il terreno di rinterro si produce un assestamento relativo per cui, grazie alle forze d'attrito, si genera un alleggerimento del peso del terreno sopra il tubo. Questo effetto favorevole diminuisce all'aumentare della larghezza della trincea fino ad un minimo che corrisponde al valore del carico di posa in terrapieno.

La larghezza dello scavo che rappresenta il passaggio tra le due modalità di posa viene definita come **larghezza di transizione**.

3.5.1.2. Terrapieno

Questo tipo di posa è normalmente utilizzato quando la tubazione viene posata su un terreno relativamente pianeggiante e poi ricoperta, come rappresentato in *fig. 3*.

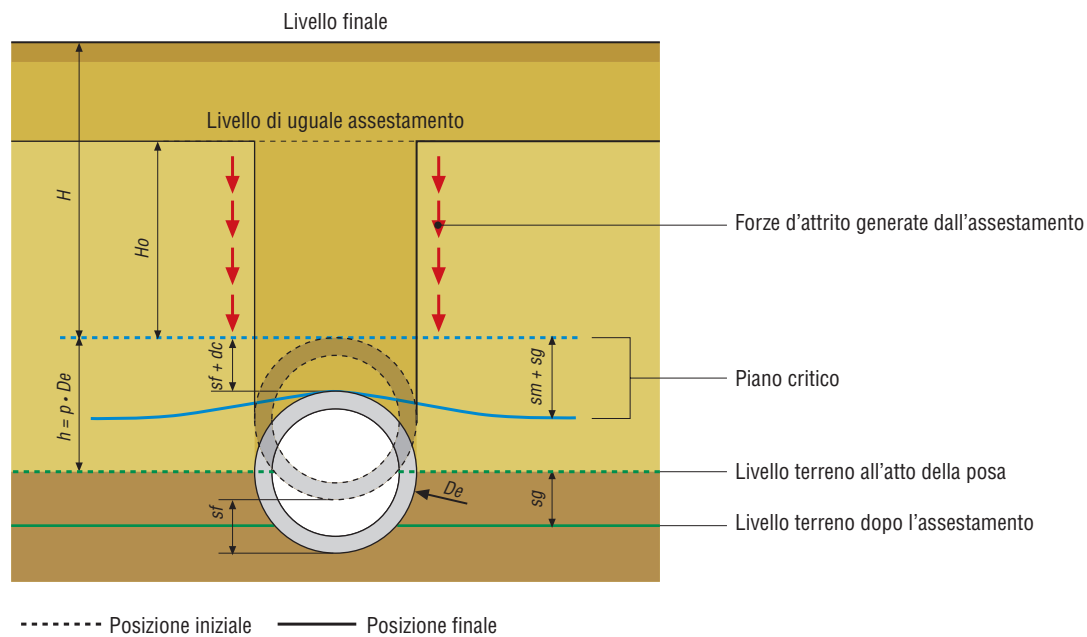


Fig. 3 - Terrapieno (rapporto proiezione positivo)

Il carico gravante sul tubo dovuto al terreno di ricoprimento è calcolato con l'equazione:

$$q_r = C_t \cdot \gamma_r \cdot H \cdot D_e$$

In cui il coefficiente C_t è definito dalle relazioni

$$C_t = \frac{e^{2\lambda\mu \frac{H}{D_e}} - 1}{2\lambda\mu \frac{H}{D_e}} \quad \text{per } H \leq H_0$$

$$C_t = \frac{e^{2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e}} - 1}{2\lambda\mu \frac{H}{D_e}} + \frac{H - H_0}{H} \cdot e^{2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e}} \quad \text{per } H > H_0$$

Dove H_0 (altezza di uguale assestamento tra terreno originale e terreno di riporto, quando cioè non ci sono più forze d'attrito dovute all'assestamento) viene calcolata secondo la relazione di Marston data in forma implicita e quindi da risolvere per tentativi:

$$e^{2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e}} = 2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e} + r_{sd} \cdot 2\lambda\mu p + 1$$

La tipologia illustrata si definisce anche come **rapporto di proiezione positivo** (quando cioè il tubo sporge oltre il livello del terreno originario); quest'ultimo è definito dalla relazione seguente

$$p = \frac{h}{D_e}$$

dove p è il rapporto fra la misura della porzione di tubo sporgente dal terreno all'atto della posa e il diametro esterno del tubo (normalmente compreso fra 0,70 e 0,85).

Nelle formule citate compare anche il rapporto di assestamento r_{sd} definito come

$$r_{sd} = \frac{(s_m + s_g) - (s_f + d_c)}{s_m} \quad \text{per tubi rigidi } d_c = 0$$

Tabella 1

Valori medi del rapporto di assestamento		
Modalità di posa	Rapporto di assestamento r_{sd}	
	Gamma valori	Valori di progetto
Proiezione positiva	0.0 ÷ 1.0	
Roccia	+1.0	+1.0
Terreno comune *	+0.5 ÷ +0.8	+0.7
Terreno cedevole	0.0 ÷ +0.5	+0.3
Proiezione nulla	0.0	
Proiezione negativa	-1.0 ÷ 0.0	
$p'=0.5$		-0.1
$p'=1.0$		-0.3
$p'=1.5$		-0.5
$p'=2.0$		-1.0
Trincea indotta	-2.0 ÷ 0.0	
$p'=0.5$		-0.5
$p'=1.0$		-0.7
$p'=1.5$		-1.0
$p'=2.0$		-2.0

* il valore del rapporto di assestamento dipende dal grado di compattazione del materiale di rinterro a contatto con il tubo.
Con buona esecuzione del piano di posa e compattazione del rinterro si suggerisce di utilizzare un valore $r_{sd} = + 0.5$

Un altro caso di terrapieno è quello definito dal **rapporto di proiezione negativo** (fig. 4), dove cioè la tubazione è posta in uno scavo o in letto naturale in modo tale che l'estradosso del tubo risulti al di sotto del livello del terreno.

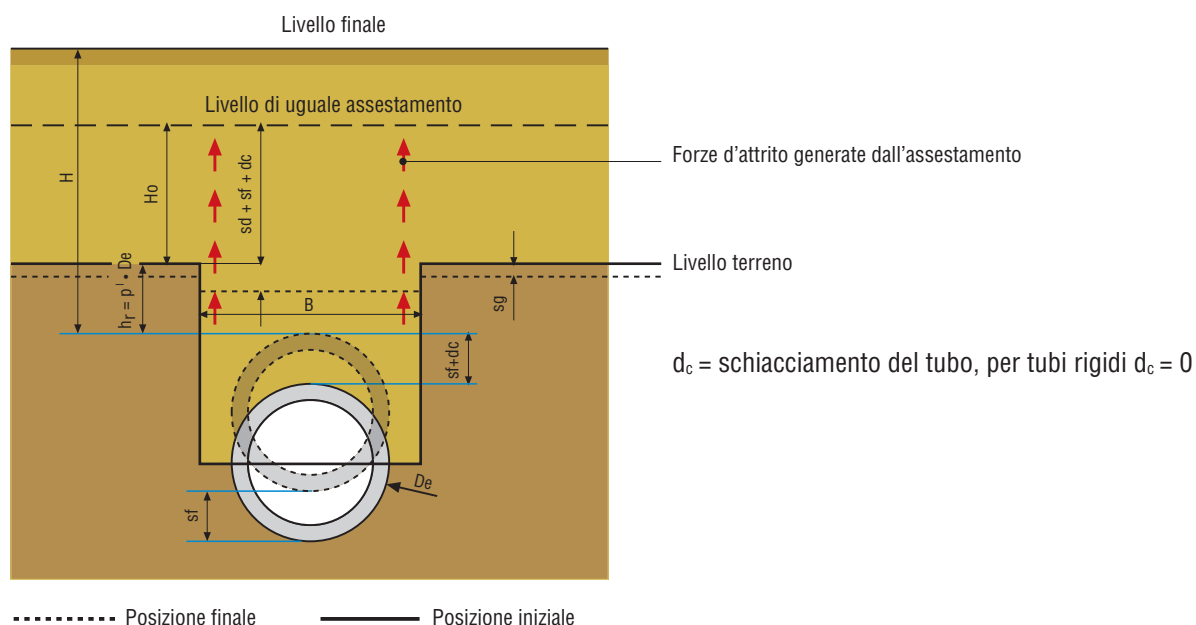


Fig. 4 - Terrapieno (rapporto proiezione negativo)

La tubazione viene poi ricoperta ad un livello superiore a quello originale.
Il carico sul tubo viene calcolato secondo l'equazione

$$q_r = C_{zt} \cdot \gamma_r \cdot H \cdot B$$

Dove il termine C_{zt} è definito dalle relazioni seguenti:

$$C_{zt} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu \frac{H}{B}}}{2\lambda\mu \frac{H}{B}} \quad \text{per } H \leq H_0$$

$$C_{zt} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu \frac{H_0}{B}}}{2\lambda\mu \frac{H}{B}} + \frac{H - H_0}{H} \cdot e^{-2\lambda\mu \frac{H_0}{B}} \quad \text{per } H > H_0$$

$$e^{-2\lambda\mu \frac{H_0}{B}} = -2\lambda\mu \frac{H_0}{B} - r_{sd} \cdot 2\lambda\mu p + 1$$

Analogamente al caso del rapporto di proiezione positivo anche qui vengono definiti il rapporto di assestamento ed il rapporto di proiezione con le relazioni:

$$r_{sd} = \frac{s_g - (s_d + s_f + d_c)}{s_d} \quad \text{per tubi rigidi } d_c = 0 \text{ ed usualmente } r_{sd} = 0,30 \text{ per } p' = 1$$

$$p' = \frac{h_r}{B} \quad \text{dove } h_r \text{ è la distanza del terreno indisturbato dall'estradosso del tubo}$$

I valori medi del rapporto di assestamento sono stati indicati nella Tabella 1.

Un caso particolare, ma analogo, è quello della **trincea indotta**, tipologia di posa utilizzata soprattutto per terrapieni di grande altezza. Come illustrato nella *fig. 5*, il tubo è installato inizialmente come nel terrapieno con rapporto di proiezione positivo.

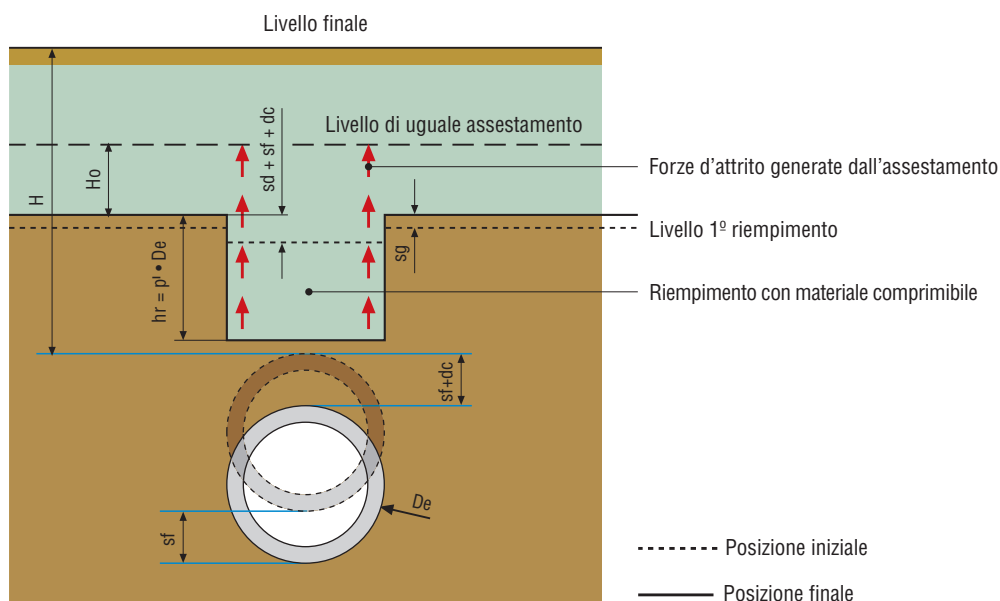


Fig. 5 - Terrapieno con trincea indotta

Dopo che l'altezza del terrapieno ha raggiunto un valore di 1 o 2 volte quello del diametro esterno del tubo, si scava sopra il tubo una trincea e la si riempie nuovamente con materiale comprimibile simulando così un terrapieno con rapporto di proiezione negativo. Per materiale comprimibile si intende, per esempio, corteccia d'albero tagliata a pezzi, segatura o terreno organico (compost).

Il carico gravante sul tubo viene così ridotto significativamente rispetto al carico di un terrapieno classico.

Le relazioni matematiche sono:

$$q_r = C_{zi} \cdot \gamma_r \cdot H \cdot D_e$$

dove D_e = Diametro esterno del tubo

$$C_{zi} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu \frac{H}{D_e}}}{2\lambda\mu \frac{H}{D_e}} \quad \text{per } H \leq H_0$$

$$C_{zi} = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e}}}{2\lambda\mu \frac{H}{D_e}} + \frac{H - H_0}{H} \cdot e^{-2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e}} \quad \text{per } H > H_0$$

H_0 si ottiene risolvendo per tentativi la relazione data in forma implicita:

$$e^{-2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e}} = -2\lambda\mu \frac{H_0}{D_e} - r_{sd} \cdot 2\lambda\mu p' + 1$$

A causa del materiale comprimibile da utilizzare per il rinterro, i valori dei rapporti di assestamento sono negativi e sono riassunti nella Tabella 1.

Il rapporto di proiezione vale:

$$p' = \frac{h_r}{D_e}$$

dove h_r è la profondità della trincea indotta

3.5.1.3. Posa a spinta (microtunneling)

Metodologia, a diffusione sempre maggiore, utilizzata laddove è impossibile o estremamente difficile operare con scavi a cielo aperto.

Due sono i tipi di carico da tenere in considerazione: il carico assiale di spinta e quello della terra dovuto allo scavo o al carico mobile.

Il carico gravante sui tubi è fornito dalla relazione:

$$q_r = C_t \cdot w \cdot D_e^2 - 2 \cdot c \cdot C_t \cdot D_e$$

Dove il coefficiente C_t è individuato dalla

$$C_t = \frac{1 - e^{-2\lambda\mu' \frac{H}{D_e}}}{2\lambda\mu'}$$

- c è il coefficiente di coesione del terreno originale
- γ_r è il peso specifico del terreno di rinterro

Per quanto riguarda il carico assiale si può ritenere che l'area frontale dei tubi usati in condizioni usuali è più che sufficiente per resistere alle sollecitazioni della spinta.

Per quelle installazioni dove lunghe tratte di spinta causano elevate sollecitazioni assiali, si possono prevedere delle stazioni di spinta intermedie oltre ad adottare opportuni accorgimenti per evitare elevate sollecitazioni localizzate. Il calcolo delle caratteristiche di resistenza alle sollecitazioni assiali può essere eseguito con le specifiche riportate nella EN 1916.

TERRENI COERENTI	ϕ	C (ton/m ²)
Argilla semicompatta	15.00	2,5
Argilla consistente	15.00	1,0
Argilla molle	15.00	0,0
Argilla sabbiosa(terra argillosa,argilla marnosa),compatta o consistente	22.50	0,5
Argilla sabbiosa(terra argillosa,argilla marnosa, argilla marnosa alluvionale,terra argillosa alluvionale), molle	22.50	0,0
Limo compatto o consistente	22.50	0,2
Limo molle	22.50	0,2
Argilla organica, limo organico(fanghiglia,sedimenti di figna), non fibrosi	10.00	0,0
Torba	15.00	0,0

3.5.1.4. Installazione multipla

Per installazione multipla si intende la posa di più tubazioni affiancate fra loro. In tale situazione il metodo di calcolo per il rinterro differisce parzialmente da quelli descritti sino ad ora perché la condizione di posa può variare dall'ipotesi della semplice trincea a quella del terrapieno con rapporto di proiezione positivo o alla combinazione delle due ipotesi.

Nella pratica comune si possono presentare due condizioni:

- piano di posa delle condotte allo stesso livello
- piano di posa delle condotte a livelli diversi

3.5.1.4.1. Piano di posa allo stesso livello

Con riferimento alla Fig.6 si prenda in considerazione il tubo centrale C:

se la distanza $(De C + 2 \cdot Y)$ è uguale o maggiore della larghezza di transizione per quel diametro e quella profondità, allora il carico sul tubo C può essere calcolato con l'ipotesi del terrapieno con rapporto di proiezione positivo. Se invece la distanza $(De C + 2 \cdot Y)$ è minore della larghezza di transizione, allora si considera il carico sul tubo adottando l'ipotesi di trincea stretta.

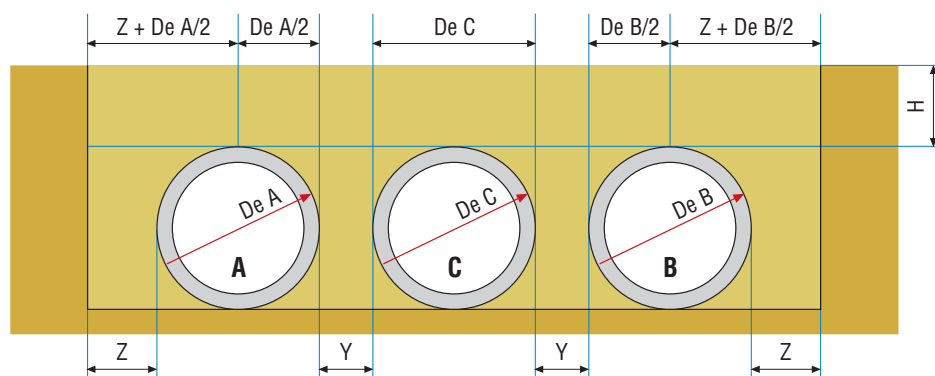


Fig. 6 - Installazione multipla con posa allo stesso livello

Se le distanze Y e Z sono piccole rispetto alla profondità H ed ai diametri (inferiori a $1/5$ del diametro esterno del tubo più grande), allora tutta l'installazione può essere considerata in trincea stretta ed il carico totale calcolato va diviso proporzionalmente tra le tubazioni.

Per le tubazioni laterali il calcolo del carico dovuto al rinterro viene considerato sul semitubo verso la parete dello scavo e sul semitubo verso l'interno.

Prendendo in esame le rispettive distanze si deve controllare se per ogni semitubo si verificano le condizioni di trincea stretta o di terrapieno con rapporto di proiezione positivo e di conseguenza si utilizzano le formule corrispondenti.

3.5.4.1.2. Piano di posa a livelli diversi

Con riferimento alla *Fig. 7* si procede analogamente al paragrafo precedente.

Si considerano i semitubi verso la parete dello scavo, se le distanze $Z + D_{eA}/2$ e $Z + D_{eB}/2$ sono minori della larghezza di transizione si adotta l'ipotesi di trincea stretta, mentre se sono maggiori si utilizzano le formule del terrapieno con rapporto di proiezione positivo.

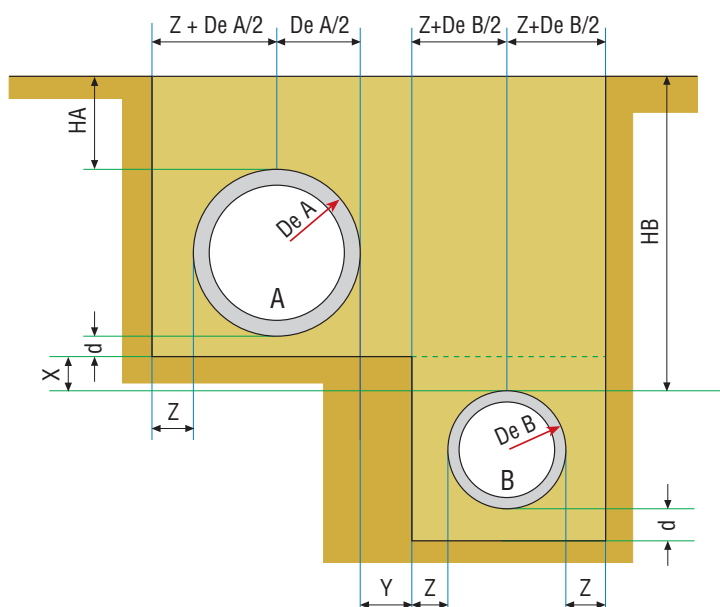


Fig. 7 - Installazione multipla con posa a livelli diversi

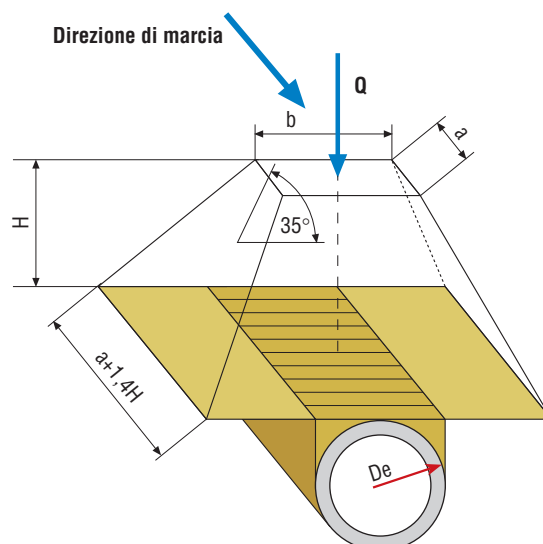
La Norma UNI 7517 esplicita chiaramente tutte e due le condizioni e le formule da utilizzare.

3.5.2. Azione verticale dei carichi mobili e permanenti

I carichi che possono agire su di una condotta interrata sono essenzialmente di due tipi : carichi distribuiti o carichi concentrati. A seconda della loro modalità di applicazione a loro volta possono essere di tipo dinamico e quindi affetti di un coefficiente, la cui influenza va attenuandosi con la profondità del rinterro, e di tipo permanente.

I veicoli in transito producono, come detto, un'azione dinamica che si somma al carico dovuto al rinterro. Il calcolo di tale carico viene effettuato utilizzando la teoria di Boussinesq, ipotizzando il terreno come materiale elastico ed isotropo. Nella maggioranza dei casi si raggiunge una precisione sufficiente se si considera una distribuzione del carico a 35° rispetto alla verticale (*fig. 8*).

Fig. 8 - Diffusione nel sottosuolo del carico mobile



Se “a” e “b” sono i lati del rettangolo soggetto ad un carico Q sulla superficie del terreno, ad una profondità “H” in corrispondenza dell’estradosso del tubo, il carico si diffonderà su una superficie pari a:

$$A = (a + 2H \operatorname{tg} 35^\circ) \cdot (b + 2H \operatorname{tg} 35^\circ) = (a + 1,4H) \cdot (b + 1,4H)$$

con una pressione equivalente a:

$$p = \frac{Q}{(a + 1,4H) \cdot (b + 1,4H)}$$

pertanto la condotta, sulla lunghezza (a+1,4H), sarà soggetta ad un carico:

$$q = \frac{Q}{(a + 1,4H) \cdot (b + 1,4H)} \cdot (a + 1,4H) \cdot D_e = \frac{Q}{b + 1,4H} \cdot D_e$$

La condotta riceve questo carico all’estradosso. Osservando però che una tubazione interrata è simile ad una trave su appoggio continuo, la reazione si estende su una lunghezza maggiore e il carico risulta pertanto maggiore all’estradosso della condotta che non all’intradosso.

L’effettiva lunghezza interessata dal carico, la cosiddetta “lunghezza efficace”, denominata L_e , corrisponde pertanto a:

$$L_e = a + 2H \operatorname{tg} 35^\circ + 2 \operatorname{tg} 35^\circ \cdot 3/4 D_e$$

Come, cioè, se il carico si diffondesse anche nel tubo con lo stesso angolo di diffusione del terreno sino a $3/4$ dell’altezza del tubo (vedi fig.9).

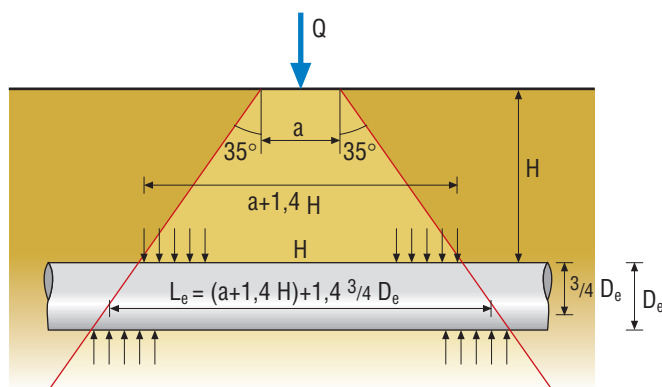


Fig. 9 - Diffusione del carico per determinare la “lunghezza efficace”

$$L_e = (a + 1,4H) + 1,4 \frac{3}{4} D_e = a + 1,4H + 1,05D_e$$

Se il carico Q è un carico dinamico, indicando con Φ il relativo coefficiente, funzione della profondità di rinterro H , si ha per q_m , carico per unità di lunghezza della condotta, l'espressione:

$$q_m = \frac{\Phi Q}{b + 1,4H} \cdot \frac{D_e}{L_e} \cdot \frac{\Phi Q}{t L_e} \cdot D_e \quad \text{con} \quad t = b + 1,4H$$

($\Phi = 1$ per carichi applicati con modalità statica)

La trattazione sin qui riportata si applica nell'ipotesi che la condotta si trovi ad una profondità per cui $t = b + 1,4H > D_e$, quando invece $t \leq D_e$ (fig. 10) il carico Q incide per la sua totalità sulla condotta e

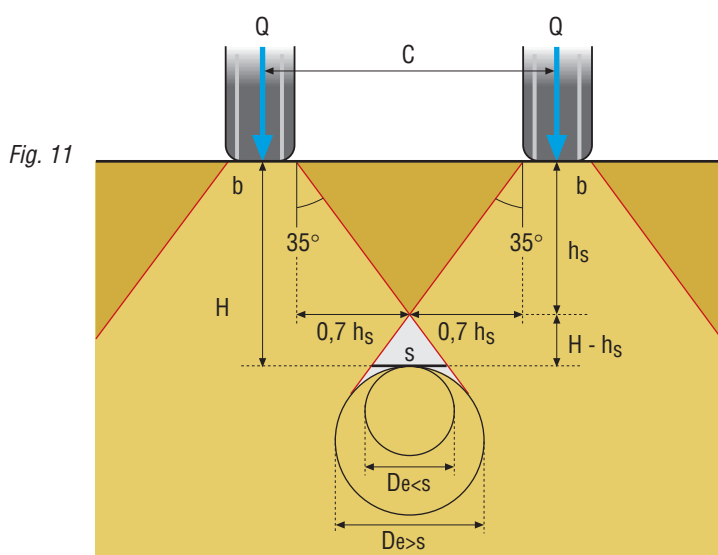
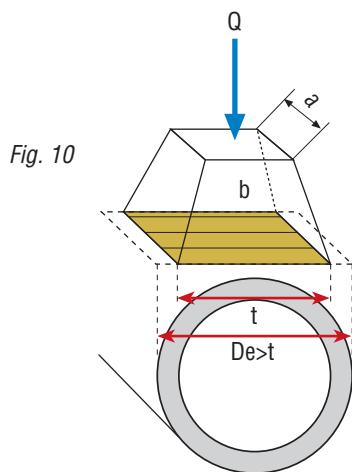
$$\text{risulta } q_m = \frac{\Phi Q}{L_e}$$

Esaminando il caso per cui in superficie agiscono due carichi posti ad una distanza "c", e con larghezza d'impronta "b", la sovrapposizione delle aree d'influenza sulla tubazione comincia ad una profondità h_s definita dalla relazione:

$$1,4h_s = c - b \quad \text{cioè} \quad h_s = \frac{c - b}{1,4}$$

pertanto ad una profondità di rinterro $H > h_s$, la larghezza del tratto "s" interessata dalla sovrapposizione (vedi fig. 11) sarà:

$$s = 1,4 (H - h_s)$$



Il carico per unità di lunghezza risulta:

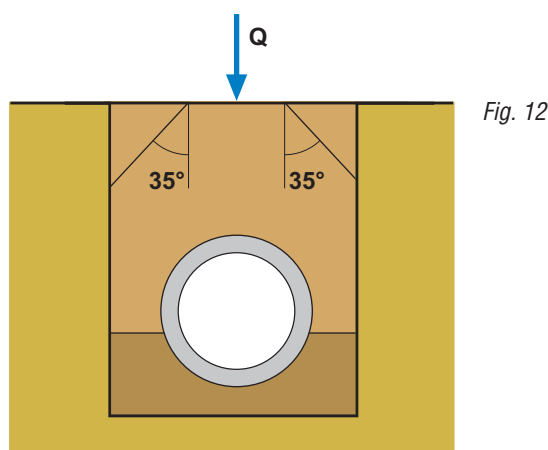
se $D_e \leq s$ e $H > h_s$

$$q_m = \frac{2 \cdot \Phi \cdot Q}{t \cdot L_e} \cdot D_e$$

se $D_e > s$ e $H > h_s$

$$q_m = \frac{\Phi \cdot Q}{t \cdot L_e} \cdot [2s + (D_e - s)] = \frac{\Phi \cdot Q}{t \cdot L_e} (D_e + s)$$

Nel caso di installazione in trincea stretta la diffusione rimane limitata alla larghezza dello scavo (fig 12)



3.5.2.1. Traffico stradale (ruote gommate)

Il D.M. LL.PP. “Criteri generali e prescrizione tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali” è un utile riferimento per valutare l’entità dei carichi che possono transitare sulla sede stradale.

Devono essere presi in considerazione i seguenti carichi mobili:

q1a) mezzo convenzionale da 60 t a tre assi aventi le caratteristiche indicate nella Fig. 13;

q1b) carico ripartito pari a 3 t/m ;

q1c) carico isolato da 10 t con impronta quadrata di lato 0,3 m;

q1d) carico isolato da 1 t con impronta quadrata di lato 0,7 m;

q1e) carico della folla uniformemente ripartito in superficie pari a 0,4 t/m².

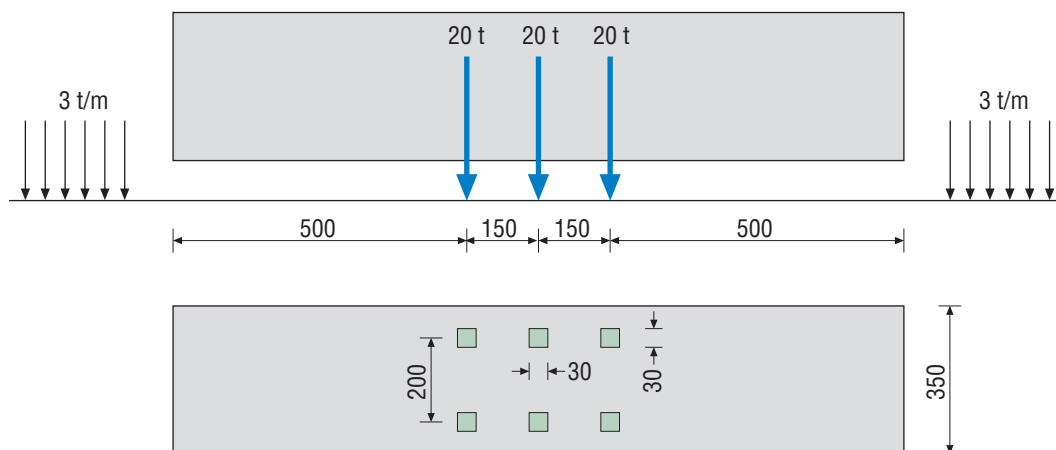
Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito i ponti stradali, e quindi le strade, si suddividono nelle seguenti categorie:

1^a categoria per cui il transito dei carichi mobili sono presi con l’intero loro valore

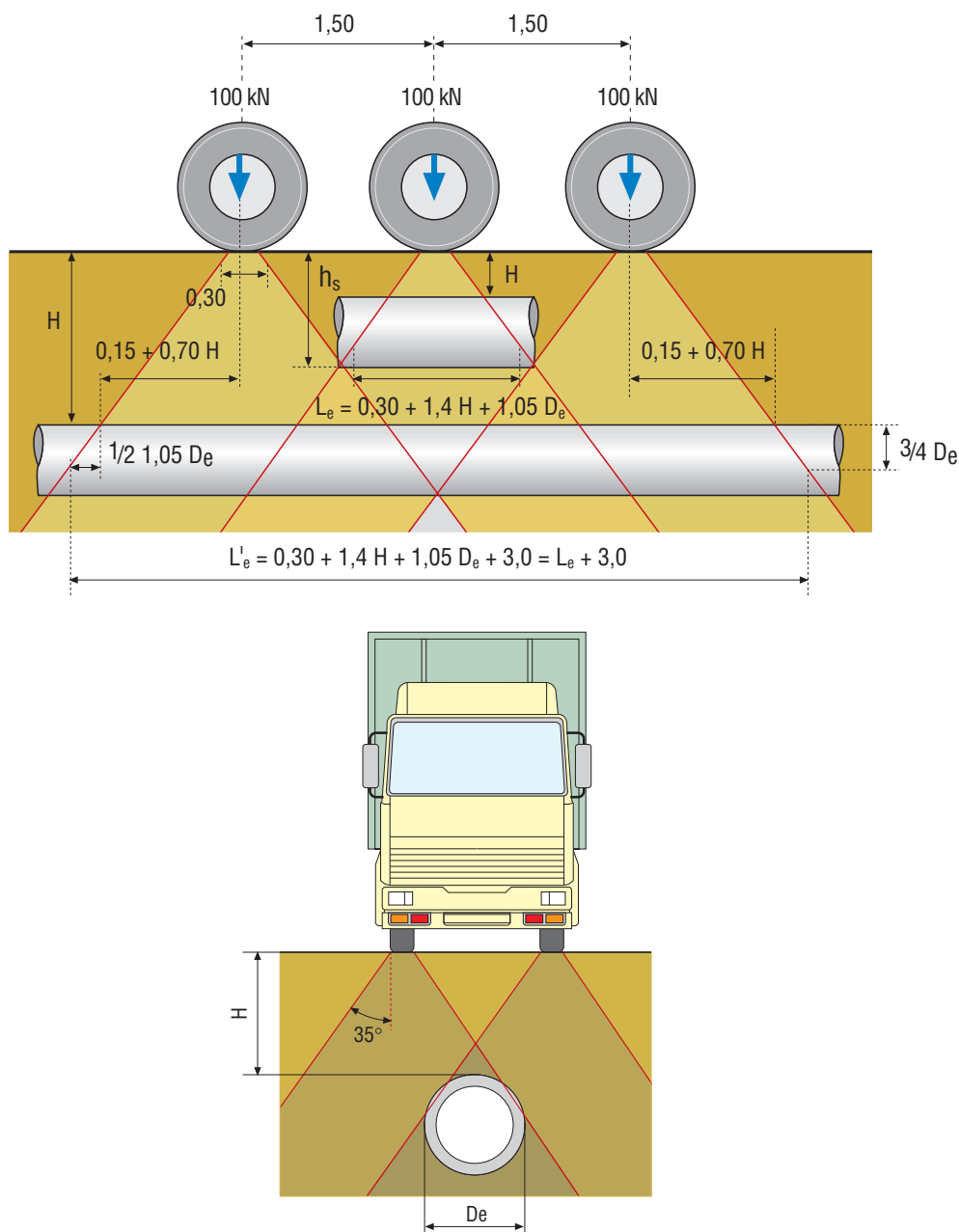
2^a categoria per cui il transito dei carichi mobili sono presi con valori ridotti del q1a) (75% del q1a))

3^a categoria transito dei soli carichi q1d) e q1e) (aree adibite al solo transito pedonale)

Fig. 13 - Mezzo convenzionale da 60 t (600 kN) a tre assi con le caratteristiche riportate in figura



Si omette la trattazione analitica di tutte le varie possibilità di carico e si riporta lo schema di diffusione dei tre assi da 20 ton del carico mobile a 60 ton q1a), precisando che si è considerata la condizione più sfavorevole: asse della tubazione parallelo alla direzione di marcia del veicolo.



Nella tabella sotto riportata sono anche i coefficienti Φ d'impatto dinamico, coefficienti comunemente adottati dai più autorevoli organismi internazionali di normalizzazione

H	$\leq 0,30$ m	$\leq 0,60$ m	$\leq 0,90$ m	$> 0,90$ m
Φ	1,3	1,2	1,1	1,0

TABELLE DI CALCOLO

Per semplicità di utilizzo vengono di seguito riportate le Tabelle 2, 3 e 4 relative a tubi interrati in trincea stretta, per altro caso più frequente, dove i valori riportati sono comprensivi sia del carico dovuto al rinterro che del carico mobile stradale (nelle tre condizioni di 1^a e 2^a categoria e campagna).

TABELLA 2: STRADE CON CARICO DI 1ª CATEGORIA

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																		DN (mm)
			0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	
300	750	--	43.4	38.9	38.7	38.3	37.8	37.9	38.0	38.1	38.2	38.3	38.5	38.7	38.9	39.0	39.2	39.5	39.8	40.1	300
450	1150	--	64.3	62.8	58.7	58.4	57.3	58.0	59.3	60.7	62.1	63.2	64.2	65.4	66.1	66.8	67.8	68.8	69.7	70.8	450
525	1200	--	73.2	71.6	66.7	65.7	66.2	66.8	67.6	68.4	69.0	70.0	71.0	72.0	72.8	73.7	74.7	75.8	76.9	78.0	525
600	1350	2.1	86.5	82.4	79.2	78.9	79.1	79.6	80.4	81.4	82.4	83.5	84.7	86.1	87.0	88.0	89.4	90.9	92.3	93.7	600
750	1500	3.3	104	100	94.5	93.4	93.6	94.0	94.7	95.5	96.2	97.6	99.0	100	102	103	104	106	108	109	750
825	1600	3.9	113	109	103	102	101	101	102	103	104	105	107	108	109	110	112	114	116	118	825
1050	2050	6.4	141	135	128	125	127	128	130	132	136	139	141	144	146	148	151	154	157	160	1050
1125	2200	7.3	147	143	136	132	133	134	138	143	147	150	152	155	158	160	164	167	171	175	1125
1200	2300	8.3	158	153	147	142	143	145	148	152	155	158	160	163	166	169	172	176	179	183	1200
1350	2450	10.6	175	169	163	160	160	161	163	166	170	173	176	179	182	185	188	192	196	200	1350
1500	2600	13.0	192	187	180	177	177	178	181	184	187	190	193	196	198	201	205	209	214	218	1500
1650	2800	15.7	209	204	199	194	193	195	199	203	207	210	214	217	220	223	228	233	238	243	1650
1800	2950	18.7	234	228	222	218	217	218	220	223	225	228	232	235	238	241	246	251	257	262	1800
1950	3100	22.5	261	251	239	233	232	233	236	239	244	247	250	253	256	259	264	269	275	281	1950
2100	3250	25.5	278	267	255	249	247	249	252	254	257	260	263	267	270	273	278	284	289	295	2100
2250	3400	29.4	298	287	275	269	267	267	270	272	275	278	280	283	287	291	297	302	308	315	2250
2400	3550	33.3	317	304	292	286	284	284	287	289	292	295	298	301	305	309	315	321	327	334	2400
2550	3700	37.3	335	323	311	304	301	301	303	306	309	312	315	319	323	328	334	340	346	354	2550

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																DN (mm)			
			4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4		7.6	7.8	8.0
300	750	--	40.4	40.6	40.8	41.1	41.3	41.5	41.7	41.9	42.1	42.3	42.4	42.5	42.7	42.8	42.9	43.0	43.2	43.2	43.3	300
450	1150	--	71.9	73.0	74.0	74.8	75.7	76.7	77.5	78.4	79.2	80.0	80.9	81.7	82.5	83.2	83.9	84.4	85.0	85.6	86.2	450
525	1200	--	79.1	80.3	81.4	82.5	83.7	84.5	84.3	86.2	87.3	88.4	89.4	90.4	91.3	92.3	93.0	93.7	94.5	95.2	95.8	525
600	1350	2.1	95.1	96.6	98.1	99.5	101	102	104	105	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	118	600
750	1500	3.3	111	113	115	117	119	120	122	123	125	126	128	129	131	132	134	135	137	139	140	750
825	1600	3.9	119	121	123	125	127	129	131	133	135	136	138	140	142	143	145	147	148	150	151	825
1050	2050	6.4	164	167	170	173	176	179	183	186	189	192	195	198	201	204	207	209	212	215	218	1050
1125	2200	7.3	178	182	185	189	193	196	200	204	207	211	214	218	221	225	228	231	234	238	241	1125
1200	2300	8.3	187	191	195	199	203	207	211	215	218	221	225	229	233	237	240	244	247	250	253	1200
1350	2450	10.6	205	209	213	218	222	226	230	234	239	243	247	251	255	259	263	267	271	274	278	1350
1500	2600	13.0	223	228	232	237	241	246	251	255	260	264	269	273	278	282	287	291	296	300	305	1500
1650	2800	15.7	248	253	258	264	269	274	280	285	290	296	301	306	311	317	321	326	331	336	342	1650
1800	2950	18.7	268	273	279	284	290	296	301	307	313	319	324	330	335	341	346	352	357	362	368	1800
1950	3100	22.5	287	293	299	305	311	317	323	330	336	342	348	354	360	366	372	378	384	390	396	1950
2100	3250	25.5	302	308	315	321	328	334	340	346	353	359	366	372	379	385	392	398	404	410	416	2100
2250	3400	29.4	321	328	335	342	349	356	362	369	376	382	389	396	403	410	417	423	430	437	444	2250
2400	3550	33.3	341	348	355	362	370	377	384	391	399	406	414	421	428	435	443	450	457	464	471	2400
2550	3700	37.3	361	369	377	384	392	399	407	414	422	431	439	447	454	461	469	477	485	493	501	2550

TABELLA 3: STRADE CON CARICO DI 2ª CATEGORIA

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																DN (mm)			
			0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2		
300	750	--	36.9	34.3	31.5	30.0	29.4	29.8	29.9	30.1	30.5	31.0	31.6	32.2	32.6	33.0	33.5	34.1	34.7	35.2	300	300
450	1150	--	56.4	51.0	47.6	45.2	44.8	45.5	46.6	48.4	50.3	52.0	53.6	55.2	56.4	57.5	59.0	60.5	62.0	63.5	450	450
525	1200	--	61.9	58.3	54.5	52.0	51.5	52.2	53.5	54.4	55.5	57.4	58.8	60.3	61.6	62.9	64.5	66.2	68.0	69.6	525	525
600	1350	2.1	72.9	68.2	63.8	62.3	62.3	62.9	63.7	64.7	66.3	68.7	70.4	72.2	72.9	75.4	77.6	79.6	81.7	83.7	600	600
750	1500	3.3	87.5	81.0	75.7	73.6	72.8	73.5	74.6	75.8	77.0	79.0	81.4	83.8	85.6	87.5	90.0	92.6	95.0	97.4	750	750
825	1600	3.9	94.7	94.1	83.4	80.4	78.9	78.8	79.4	80.9	82.7	84.8	87.3	89.7	91.7	93.7	96.4	99.2	102	104	825	825
1050	2050	6.4	116	110	101	97.1	97.1	98.9	102	106	110	114	118	121	124	127	131	135	140	144	1050	1050
1125	2200	7.3	122	115	107	103	103	104	109	114	119	124	128	132	135	139	143	148	153	157	1125	1125
1200	2300	8.3	130	123	115	110	110	112	117	122	126	130	134	138	142	145	150	155	160	165	1200	1200
1350	2450	10.6	143	135	127	122	122	124	128	132	137	141	146	151	155	159	164	169	175	180	1350	1350
1500	2600	13.0	156	149	140	133	133	136	140	145	150	155	159	164	168	172	178	184	190	196	1500	1500
1650	2800	15.7	169	162	152	147	146	149	154	160	165	171	176	181	186	191	198	204	211	218	1650	1650
1800	2950	18.7	185	177	167	161	161	164	169	173	178	184	190	196	201	206	213	220	227	234	1800	1800
1950	3100	22.5	198	190	181	174	172	175	180	186	192	198	205	211	216	221	228	236	243	251	1950	1950
2100	3250	25.5	209	201	191	185	184	186	191	197	202	209	215	222	227	232	240	248	256	264	2100	2100
2250	3400	29.4	224	216	205	199	198	199	205	211	216	223	230	236	242	248	256	264	273	281	2250	2250
2400	3550	33.3	236	228	217	212	211	213	219	223	229	236	243	250	256	263	272	281	289	298	2400	2400
2550	3700	37.3	249	239	231	226	225	225	232	237	243	250	257	265	272	279	288	297	306	315	2550	2550

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																DN (mm)			
			4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4	7.6	7.8	8.0	
300	750	--	35.7	36.3	36.8	37.3	37.8	38.1	38.4	38.7	39.0	39.3	39.6	39.9	40.2	40.2	40.7	41.0	41.2	41.4	41.6	300
450	1150	--	64.9	66.4	67.7	68.9	70.3	71.5	72.7	73.8	74.7	75.9	77.0	77.9	78.8	79.6	80.4	81.3	82.1	82.9	83.7	450
525	1200	--	71.3	72.9	74.3	75.8	77.3	78.7	80.0	81.4	82.6	83.8	84.9	86.0	87.1	88.3	89.2	90.2	91.1	92.0	92.9	525
600	1350	2.1	85.6	87.7	89.6	91.6	93.7	95.4	97.2	100	101	102	104	105	106	108	109	110	111	112	114	600
750	1500	3.3	99.9	102	105	107	110	112	114	116	118	119	121	123	125	127	129	130	132	134	136	750
825	1600	3.9	107	110	112	115	117	120	122	125	127	129	131	133	135	137	139	141	143	145	147	825
1050	2050	6.4	148	153	156	160	164	168	172	176	179	183	186	189	193	196	199	203	206	209	212	1050
1125	2200	7.3	161	167	171	175	180	184	188	193	197	201	205	209	213	217	220	224	227	230	233	1125
1200	2300	8.3	170	175	180	184	189	194	198	203	207	211	215	219	224	228	232	235	239	243	246	1200
1350	2450	10.6	185	191	196	201	207	212	216	221	226	231	236	240	245	249	254	258	262	266	270	1350
1500	2600	13.0	202	208	213	219	225	230	235	241	246	251	257	262	267	272	277	282	287	292	297	1500
1650	2800	15.7	224	231	237	244	250	257	263	270	275	281	287	293	299	305	310	316	321	327	332	1650
1800	2950	18.7	242	249	255	262	269	276	283	290	296	303	309	316	322	328	334	340	346	352	359	1800
1950	3100	22.5	259	267	274	281	288	295	303	310	317	325	332	339	346	352	359	366	373	380	387	1950
2100	3250	25.5	272	279	287	295	303	311	319	327	334	342	349	356	363	371	378	385	391	398	404	2100
2250	3400	29.4	290	298	307	315	324	331	339	347	355	363	372	379	386	394	402	409	418	427	435	2250
2400	3550	33.3	308	317	326	334	342	352	360	367	377	386	394	402	411	419	427	434	442	450	458	2400
2550	3700	37.3	325	334	344	354	363	372	381	390	399	409	418	426	435	443	452	461	470	479	488	2550

TABELLA 4: STRADE DI CAMPAGNA

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																			DN (mm)
			0.6	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	
300	750	--	31.2	25.7	24.7	23.9	24.0	24.7	25.8	26.5	27.3	28.0	29.0	29.7	30.5	31.0	31.7	32.3	33.0	33.7	34.3	300
450	1150	--	46.1	37.7	36.9	36.4	36.8	37.7	39.3	41.6	43.5	45.4	47.2	49.1	51.0	52.9	54.8	56.6	58.5	60.5	61.9	450
525	1200	--	52.2	42.7	41.9	41.4	42.2	43.2	45.4	47.6	49.6	51.3	53.3	55.3	57.4	58.9	60.5	62.4	64.3	66.2	67.9	525
600	1350	2.1	61.7	50.7	49.5	48.9	50.5	53.0	54.8	57.4	59.3	61.4	63.7	66.2	69.0	70.9	72.7	75.0	77.4	79.6	81.8	600
750	1500	3.3	73.1	60.9	58.8	57.8	59.3	61.3	63.7	65.7	68.7	71.1	74.0	76.9	79.8	82.4	85.0	87.6	90.2	92.7	95.1	750
825	1600	3.9	78.2	66.2	64.7	62.8	64.2	66.2	68.4	70.6	73.6	76.1	79.4	82.4	85.4	87.8	90.1	93.2	96.2	99.2	102	825
1050	2050	6.4	94.4	81.3	78.9	77.2	78.5	81.4	85.9	92.2	98.1	102	107	112	116	119	123	127	132	137	141	1050
1125	2200	7.3	99.2	86.0	83.9	81.2	83.2	86.3	90.6	97.1	104	109	116	122	126	130	133	139	144	149	154	1125
1200	2300	8.3	105	91.9	89.2	87.9	89.0	92.2	97.1	104	110	116	122	127	132	136	140	145	150	156	161	1200
1350	2450	10.6	115	99.1	98.1	97.6	99.1	103	107	115	120	127	132	138	144	150	155	160	166	171	176	1350
1500	2600	13.0	125	112	109	108	110	113	118	126	131	138	144	152	157	161	167	173	179	185	191	1500
1650	2800	15.7	134	121	118	118	120	125	129	137	144	152	159	167	174	180	187	193	199	206	213	1650
1800	2950	18.7	145	133	130	130	132	136	143	152	161	165	172	180	187	194	201	207	214	222	229	1800
1950	3100	22.5	156	144	142	141	142	146	152	161	170	179	186	193	201	207	213	221	229	237	246	1950
2100	3250	25.5	167	153	152	150	152	156	163	172	180	187	196	204	212	218	225	233	241	249	258	2100
2250	3400	29.4	178	164	162	162	164	167	175	183	192	200	208	217	226	232	240	247	256	265	274	2250
2400	3550	33.3	188	175	173	172	175	180	186	195	203	212	222	231	240	246	253	262	272	281	291	2400
2550	3700	37.3	199	185	183	183	185	191	198	207	216	225	235	244	253	260	268	278	288	298	308	2550

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																			DN (mm)
			4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4	7.6	7.8	8.0	
300	750	--	34.8	35.5	36.0	36.5	37.0	37.5	37.9	38.3	38.5	38.8	39.2	39.5	39.8	40.1	40.4	40.6	40.9	41.2	41.4	300
450	1150	--	63.7	65.2	66.6	68.0	69.4	70.6	71.8	73.0	74.0	75.1	76.3	77.3	78.2	79.1	80.0	80.7	81.5	82.3	83.1	450
525	1200	--	69.7	71.5	73.1	74.6	76.3	77.7	79.0	80.5	81.8	83.1	84.3	85.4	86.5	87.7	88.7	89.6	90.6	91.6	92.6	525
600	1350	2.1	83.9	86.2	88.3	90.3	92.5	94.3	96.0	97.9	99.6	101	103	104	106	107	108	109	111	112	113	600
750	1500	3.3	97.8	101	103	106	108	110	113	115	117	118	120	122	124	126	128	130	132	134	136	750
825	1600	3.9	105	108	111	113	116	119	121	124	126	128	130	132	134	136	138	140	142	144	146	825
1050	2050	6.4	146	150	154	158	162	167	171	176	179	182	185	188	192	195	198	202	205	209	213	1050
1125	2200	7.3	159	164	169	173	178	182	187	191	195	199	203	208	212	216	219	223	226	230	234	1125
1200	2300	8.3	167	172	177	182	187	192	196	201	205	209	213	218	222	227	231	235	238	242	246	1200
1350	2450	10.6	182	188	193	199	204	209	214	219	224	229	234	239	243	248	252	257	261	266	271	1350
1500	2600	13.0	198	204	210	216	222	228	233	239	244	249	255	260	265	270	275	280	285	290	295	1500
1650	2800	15.7	221	227	234	241	247	254	260	267	273	279	285	291	297	303	309	314	320	326	332	1650
1800	2950	18.7	237	244	251	259	266	273	280	287	294	300	307	314	320	326	332	338	345	351	357	1800
1950	3100	22.5	254	262	270	278	285	293	300	307	315	323	330	337	344	350	357	364	371	378	385	1950
2100	3250	25.5	266	275	283	291	299	307	315	324	331	339	346	354	361	367	376	383	389	396	403	2100
2250	3400	29.4	284	293	302	311	320	328	336	344	352	361	369	377	384	382	400	407	415	422	430	2250
2400	3550	33.3	301	311	320	330	338	347	356	365	374	383	391	400	408	417	425	432	440	447	454	2400
2550	3700	37.3	318	329	338	348	358	368	377	386	396	405	415	424	433	441	450	459	468	476	485	2550

3.5.2.2 Traffico ferroviario



Il calcolo dei carichi gravanti sul tubo deve essere effettuato con riferimento al D.M. 23 febbraio 1971 - “Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto”.

In tale decreto vengono imposte alcune limitazioni quali lo spessore del minimo rinterro (paragrafo 5.3: 2 metri) e la sollecitazione massima ammessa nell'acciaio (paragrafo 4.4.2.E: 1000 kg/cm²).

Per i modelli di carico si fa riferimento al Testo aggiornato della istruzione N°I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995 completo delle relative integrazioni: “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari” Sono da considerarsi, in funzione del traffico previsto, normale o pesante, tre tipologie di carico i cui valori sono definiti nel seguito.

Traffico normale: treno di carico LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti prodotti dal traffico ferroviario normale così come descritto nelle fiches UIC 702 e 776-1, e come mostrato nella *fig. 16*, risulta costituito da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m.
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni a partire da 0,8 m dagli assi di estremità e per una lunghezza illimitata

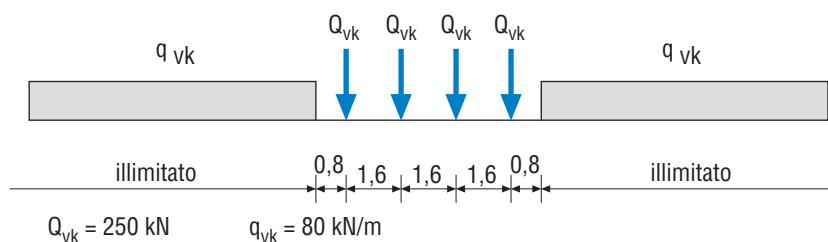


Fig. 16 - Treno di carico LM 71

Traffico pesante: treno di carico SW

L'articolazione del carico è mostrata nella *fig. 17* seguente e per tale modello di carico sono considerati due distinte configurazioni di carico denominate SW/0 ed SW/2 caratterizzate dalla tabella seguente

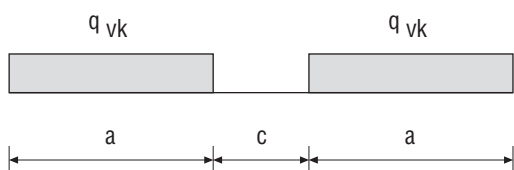


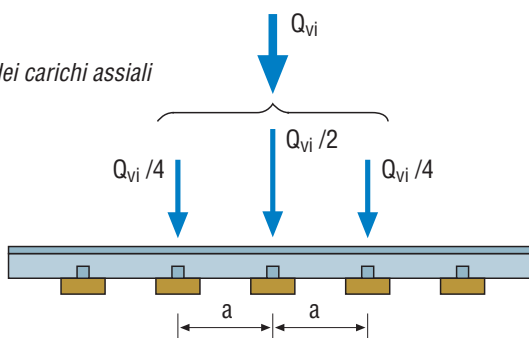
Fig. 17 - Treno di carico SW

Tipo di Carico	qvk [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Caratteristiche Treni di carico SW

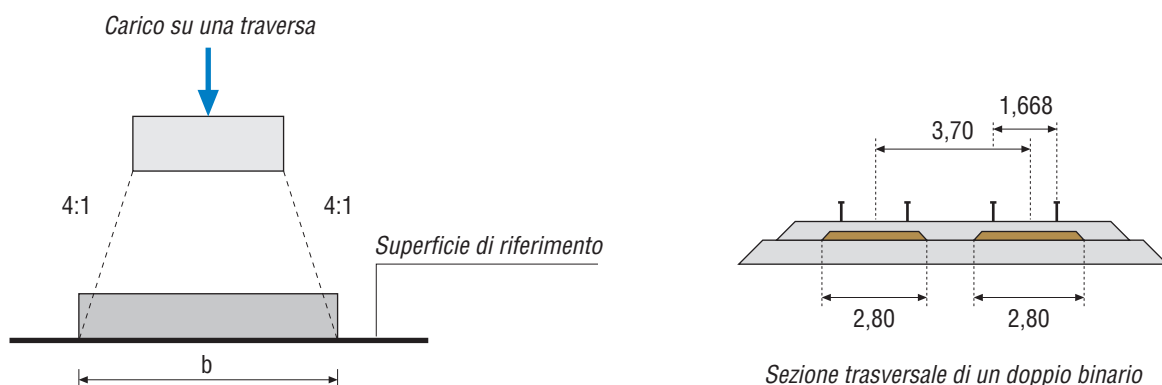
Longitudinalmente il carico Q_{vi} può essere distribuito su tre traversine consecutive poste ad interasse uniforme “a” ripartendolo fra la traversa che la precede, quella in cui insiste e quella successiva, nelle proporzioni 25%, 50%, 25%

Fig. 18 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali



In generale i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente i senso longitudinale, nel caso comunque fosse necessaria una più precisa determinazione la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traversine, nel ballast, sarà con una diffusione di 4:1

Fig. 19 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast



3.5.2.3. Traffico aereo



I tubi situati sotto la pista di rullaggio, di stazionamento e di manutenzione sono sottoposti ai carichi degli aerei.

La pressione esercitata sul suolo dai carrelli di ruote degli aerei può essere determinata utilizzando gli stessi modelli visti precedentemente. A causa della relativamente

ridotta profondità di rinterro in relazione anche agli elevati valori di carico ed alla loro concentrazione, l'effetto dei carichi degli aerei sul progetto strutturale delle tubazioni interrate è molto più gravoso che non per le strade o per le ferrovie.

La distribuzione del carico nel terreno dipende dalle caratteristiche dimensionali e ponderali dell'aereo, la configurazione dei carrelli delle ruote, la tipologia della pavimentazione e il tipo di terreno.

Per gli aerei di dimensioni maggiori la riduzione della concentrazione del carico viene ottenuta con la combinazione di diversi gruppi di ruote gemellate per cui, sulla tubazione interrata, si generano delle sovrapposizioni di carico dovute ai diversi gruppi di ruote come esemplificato nella *fig. 20*.

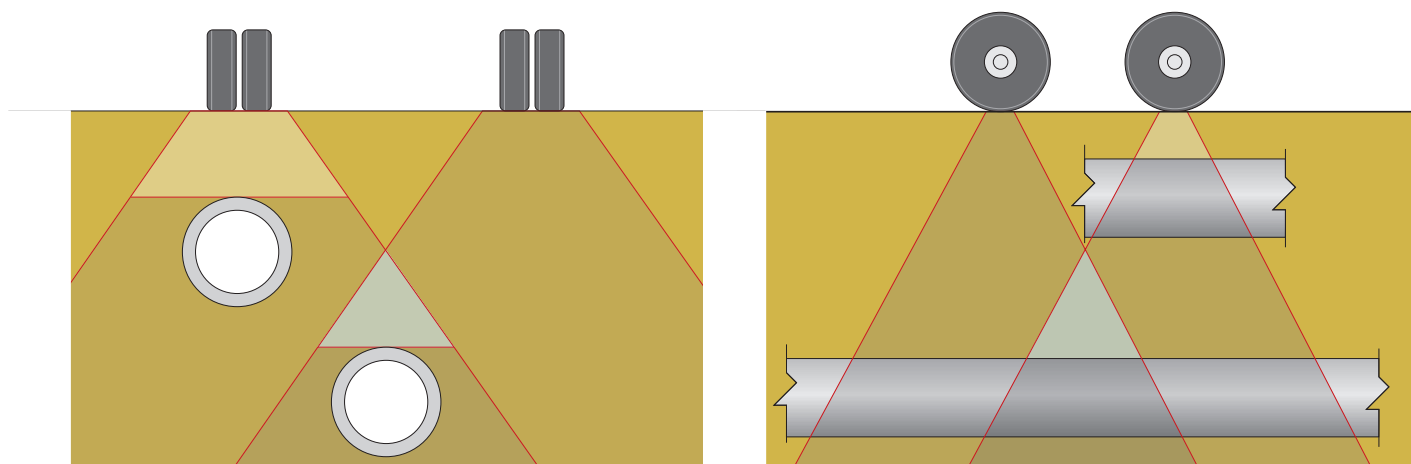


Fig. 20 - Schema carichi dovuti agli aerei

Tralasciando per semplicità la trattazione analitica si riassumono i risultati nella *Tabella 5* dove in funzione delle profondità sono riportati i valori della pressione.

Tabella 5 - Carichi dovuti agli aerei

H (m)	qa (kN/m ²)				
	900 kN (DC9)	1800 kN (DC8)	3500 kN (jumbo)	5500 kN	7500 kN
≥ 1.0	98	117.6	132.3	137.2	147
2.0	39.2	68.6	88.2	107.8	117.6
3.0	19.6	39.2	58.8	78.4	88.2
4.0	14.7	24.5	39.2	58.8	78.4
5.0	9.8	19.6	29.4	39.2	53.9
6.0	9.8	14.7	24.5	34.3	39.2
7.0	4.9	9.8	19.6	24.5	34.3
8.0	4.9	9.8	14.7	24.5	29.4
9.0	4.9	9.8	14.7	19.6	24.5
10.0	4.9	9.8	14.7	14.7	19.6
≥ 15	4.9	4.9	4.9	9.8	14.7
per valori intermedi si può interpolare					

3.5.2.4. Carichi localizzati

L'effetto di un carico localizzato, su di un tubo ad una profondità H e dislocato lateralmente ad una distanza d, viene calcolato secondo la teoria di Boussinesq.

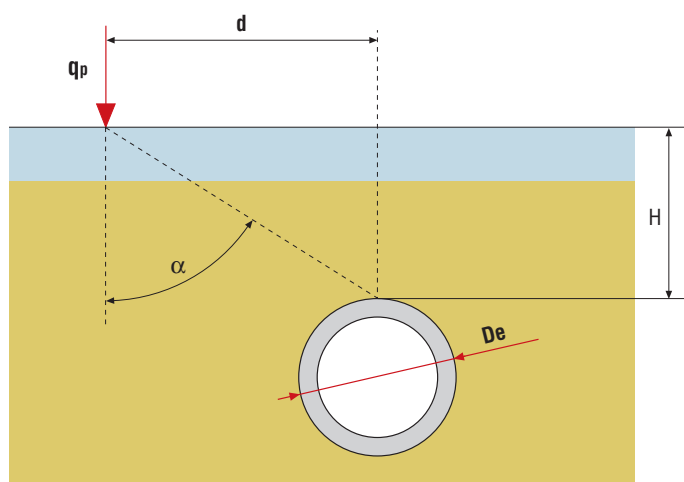


Fig. 21 - Schema carichi localizzati

$$q = \frac{3 \cdot D_e \cdot q_p \cdot \cos^5 \alpha}{2 \cdot \pi \cdot H^2} \quad \text{dove} \quad \cos \alpha = \frac{H}{\sqrt{(H^2 + d^2)}}$$

L'integrazione dell'equazione di Boussinesq consente di determinare il carico totale su un'area rettangolare alla profondità H sotto un carico concentrato in superficie.

Utilizzando le tabelle sotto riportate il carico totale trasmesso ad un'area rettangolare $A \cdot B$ è dato da:

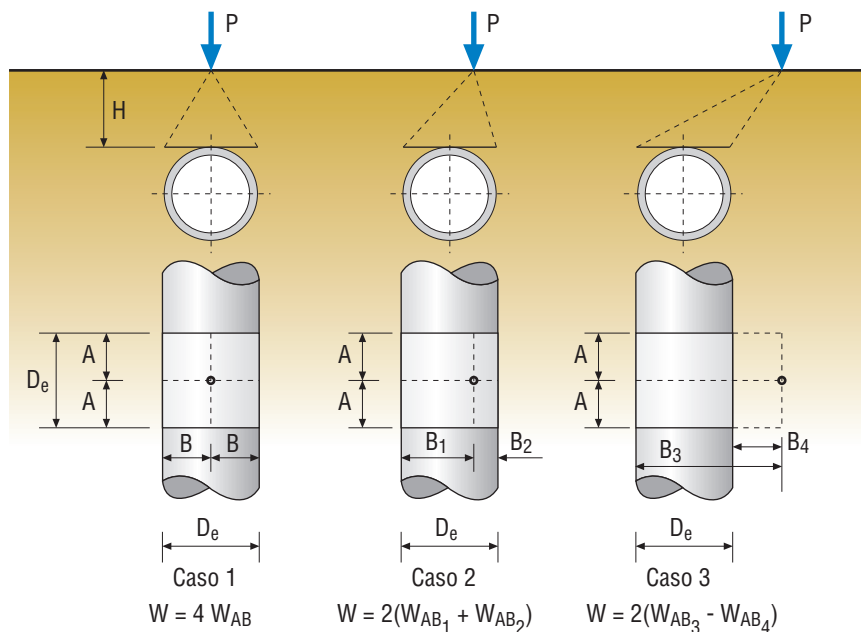
$$W = C_t \cdot P \text{ dove}$$

P = è il carico concentrato in superficie

C_t è un coefficiente dipendente dalle dimensioni A, B, H

Prendendo A e B coincidenti con il diametro esterno D_e della tubazione si ottiene che il carico per unità di lunghezza del tubo è equivalente a :

$$q = W / D_e$$



Similmente Newmark, sempre sviluppando l'equazione di Boussinesq, ottenne che la pressione in un punto ad una profondità H , provocata da un carico uniforme distribuito in superficie su un'area rettangolare di dimensione $A \cdot B$, è data dalla relazione:

$$\sigma_{AB} = C_t \cdot p \text{ dove}$$

p = carico uniforme insistente sull'area $A \cdot B$

C_t è un coefficiente dipendente dalle dimensioni A, B, H

Per il calcolo della tubazione il carico per unità di lunghezza è quindi:

$$q = \sigma \cdot D_e$$

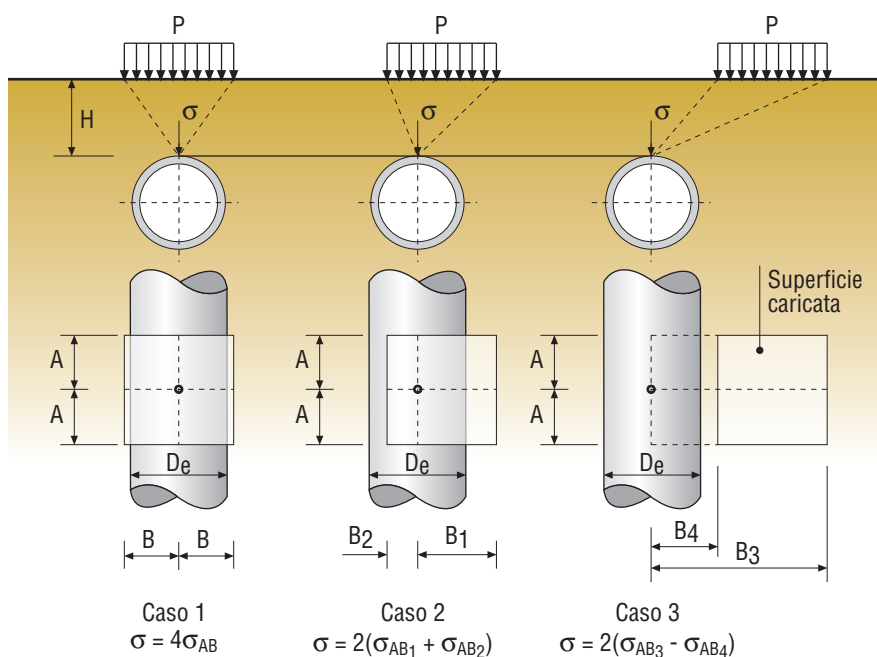
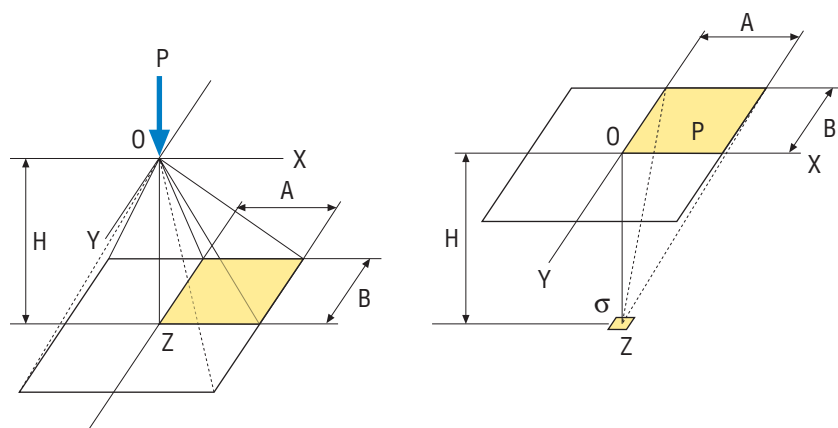


Tabella dei coefficienti C_t per carichi concentrati e distribuiti sulla superficie.

B/H	A/H													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.5	2.0	≥ 4.0
0.1	0.005	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.027	0.028	0.029	0.030	0.031	0.032
0.2	0.009	0.018	0.026	0.033	0.039	0.043	0.047	0.050	0.053	0.055	0.057	0.059	0.061	0.062
0.3	0.013	0.026	0.037	0.047	0.056	0.063	0.069	0.073	0.077	0.079	0.083	0.086	0.089	0.090
0.4	0.017	0.033	0.047	0.060	0.071	0.080	0.087	0.093	0.098	0.101	0.106	0.110	0.113	0.115
0.5	0.020	0.039	0.056	0.071	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.126	0.131	0.135	0.137
0.6	0.022	0.043	0.063	0.080	0.095	0.107	0.117	0.125	0.131	0.136	0.143	0.149	0.153	0.156
0.7	0.024	0.047	0.069	0.087	0.103	0.117	0.128	0.137	0.144	0.149	0.157	0.164	0.169	0.172
0.8	0.026	0.050	0.073	0.093	0.110	0.125	0.137	0.146	0.154	0.160	0.168	0.176	0.181	0.185
0.9	0.027	0.053	0.077	0.098	0.116	0.131	0.144	0.154	0.162	0.168	0.178	0.186	0.192	0.196
1.0	0.028	0.055	0.079	0.101	0.120	0.136	0.149	0.160	0.168	0.175	0.185	0.193	0.200	0.204
1.2	0.029	0.057	0.083	0.106	0.126	0.143	0.157	0.168	0.178	0.185	0.196	0.205	0.212	0.217
1.5	0.030	0.059	0.086	0.110	0.131	0.149	0.164	0.176	0.186	0.193	0.205	0.215	0.223	0.229
2.0	0.031	0.061	0.089	0.113	0.135	0.153	0.169	0.181	0.192	0.200	0.212	0.223	0.232	0.239

3.5.2.5 Esempio di calcolo per la scelta della classe di resistenza dei tubi

Si debba costruire una fognatura in una zona dove superiormente è prevista una strada di prima categoria ed il passaggio su binario doppio di treni della metropolitana senza passeggeri.

Le tubazioni scelte sono a sezione circolare in calcestruzzo armato e costituite da manufatti del diametro interno di 1.000, 1.600 e 2.000 mm. Le profondità di rinterro sotto la strada sono rispettivamente di 2.700; 3.200 e 3.000 mm

Sotto la metropolitana sono previste le stesse altezze di rinterro con la sola variante che i 70 cm superficiali sono costituiti da ballast.

Nella seguente tabella sono riepilogati i dati di progetto

Diametro tubi	STRADA	METROPOLITANA	
	rinterro H (mm)	Ballast h_1 (mm)	rinterro h_2 (mm)
1000	2700	700	2000
1600	3200	700	2500
2000	3000	700	2300

Determinazioni dei carichi agenti sulle tubazioni per effetto della strada di prima categoria

Per la determinazione dei carichi stradali e del terreno si utilizza la tabella a pag 56, del presente manuale, interpolando linearmente ove necessario.

Si fa notare che i valori riportati dalle tabelle sono necessariamente cautelativi per comprendere ipotesi di terreni aventi caratteristiche fisiche differenti.

DN (mm)	rinterro (mm)	carico (kN/m)
1000	2700	132.45
1600	3200	212.46
2000	3000	262.33

Come riportato nelle pagine precedenti i valori della terza colonna devono essere divisi per il coefficiente di posa C_p e moltiplicate per 1 per individuare i carichi di collaudo (carichi di fessurazione). Si ricorda che come carico di collaudo s' intende il carico a ml che dovrà sopportare il tubo durante la prova, secondo le modalità previste dalla EN 1916, con fessure di ampiezza non superiore a 0,3 mm e lunghezza superiore ai 300mm. Mentre per trovare la resistenza minima a collasso, valori della terza colonna andranno moltiplicati per 1,5 divisi per il coefficiente di posa C_p . Per ottenere la classe di resistenza si dividerà il carico ottenuto per il diametro interno del tubo espresso in metri.

Ipotizzando che i tubi vengano posati su un letto di materiale granulare con rinterro posato a strati sino alle reni e ben costipato (coefficiente di posa $C_p = 1,9$ pag 71 del manuale) si ha rispettivamente:

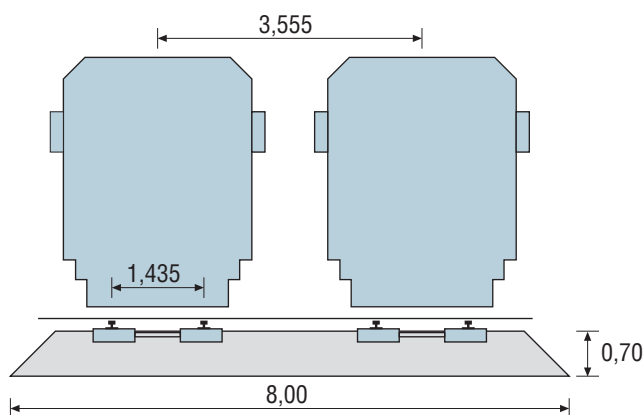
DN (mm)	carico (kN/m)	C_p	carico di collaudo (kN/m)	Resistenza a fessurazione (kN · 1000/DN)
1000	132.45	1.9	69.71	69.71
1600	212.46	1.9	111.93	69.95
2000	262.33	1.9	138.07	69.03

DN (mm)	carico (kN/m)	C_p	carico minimo di collasso (kN/m)	Resistenza Minima a Rottura (espressa in "diametri") (kN · 1000/DN)	Classe di resistenza minima
1000	132.45	1.9	104.56	104.56	105
1600	212.46	1.9	167.73	104.83	105
2000	262.33	1.9	207.10	103.55	105

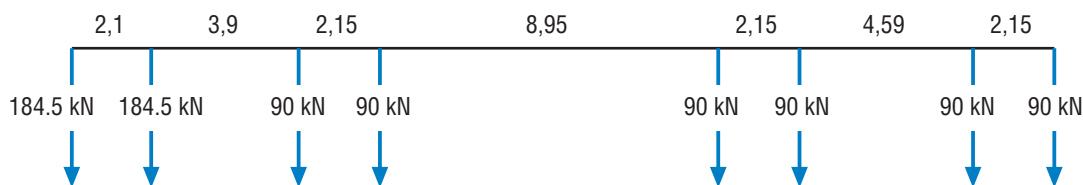
Dalla trattazione sopra riportata si deduce che dovranno essere impiegati tubi con classe di resistenza minima pari o superiore a 105. Si determina di seguito la classe di resistenza minima delle tubazioni interessate dal passaggio della metropolitana.

Determinazioni dei carichi agenti sulle tubazioni per effetto del passaggio della metropolitana

Schema trasversale e longitudinale del convoglio



SCHEMA LOCOMOTORE DI MANOVRA E TRENO VUOTO



Il coefficiente dinamico dovuto ad un carico ferroviario in transito è determinato dalla formula $\Phi = 1 + 0.6/H$ riportata dalla UNI 7517 par. 4.3.1.3. dove H è la profondità di rinterro

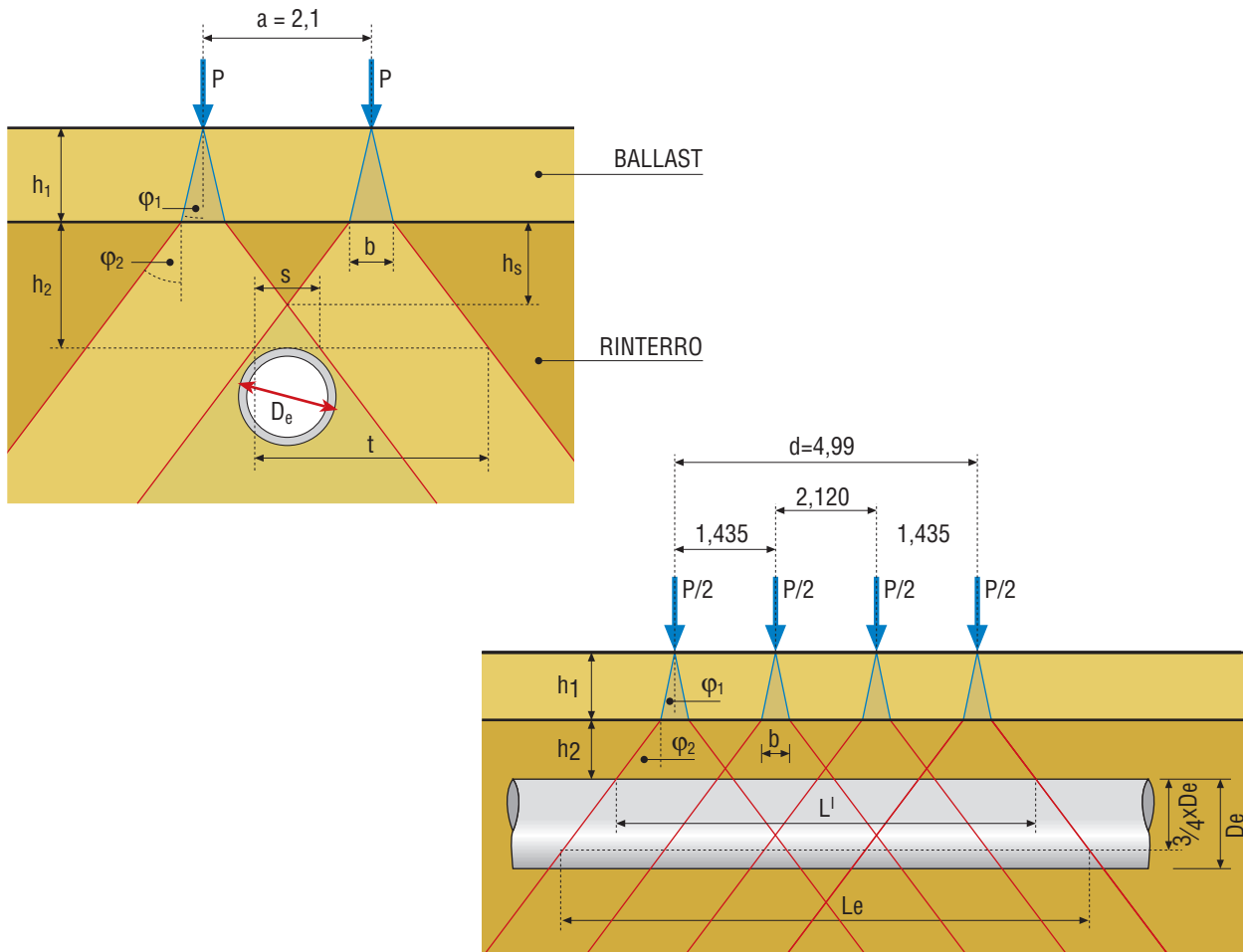
DN (mm)	H profondità di rinterro (mm)	coeff. dinamico Φ
1000	2700	1.22
1600	3200	1.19
2000	3000	1.20

Per determinare il carico sui tubi si sovrappongono gli effetti dovuti al carico mobile del convoglio ferroviario, al carico permanente (uniformemente distribuito) e al carico del terreno.

A) Azione dovuta ai carichi mobili

La condizione più gravosa si verifica quando la tubazione si trova in corrispondenza dei due assi del locomotore da 184,5 kN.

Seguendo la trattazione riportata a pag. 51 e trascurando per semplicità la distribuzione degli sforzi per la presenza della rotaia e delle traversine, si ottiene in funzione delle caratteristiche del ballast e del terreno:



Ove:

$$b = 2 \cdot h_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi_1$$

$$h_s = (a - b) / (2 \cdot \operatorname{tg} \varphi_2)$$

$$t = b + 2 \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg} \varphi_2$$

$$s = 2 \cdot (h_2 - h_s) \cdot \operatorname{tg} \varphi_2$$

Φ = coefficiente dinamico

De = diametro esterno del tubo

Le = lunghezza attiva

$$\text{se } s \leq De \quad q_v = \Phi \cdot P \cdot (De + s) / (t \cdot Le)$$

$$\text{se } s > De \quad q_v = \Phi \cdot 2 \cdot P \cdot De / (t \cdot Le)$$

$$Le = 3(b + 2 \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg} \varphi_2 + 2 \cdot (3/4) \cdot De \cdot \operatorname{tg} \varphi_2) \quad \text{se } h_2 \leq h_s$$

$$Le = d + b + 2 \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg} \varphi_2 + 2 \cdot (3/4) \cdot De \cdot \operatorname{tg} \varphi_2 \quad \text{se } h_2 > h_s$$

Essendo

$$\text{angolo di diffusione dei carichi nel ballast } \varphi_1 = 15^\circ \quad \operatorname{tg} \varphi_1 = 0.2679$$

$$\text{angolo di diffusione dei carichi nel terreno } \varphi_2 = 35^\circ \quad \operatorname{tg} \varphi_2 = 0.7002$$

$$P = 184.5 \text{ kN}$$

$$a = 2100 \text{ mm.}$$

$$d = 4990 \text{ mm.}$$

DN	De	Φ	h1	h2	b	hs	t	s	Le	qv
(mm)	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	(kN/m)
1000	1200	1.22	700	2000	375	1231	3175	1076	9425	17.50
1600	1900	1.19	700	2500	375	1231	3875	1776	10860	19.18
2000	2400	1.20	700	2300	375	1231	3595	1496	11105	21.60

B) Carico del rinterro sovrastante

Per valutare il carico dovuto al terreno superiore si fa riferimento alla trattazione riportata a pag 45 e 46 relativamente a terrapieno con “rapporto di proiezione positivo” e alla fig. 3 di pag 46.

$$q_r = C_t \cdot \gamma_r \cdot H \cdot D_e$$

carico gravante sul tubo

ove

$$\gamma_r = \text{peso specifico terreno di rinterro} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ \text{ angolo di attrito interno del terreno}$$

$$H = h_2$$

$$\lambda = \text{coefficiente di Rankine} = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi / 2) = 0.271$$

$$\mu = \text{coefficiente di attrito interno del terreno di rinterro} = \operatorname{tg} \varphi = 0.7002$$

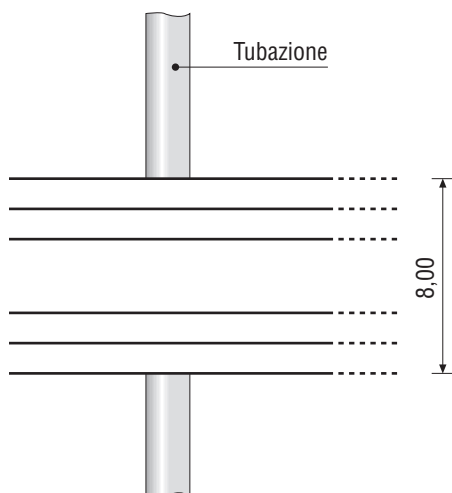
Prefissati i valori di :

$$r_{sd} = 0.7 \text{ (Valore medio vedi tabella 1 di pag. 47)}$$

$$p = h / De \text{ (Valore medio, per h vedi Fig.3 pag. 46)}$$

DN	De	H=h ₂	p	H ₀	C _t	q _r
(mm)	mm	mm		mm		(kN/m)
1000	1200	2000	0.8	1860	1.5259	68.4
1600	1900	2500	0.8	2940	1.2969	117.05
2000	2400	2300	0.8	3720	1.2060	126.48

C) Carico permanente uniformemente distribuito dovuto all'armamento



Utilizzando l'equazione di Boussinesq sviluppata da Newmark si ottiene per la pressione q_a esercitata da un carico distribuito in superficie ad una profondità H l'espressione:

$$q_a = C_t \cdot q$$

Ove

q = carico per unità di superficie

C_t = coefficiente dipendente dall'altezza H del rinterro e dalle dimensioni A e B della superficie caricata

Nel caso in esame essendo $A = 8 \text{ m}$, $B = \infty$

Estrapolando dai valori riportati nell'abaco di pag. 63

$$C_t = 0,97 \text{ per } D_e = 1.200$$

$$C_t = 0,94 \text{ per } D_e = 1.900$$

$$C_t = 0,96 \text{ per } D_e = 2.400$$

Da "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari -Istruzione per la progettazione" Testo aggiornato del 2 Giugno 1995, paragrafo 1.3.2 "Carichi permanenti portati", per il peso della massicciata e dell'armamento viene indicato un peso convenzionale di 18.0 kN/m^3 .

Pertanto:

$$q = 18 \cdot 0,7 = 12.60 \text{ kN/m}^2$$

$0,7$ = spessore ballast

$$\text{Carico a ml di tubo per l'armamento} = 12.60 \cdot 1.2 \cdot 0,97 = 14.74 \text{ kN/m per il tubo da 1.000}$$

$$12.60 \cdot 1.9 \cdot 0,94 = 22.50 \text{ kN/m per il tubo da 1.600}$$

$$12.60 \cdot 2.4 \cdot 0,96 = 29.30 \text{ kN/m per il tubo da 2.000}$$

sovrapponendo gli effetti dei carichi permanenti e variabili

DN	treno	rinterro	carico perman.	carico totale	Carico di rottura minimo	Resistenza Minima a rottura espressa in "diametri"	Carico minimo di fessurazione
	q_v	q_r	q_a	$q_v + q_r + q_a = q_t$	$F_n = 1,5 \cdot q_t$	F_n / DN	$F_n \cdot 0,67$
(mm)	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN x1000/DN	kN/m
1000	17.50	68.40	14.74	100.64	150.96	150.96	101.14
1600	19.18	117.05	22.50	158.73	238.09	148.80	159.52
2000	21.60	126.48	29.30	177.38	266.07	133.03	178.27

Dove:

- 1,5 è il coefficiente minimo di sicurezza a rottura
- F_n è il carico minimo di schiacciamento cui deve resistere il tubo sottoposto alla prova dei "tre appoggi" UNI EN 1916
- 0,67 coefficiente che individua in carico minimo di fessurazione o di collaudo (si veda quanto riportato nella determinazione dei carichi per effetto della strada di prima categoria)
- F_n/DN = Classe minima di resistenza garantita dal produttore di tubi prefabbricati

La classe di resistenza del tubo, e pertanto il carico minimo di fessurazione e il carico minimo di rottura garantito dal produttore, potranno variare in funzione dei coefficienti di sicurezza da applicare ai carichi totali (q_t) di progetto richiesti dal committente per eventuali applicazioni particolari.

NB: da quanto sopra esposto il carico minimo di fessurazione corrisponde al carico totale di progetto (q_t); i valori leggermente diversi dell'ultima colonna della tabella sono stati ricavati adottando formalmente il coefficiente (0,67) riportato dalla Norma UNI EN 1916 (0,67 è infatti un arrotondamento di $1/1,5 = 0,6$ periodico).

3.5.3 Scelta della modalità di posa

La capacità portante di un tubo è strettamente correlata con il tipo di letto di posa, questo deve essere eseguito in modo da garantire un appoggio continuo e senza irregolarità.

L'assestamento del tubo sarà ridotto al minimo grazie ad un materiale di rinterro selezionato e ben compattato.

Il materiale di rinterro, inferiore e laterale al tubo, dovrà essere compattato sino ad una densità pari al terreno indisturbato originale, mentre direttamente sopra e sotto al tubo non dovrà essere eccessivamente compattato per non creare delle sollecitazioni localizzate.

Bisogna assolutamente evitare di far appoggiare i tubi su massi, macigni o su blocchi di materiale rigido eventualmente utilizzati per il livellamento.

La preparazione del terreno deve consentire la realizzazione di una fondazione stabile ed uniforme. La fondazione deve avere una sufficiente capacità portante tale da garantire il mantenimento dell'allineamento e livellamento della tubazione ed in grado di sostenere i carichi gravanti. Quando il letto di posa non è soddisfacente allora occorre provvedere al consolidamento mediante la parziale sostituzione del terreno originale con materiale stabilizzato o mediante modifiche delle caratteristiche con l'aggiunta di cemento, jet grouting od altri interventi che assicurino la stabilità e l'uniformità della fondazione.

Naturalmente un'adeguata indagine geologica permette di conoscere le caratteristiche reali del terreno. Indicativamente e molto approssimativamente, poiché la pressione specifica media esercitata dai tubi di calcestruzzo si aggira nell'ordine dei 4900 kg/m², si può ipotizzare che una persona di circa 90 kg di peso eserciti la stessa pressione specifica quando si appoggia su di un solo piede.

Se il terreno non evidenzia impronte si ha una indicazione molto grossolana sulla stabilità del terreno, che dovrà essere seguita da una indagine più approfondita per avere conferma della prima impressione.

3.5.3.1. Letto di posa

Il materiale per il letto di posa dovrebbe essere simile a quello usato per il rinfiango. Quando il terreno è argilloso il materiale per il letto di posa deve essere di materiale granulare di pezzature diverse per evitare che la trincea diventi un canale di drenaggio che asporti il fine e causi un indesiderato assestamento dei tubi.

In cantiere si può eseguire un test rapido per individuare l'idoneità o meno del materiale per il letto di posa.

- Una parte rappresentativa del materiale di circa 40 kg deve essere accumulato su una superficie pulita e diviso in 4 parti uguali. Viene scelto, poi a caso, un campione di circa 10 Kg.

L'umidità del campione deve essere approssimativamente dello stesso ordine di grandezza del materiale da usare

- Con il materiale del campione scelto, si riempie per gravità, senza alcuna azione di compattazione o pressione, un cilindro metallico posato su di una superficie piana del diametro interno di 150 mm e lunghezza 250 mm, con le due estremità aperte utilizzando parte dei 10 kg del campione. Il cilindro deve essere riempito sino a livello superiore, il materiale in eccedenza deve essere tolto, pulendo inoltre l'area intorno al cilindro. Si solleva quindi il cilindro lasciando uscire il materiale che si utilizzerà per la fase successiva della prova.
- Con circa un quarto del materiale così ottenuto si riempie il cilindro posto verticalmente provvedendo contemporaneamente a compattarlo il più possibile con un pestello metallico di 40 mm di diametro e del peso di circa 1 kg.

Si procederà nello stesso modo con ciascuno degli altri quarti del materiale restante

- La misura della distanza dall'estremità superiore del cilindro dalla superficie del materiale compattato divisa per la lunghezza del cilindro darà il rapporto di compattazione R_c

Il rapporto R_c dà le seguenti indicazioni:

Rapporto di compattazione R_c	Idoneità all'uso
< 0.1	Ottimale
$0.3 < R_c < 0.1$	Idoneo ma è richiesta attenzione. Non idoneo per tubi flessibili sotto falda
> 0.3	Non idoneo

3.5.3.2. Materiale granulare per il letto di posa

Il materiale frantumato è ottimo ma può essere accettato anche materiale a forma irregolare e spigolosa. Materiale di grana unica arrotondata non è consigliabile perché non fornisce un letto stabile soprattutto per i tubi di grande diametro.

La sabbia con molto fine è difficile da compattare e richiede un controllo accurato per garantire una sede sicura al tubo.

3.5.3.3. Materiale selezionato per letto di posa e rinterro

Il materiale di scavo può essere usato come letto e rinfiango purché idoneo ed inoltre deve essere privo



di radici d'alberi, materiali vegetali, residui di costruzioni e ghiaccio. Se usato come rinterro deve essere privo di zolle d'argilla e massi rocciosi, se usato come letto di posa deve essere assolutamente privo di argilla. Ricerche ed esperienze fatte nei paesi anglosassoni hanno portato alla formulazione di una regola empirica per la ricerca della massima dimensione del materiale da utilizzare per il letto di posa: $DN/14$ (mm) con un max. di 40 mm ed un minimo di 2,36 mm.

Dove DN è il diametro esterno della tubazione.

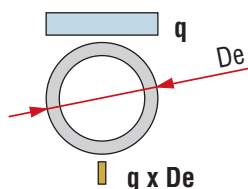
Una possibile curva granulometrica può essere:

Setaccio UNI (mm)	% passante (in peso)
40	100
30	80 - 100
25	70 - 95
15	45 - 70
10	35 - 60
5	25 - 50
2	20 - 40
0.4	6 - 10

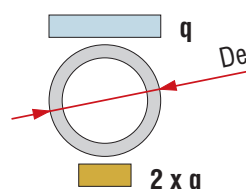
Negli schemi riportati qui di seguito è indicato a livello qualitativo l'aumento di resistenza dell'installazione, a parità di resistenza di tubo, al migliorare delle condizioni di posa (*fig. 12*).

Fig. 29 - Correlazione tra letto di posa e resistenza tubo

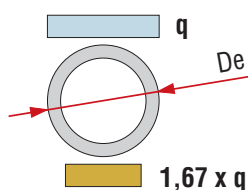
Legenda:  = Intensità carico  = Reazione



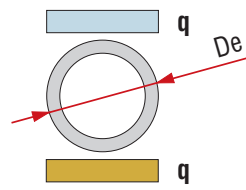
Il tubo posato su fondazione piatta, senza letto di posa, viene sottoposto ad un carico concentrato sul fondo.



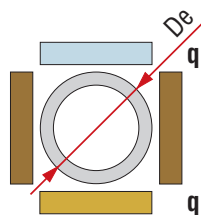
Letto di posa oltre il 50% del diametro: la resistenza del tubo migliora del 36%



Letto di posa oltre il 60% del diametro: la resistenza del tubo migliora del 73%



Letto di posa oltre il 100% del diametro: la resistenza del tubo migliora del 114%



Letto di posa oltre il 100% del diametro e rinfiando compattato a regola d'arte: la resistenza del tubo migliora del 150%

3.5.4. Determinazione e scelta del coefficiente di posa

La resistenza di una tubazione è funzione della combinazione di resistenza propria del tubo e della classe di posa. La scelta della classe di posa è influenzata dalla natura del terreno, dai carichi agenti sulla tubazione, dalla disponibilità in situ di un tubo con determinate caratteristiche ed infine dal costo e dalla disponibilità del materiale di rinfiacco e rinterro.

Quando il materiale granulare è eccessivamente costoso e il controllo non può essere garantito è preferibile scegliere un tubo con resistenza maggiore.

Il coefficiente di posa C_p è il rapporto tra la resistenza del tubo nelle condizioni reali di posa e la resistenza del tubo nel collaudo cosiddetto dei tre appoggi secondo le modalità di cui alla Norma Europea EN 1916 o Italiana UNI U73.04.096.0.

3.5.4.1. Trincea

Le classi di posa in trincea normalmente utilizzate ed i relativi coefficienti di posa sono illustrati negli schemi seguenti.

Classe posa	Coeff. posa C_p	Descrizione	Utilizzo
D	1.0	base spianata a mano	adatto per terreni con granulometria fine e in condizioni asciutte. Tubi posati direttamente sul terreno
N	1.1	roccia, terreni misti	tubi posati su un letto piano di tout-venant o materiale selezionato (cfr nota 1)
C	1.5	base sagomata a mano	adatto per terreni uniformi e asciutti. Letto di posa sagomato per una larghezza non inferiore a $0.5 \times D_e$
F	1.5	letto in materiale granulare	tubi posati su un letto di materiale granulare. Rinterro laterale posato a strati e ben compattato
B	1.9	letto in mat. gran. 180°	tubi posati su un letto di materiale granulare. Rinterro laterale posato a strati fino alle reni e ben compattato
S	2.2	mat. gran. a 360°	tubi posati come per Classe B, ma fino all'estradosso seguito poi da un ulteriore strato di 300 mm
A (sella cls 120°)	2.6	sella in cls a 120°	Raramente necessario. Tubi con resistenza maggiore e rinterro con materiale granulare è generalmente una condizione economicamente più vantaggiosa
A (sella cls 180°)	2.8	sella in cls a 180°	Raramente necessario. Tubi con resistenza maggiore e rinterro con materiale granulare è generalmente una condizione economicamente più vantaggiosa
A (riv. cls 360°)	3.5	rivestimento in cls a 360°	Raramente necessario: per esempio quando il ricoprimento è molto ridotto e siamo in presenza di carichi mobili
A (sella c.a.)	3.4	sella in c.a. a 120°	Raramente necessario. Tubi con resistenza maggiore e rinterro con materiale granulare è generalmente una condizione economicamente più vantaggiosa

Se necessario possono essere usati geotessili per contenere il materiale del letto di posa.

TIPOLOGIE DI POSA

Legenda:

Terreno compattato

 = leggermente

 = bene

Materiale granulare compattato

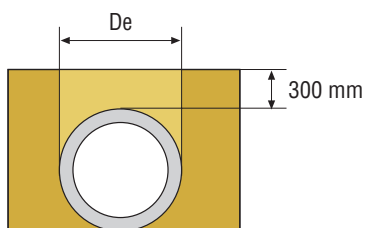
 = leggermente

 = bene

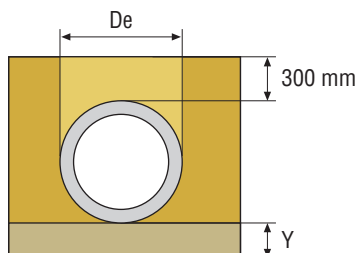
CLS



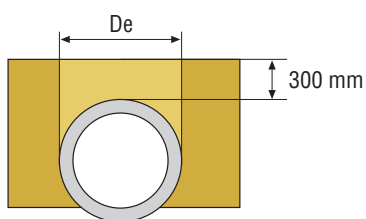
Classe D - $C_p = 1,0$



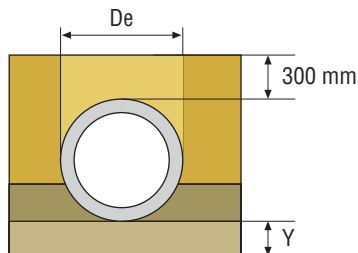
Classe N - $C_p = 1,1$



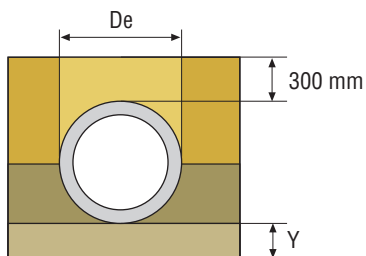
Classe C - $C_p = 1,5$



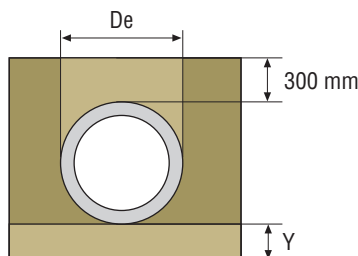
Classe F - $C_p = 1,5$



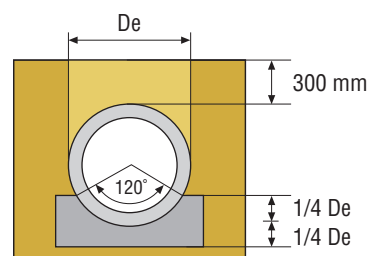
Classe B - $C_p = 1,9$



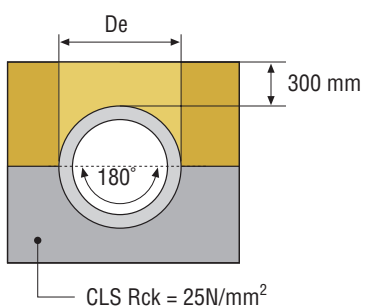
Classe S - $C_p = 2,2$



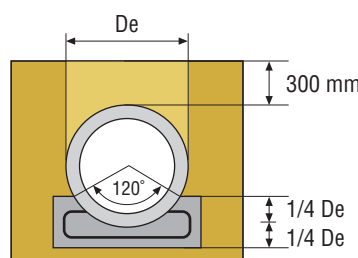
Classe A sella in CLS - $C_p = 2,6$



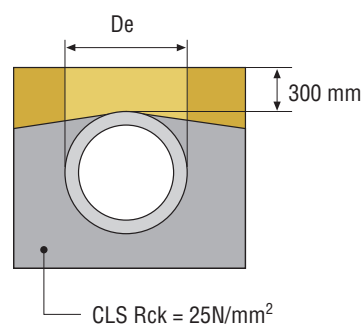
Classe A - Sella CLS 180° - $C_p = 2,8$



Classe A sella in C.A. - $C_p = 3,4$



Classe A - Riv. CLS 360° - $C_p = 3,5$



NOTE:

- lo spessore del letto di posa "y" è generalmente 100 mm sotto il corpo del tubo e 50 mm sotto il bicchiere. In terreni rocciosi diventa rispettivamente 200 e 150 mm. Compattazione minima direttamente sotto il tubo
- il rinfilanco, sia che si tratti di materiale di scavo o materiale di granulometria selezionata, deve essere ben compattato
- il rinterro deve essere ben compattato lateralmente fino a 300 mm sopra l'estradosso del tubo, ma compattato solo leggermente direttamente sopra il tubo
- la compattazione del materiale di rinterro per mezzo di acqua può essere ottenuta solo con terreni drenanti ed assolutamente da non effettuare con terreni coesivi
- il rinterro normale deve essere compattato secondo gli standard usuali
- considerando una mano d'opera di media esperienza ed un controllo attento i valori dei coeff. di posa C_p sono a favore della sicurezza

Per quanto riguarda la classificazione dei terreni ed il loro utilizzo per la posa in opera di tubazioni si riportano delle tabelle esplicative:

Terreni stabili: terreni consolidati, con garanzia di stabilità.

Terreni instabili: terreni con possibilità di assestamenti localizzati che, con opportuni trattamenti, possono essere corretti fino a raggiungere le caratteristiche dei terreni stabili

Terreni fortemente instabili: terreni con elevate caratteristiche di instabilità e assestamenti differenziali generalizzati.

Come conseguenza di questa classificazione ed in accordo alle caratteristiche dei tubi, dei giunti e del terreno, si raccomanda la realizzazione della posa in opera come indicato nella tabella seguente.

Per terreni instabili o con caratteristiche negative si raccomanda la realizzazione di una sottofondazione di supporto del letto di posa. Per terreni fortemente instabili bisogna eseguire un accurato studio caso per caso (vedi anche UNI EN 1610).

		NATURA DEL TERRENO			
DN (mm)	Giunto	STABILE	INSTABILE		FORTEMENTE INSTABILE
			Sottofondo	Letto di posa	
≤ 300	Flessibile	B-1-a	C-1-b	B-1-a	Necessaria la progettazione caso per caso
	Rigido	A-1-a	C-1-b	B-1-a	
400 ÷ 600	Flessibile	B-1-a	C-2-b	A-1-a	
	Rigido	A-1-a	C-2-b	B-2-a	
700 ÷ 1000	Flessibile	B-2-a	C-3-b	A-2-a	
	Rigido	A-2-a	C-3-b	A-2-a	
1100 ÷ 1500	Flessibile	B-3-a	C-3-b	B-3-a	
	Rigido	A-3-a	C-3-b	A-3-a	
1600 ÷ 3000	Flessibile	C-3-a	C-3-b	C-3-a	
	Rigido	A-3-a	C-3-b	A-3-a	

Simbologia:

A: sella in cls di classe $R_{ck} \geq 20\text{N/mm}^2$

B: letto in sabbia con pezzatura massima $2 \div 5\text{ mm}$, o ghiaietto con pezzatura massima $5 \div 15\text{ mm}$

C: misto naturale compattato

1: spessore minimo 100 mm

2: spessore minimo 150 mm

3: spessore minimo 200 mm

a: larghezza minima pari al diametro esterno della tubazione

b: larghezza pari alla larghezza dello scavo

Con riferimento alla classificazione delle terre secondo le norme italiane CNR-UNI 10006 si possono individuare diverse tipologie di compattazione del terreno tenendo presente che:

1. Il terreno di rinfiamento, sino a metà tubo, contribuisce notevolmente alla stabilità del tubo e alla riduzione della sollecitazione sullo stesso
2. La scelta del tipo di terreno per il rinfiamento ha grande importanza per il miglioramento dell'interazione suolo-tubo
3. Il letto immediatamente sotto il tubo dovrebbe essere poco compattato
4. Il terreno di rinfiamento e ricoprimento, da metà tubo all'estradosso dello stesso, non ha molto effetto sulle sollecitazioni che interessano il tubo. La sua compattazione è importante solo se richiesto dalle successive costruzioni stradali

<i>Letto di posa</i>	<i>Rinfiamento sino alle reni (% compattazione)</i>	<i>Rinfiamento esterno (% compattazione)</i>
Min. 75 mm. Se il suolo è roccioso allora min. 150 mm	95 % CAT II	90 % CAT I 95 % CAT II 100 % CAT III

			<i>% compattazione</i>	
			<i>Proctor standard</i>	<i>Proctor modificata</i>
CAT I	A1	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane	100 95 90	95 90 85
	A3	Sabbia fine		
	A2	Ghiaia e sabbia limosa e argillosa	100	95
CAT II	A4	Limi poco comprimibili	95 90	90 85
	A5	Limi fortemente comprimibili	100	90
CAT III	A6	Argille poco comprimibili	95 90	85 80
	A7	Argille fortemente comprimibili	100 95 90	90 85 80

3.5.4.2. Terrapieno

Nel caso di rapporto di proiezione positiva si considera la spinta attiva del terreno su una parte del tubo, il che porta a valori del coeff. di posa maggiori che non nel caso di rapporto di proiezione negativa, a parità di tutte le altre condizioni.

Il coefficiente di posa C_p si determina con la formula :

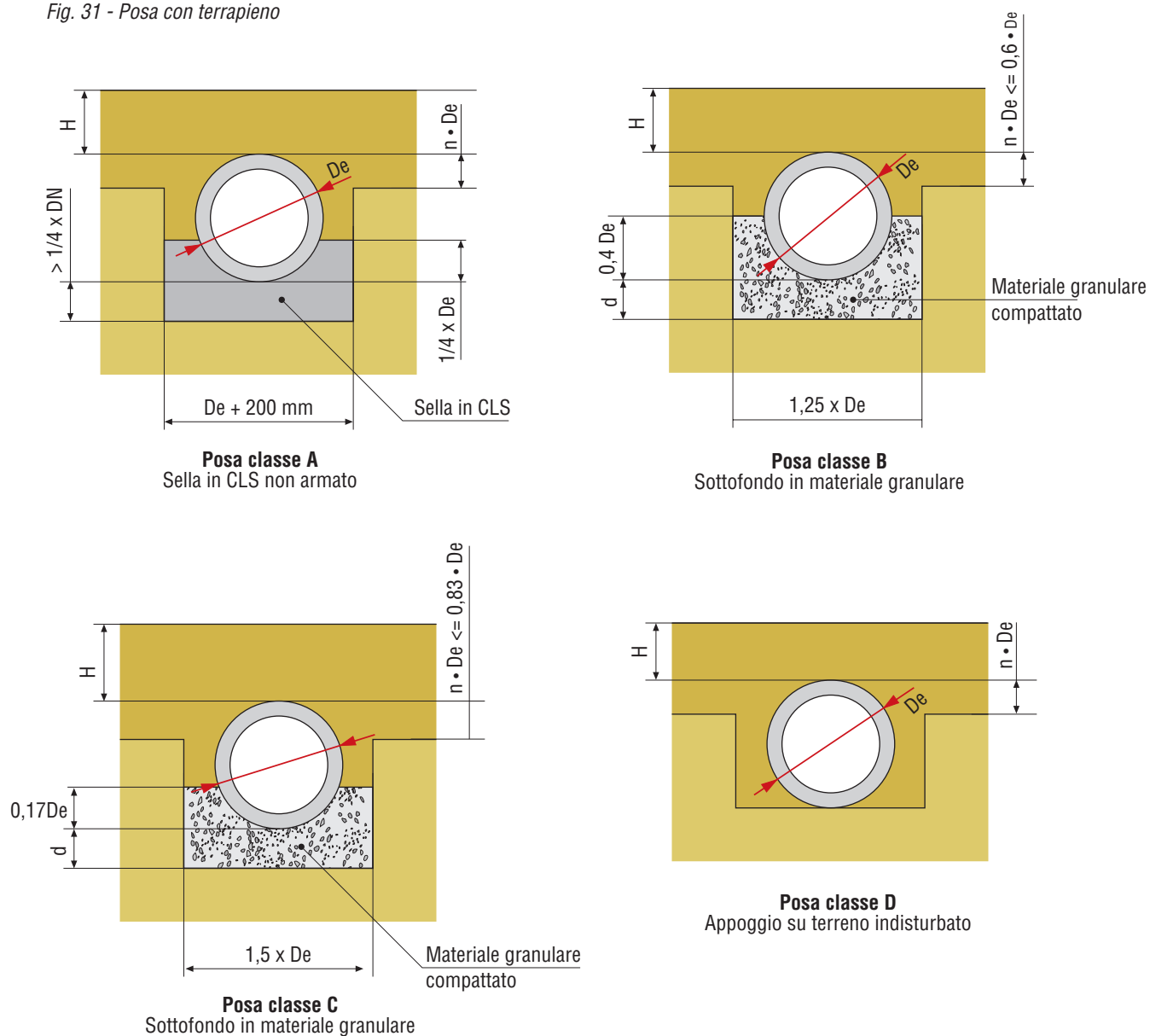
$$C_p = \frac{\alpha}{n - v\Theta}$$

dove

- α è una costante che dipende dalla forma della sezione del tubo ($\alpha = 1.431$ per tubi a sezione circolare)
- n è un parametro che tiene conto della Classe d'appoggio
- v è un parametro che dipende dall'area sulla quale si applica il carico orizzontale
- Θ il rapporto tra carico orizzontale rispetto al carico verticale

Si omette la trattazione completa e si riassumono i risultati nella Tabella 6

Fig. 31 - Posa con terrapieno



DN	d min	Classe	A	B	C	D
		n =				
500	80		0,505	0,707	0,840	0,310
1.000	100					
1.200	120					
1.600	150					

3.5.4.3. Trincea indotta

I valori del coeff. di posa si determinano come nel paragrafo precedente con la sola variante del carico gravante sul tubo che è inferiore data la trincea indotta.

Anche qui si omette la trattazione analitica e si riassumono i risultati nella Tabella 7

TABELLA 6: Coeff. di posa F_a per tubi a sezione circolare con terrapieno

H/De	posa Classe A					posa Classe B					posa Classe C					posa Classe D					H/De
	p=0.9					p=0.9					p=0.9					p=0.9					
	rsdp=0	0.1	0.3	0.5	1.0	rsdp=0	0.1	0.3	0.5	1.0	rsdp=0	0.1	0.3	0.5	1.0	rsdp=0	0.1	0.3	0.5	1.0	
0.5	11.3	8.87	8.87	8.87	8.87	4.19	3.82	3.81	3.81	3.81	3.01	2.82	2.82	2.82	2.82	1.51	1.46	1.46	1.46	1.46	0.5
1.0	6.61	5.37	5.37	5.37	5.37	3.34	3.00	3.00	3.00	3.00	2.55	2.35	2.35	2.35	2.35	1.39	1.33	1.33	1.33	1.33	1.0
1.5	5.81	4.83	4.47	4.47	4.47	3.13	2.83	2.71	2.71	2.71	2.42	2.26	2.16	2.16	2.16	1.35	1.29	1.27	1.27	1.27	1.5
2.0	5.48	4.49	4.35	4.19	4.19	3.03	2.77	2.67	2.61	2.61	2.37	2.20	2.14	2.10	2.10	1.33	1.28	1.26	1.24	1.24	2.0
3.0	5.18	4.50	4.21	4.06	3.88	2.94	2.72	2.62	2.56	2.50	2.31	2.17	2.10	2.07	2.02	1.31	1.27	1.24	1.23	1.22	3.0
5.0	4.97	4.37	4.11	3.97	3.81	2.88	2.67	2.58	2.52	2.46	2.27	2.14	2.08	2.04	2.00	1.30	1.26	1.24	1.22	1.21	5.0
10.0	4.82	4.28	4.04	3.90	3.76	2.83	2.64	2.55	2.50	2.44	2.24	2.12	2.06	2.03	1.99	1.29	1.25	1.23	1.22	1.20	10.0
15.0	4.77	4.25	4.01	3.88	3.74	2.81	2.63	2.54	2.49	2.43	2.23	2.10	2.05	2.02	1.98	1.29	1.25	1.23	1.21	1.20	15.0
	p=0.7					p=0.7					p=0.7					p=0.7					
0.5	7.52	6.54	6.54	6.54	6.54	3.00	2.88	2.88	2.87	2.87	2.35	2.27	2.27	2.27	2.27	1.33	1.30	1.30	1.30	1.30	0.5
1.0	5.61	4.79	4.79	4.79	4.79	2.73	2.58	2.58	2.58	2.58	2.18	2.08	2.08	2.08	2.08	1.27	1.24	1.24	1.24	1.24	1.0
1.5	5.17	4.46	4.19	4.19	4.19	2.65	2.50	2.44	2.44	2.44	2.13	2.03	1.99	1.99	1.99	1.25	1.22	1.20	1.20	1.20	1.5
2.0	4.98	4.35	4.11	3.99	3.98	2.61	2.48	2.42	2.39	2.39	2.10	2.01	1.97	1.95	1.95	1.24	1.21	1.20	1.19	1.19	2.0
3.0	4.80	4.25	4.02	3.90	3.75	2.58	2.45	2.40	2.36	2.32	2.08	2.00	1.96	1.94	1.91	1.24	1.21	1.19	1.18	1.17	3.0
5.0	4.66	4.18	3.95	3.84	3.70	2.55	2.43	2.38	2.35	2.31	2.06	1.98	1.96	1.93	1.90	1.23	1.20	1.19	1.18	1.17	5.0
10.0	4.57	4.12	3.91	3.79	3.66	2.53	2.42	2.36	2.33	2.30	2.05	1.98	1.94	1.92	1.89	1.22	1.20	1.18	1.18	1.17	10.0
15.0	4.53	4.09	3.89	3.77	3.65	2.52	2.41	2.36	2.33	2.29	2.04	1.97	1.94	1.91	1.89	1.22	1.20	1.18	1.18	1.17	15.0
	p=0.5					p=0.5					p=0.5					p=0.5					
0.5	4.84	4.54	4.55	4.55	4.55	2.37	2.33	2.33	2.33	2.33	1.94	1.92	1.92	1.92	1.92	1.19	1.18	1.18	1.18	1.18	0.5
1.0	4.33	3.97	3.97	3.97	3.97	2.31	2.25	2.25	2.25	2.25	1.90	1.86	1.86	1.86	1.86	1.17	1.16	1.16	1.16	1.16	1.0
1.5	4.18	3.83	3.68	3.68	3.68	2.28	2.23	2.20	2.20	2.20	1.88	1.85	1.83	1.83	1.83	1.16	1.15	1.14	1.14	1.14	1.5
2.0	4.11	3.79	3.65	3.58	3.58	2.27	2.22	2.20	2.19	2.18	1.88	1.84	1.83	1.82	1.82	1.16	1.15	1.14	1.14	1.14	2.0
3.0	4.04	3.75	3.62	3.54	3.45	2.26	2.22	2.19	2.18	2.16	1.87	1.84	1.82	1.81	1.80	1.16	1.15	1.14	1.14	1.13	3.0
5.0	3.99	3.72	3.58	3.51	3.43	2.26	2.21	2.19	2.17	2.16	1.86	1.83	1.82	1.81	1.80	1.16	1.14	1.14	1.13	1.13	5.0
10.0	3.95	3.69	3.56	3.49	3.41	2.25	2.20	2.18	2.17	2.15	1.86	1.83	1.81	1.80	1.79	1.15	1.14	1.14	1.13	1.13	10.0
15.0	3.94	3.68	3.56	3.48	3.40	2.25	2.20	2.18	2.17	2.15	1.86	1.83	1.81	1.80	1.79	1.15	1.14	1.14	1.13	1.13	15.0
	p=0.3					p=0.3					p=0.3					p=0.3					
0.5	3.49	3.41	3.41	3.41	3.41	2.11	2.10	2.10	2.10	2.10	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1.12	1.11	1.11	1.11	1.11	0.5
1.0	3.40	3.28	3.28	3.28	3.28	2.10	2.08	2.08	2.08	2.08	1.76	1.75	1.75	1.75	1.75	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.0
1.5	3.37	3.25	3.20	3.20	3.20	2.09	2.08	2.07	2.07	2.07	1.75	1.74	1.74	1.74	1.74	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.5
2.0	3.35	3.24	3.20	3.16	3.16	2.09	2.08	2.07	2.07	2.07	1.75	1.74	1.74	1.74	1.74	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	2.0
3.0	3.34	3.23	3.18	3.15	3.11	2.09	2.08	2.07	2.07	2.06	1.75	1.74	1.74	1.73	1.73	1.11	1.11	1.11	1.11	1.10	3.0
5.0	3.33	3.22	3.17	3.14	3.11	2.09	2.08	2.07	2.07	2.06	1.75	1.74	1.74	1.73	1.73	1.11	1.11	1.11	1.11	1.10	5.0
10.0	3.32	3.22	3.17	3.14	3.10	2.09	2.08	2.07	2.07	2.06	1.75	1.74	1.74	1.73	1.73	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	10.0
15.0	3.32	3.22	3.17	3.14	3.10	2.09	2.08	2.07	2.07	2.06	1.75	1.74	1.74	1.73	1.73	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	15.0
	p=0.0					p=0.0					p=0.0					p=0.0					
			2.83					2.02					1.70					1.10			

TABELLA 7: Coeff. di posa F_a per tubi a sezione circolare con trincea indotta

H/De	posa Classe A					posa Classe B					posa Classe C					H/De
	$r_{sd} = -0.1$	-0.3	-0.5	-1.0	-2.0	-0.1	-0.3	-0.5	-1.0	-2.0	-0.1	-0.3	-0.5	-1.0	-2.0	
	0.1															
1	7.11	7.11	7.11	7.11	7.11	3.46	3.46	3.46	3.46	3.46	2.62	2.62	2.62	2.62	2.62	1
2	7.12	7.12	7.12	7.12	3.46	3.46	3.46	3.46	3.46	2.62	2.62	2.62	2.62	2.62	2	
3	7.20	8.03	8.41	8.41	8.41	3.50	3.66	3.73	3.73	3.73	2.64	2.64	2.64	2.64	2.64	3
5	7.30	8.21	9.42	12.15	12.92	3.51	3.67	3.91	4.30	4.39	2.64	2.74	2.87	3.07	3.12	5
10	7.32	8.57	9.76	13.6	26.95	3.51	3.76	3.97	4.46	5.29	2.64	2.79	2.90	3.15	3.55	10
15	7.32	8.69	10.04	14.94	35.12	3.51	3.78	4.01	4.59	5.54	2.64	2.80	2.92	3.22	3.66	15
20	7.32	8.71	10.09	15.70	41.89	3.51	3.78	4.02	4.66	5.68	2.64	2.80	2.93	3.25	3.72	20
25	7.32	8.72	10.13	16.20	47.57	3.51	3.79	4.02	4.70	5.77	2.64	2.81	2.93	3.27	3.75	25
p=0.7																
1	5.91	5.91	5.91	5.91	5.91	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21	1
2	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15	2.82	2.82	2.82	2.82	2.82	2.23	2.23	2.23	2.23	2.23	2
3	6.65	6.82	7.06	7.06	7.06	2.88	2.92	2.95	2.95	2.95	2.28	2.29	2.31	2.31	2.31	3
5	6.44	6.98	7.84	9.45	9.87	2.88	2.94	3.04	3.19	3.23	2.26	2.31	2.37	2.46	2.48	5
10	6.47	7.39	8.19	10.47	16.15	2.88	3.00	3.08	3.27	3.56	2.26	2.34	2.39	2.51	2.68	10
15	6.54	7.52	8.42	11.29	18.86	2.88	3.00	3.10	3.33	3.64	2.27	2.35	2.41	2.54	2.72	15
20	6.55	7.53	8.48	11.74	20.71	2.88	3.01	3.11	3.36	3.69	2.27	2.36	2.41	2.56	2.75	20
25	6.56	7.54	8.52	12.04	22.05	2.88	3.02	3.11	3.37	3.72	2.27	2.36	2.41	2.57	2.76	25
p=0.5																
1	4.45	4.45	4.45	4.45	4.45	2.32	2.32	2.32	2.32	2.32	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1
2	4.84	4.84	4.84	4.84	4.84	2.37	2.37	2.37	2.37	2.37	1.94	1.94	1.94	1.94	1.94	2
3	4.84	4.95	5.04	5.04	5.04	2.38	2.38	2.39	2.39	2.39	1.95	1.95	1.96	1.96	1.96	3
5	4.84	5.06	5.37	5.88	6.00	2.38	2.40	2.43	2.48	2.49	1.95	1.96	1.98	2.00	2.02	5
10	4.88	5.25	5.54	6.22	7.37	2.38	2.42	2.45	2.51	2.59	1.95	1.97	1.99	2.03	2.08	10
15	4.92	5.31	5.63	6.46	7.80	2.38	2.42	2.46	2.52	2.61	1.95	1.98	2.00	2.04	2.10	15
20	4.93	5.31	5.66	6.58	8.04	2.38	2.43	2.46	2.53	2.62	1.95	1.98	2.00	2.05	2.11	20
25	4.94	5.32	5.68	6.66	8.20	2.38	2.43	2.46	2.54	2.63	1.95	1.98	2.00	2.05	2.12	25
p=0.3																
1	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	1
2	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	1.77	1.77	1.77	1.77	1.76	2
3	3.60	3.61	3.64	3.64	3.64	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	1.77	1.7	1.77	1.77	1.77	3
5	3.60	3.65	3.74	3.85	3.88	2.12	2.12	2.13	2.14	2.14	1.77	1.77	1.78	1.79	1.79	5
10	3.62	3.72	3.79	3.94	4.15	2.12	2.13	2.14	2.15	2.17	1.77	1.78	1.78	1.79	1.80	10
15	3.63	3.74	3.81	3.99	4.22	2.12	2.13	2.14	2.16	2.17	1.77	1.78	1.78	1.80	1.81	15
20	3.64	3.74	3.82	4.02	4.26	2.12	2.13	2.14	2.16	2.18	1.77	1.78	1.78	1.80	1.81	20
25	3.64	3.74	3.83	4.04	4.29	2.12	2.13	2.14	2.16	2.18	1.77	1.78	1.78	1.80	1.81	25
p=0.0																
			2.83										1.70			

Nota:

nelle tabelle 6 e 7 p = rapporto di proiezione r_{sd} = rapporto di assestamento

3.5.5. Applicazione del coefficiente di sicurezza

Il carico totale dovuto al rinterro ed al carico mobile e/o al sovraccarico viene calcolato e poi ampliato da un coefficiente di sicurezza per determinare il carico di progetto e quindi la classe di resistenza del tubo. Il coefficiente di sicurezza è per definizione il rapporto tra il carico di collasso ed il carico di fessurazione. Tale valore viene specificato nella Norma Europea ed anche in quella Italiana pari a 1.5. Pertanto se il calcolo dei tubi armati viene fatto con riferimento alla fessurazione il coefficiente di sicurezza viene posto pari a 1.0, mentre se il calcolo viene fatto con riferimento al carico di collasso, il coefficiente di sicurezza diventa pari a 1.5. Per tubi non armati bisogna fare riferimento al carico di collasso reale ed introdurre un coeff. di sicurezza minimo di 1.5.

3.5.6. Scelta delle caratteristiche di resistenza dei tubi

La Classe di resistenza minima per la scelta del tubo è quella che ci dà un carico di resistenza maggiore di quello di progetto calcolato.

Nel caso si presentino delle situazioni particolari o eccezionali sia per valore di carico che per ridotte profondità di rinterro, allora bisogna adottare idonei accorgimenti, da valutarsi volta per volta, quali modalità particolari di rinfiacco e compattazione, costruzione di solette armate, palificazione della fondazione di appoggio della tubazione, ancoraggio nell'attraversamento dei fiumi, etc.

Il valore del carico di progetto sul tubo risulta quindi:

$$\text{Carico rottura tubo} = \frac{(\text{carico terra} + \text{carico mobile} + \text{sovraccarico}) \cdot 1.5}{\text{Coeff. posa}}$$

$$\text{Carico fessurazione tubo} = \frac{(\text{carico terra} + \text{carico mobile} + \text{sovraccarico}) \cdot 1.0}{\text{Coeff. posa}}$$

Infine bisogna considerare anche le condizioni di transizione durante gli stessi lavori di costruzione e posa della tubazione quando dei mezzi d'opera pesanti potrebbero passare sopra la tubazione.

A meno di una protezione specifica adeguata, il tubo potrebbe essere soggetto a carichi concentrati superiori a quelli di progetto. Bisogna pertanto prevedere e provvedere ad un adeguato ricoprimento, anche di sufficiente larghezza per evitare spostamenti laterali della tubazione.

Il carico di compattazione viene valutato tenendo in conto il tipo di compattatore, la profondità ed il tipo di terreno di rinterro. Si calcola come segue:

$$q_c = C_Q \cdot D_e$$

dove: q_c = carico sul tubo (kN/m)

C_Q = carico gravante sul tubo (kN/m²)

Inoltre il termine C_Q si differenzia a seconda che si tratti di carico statico o dinamico:

$$C_Q = \frac{2P}{\pi \cdot H} \quad \text{per carico statico}$$

per carico dinamico

$$C_Q = \frac{12P}{\pi \cdot H} \quad \text{per } 0,3 \leq H \leq 2 \text{ metri}$$

$$C_Q = \frac{10P}{\pi \cdot H} \quad \text{per } 2 < H \leq 3 \text{ metri}$$

$$C_p = \frac{8P}{\pi \cdot H} \quad \text{per } H > 3 \text{ metri}$$

dove P = carico del compattatore per metro di lunghezza del rullo (kN/m).

ESEMPIO DI CALCOLO (metodo diretto)

I tubi diametro 2000 mm vengono interrati con un ricoprimento dall'estradosso di circa 5000 mm, sotto una strada con passaggio di carico mobile di 1° categoria così come definito dal D.M.LL.PP. del 04/05/90. Dalla Tabella 2, per posa in trincea, risulta che per una profondità di 5000 mm il carico teorico di cui tenere conto nel calcolo è di circa 320 kN/m. Per trasformare i carichi suddetti in carichi di laboratorio (effettuati secondo le Norme EN 1916 o Italiane UNI U73.04.096.0 e relativi alla rottura) bisogna dividere i carichi per i vari coefficienti di posa C_p e moltiplicarli per il coefficiente di sicurezza 1.5. Pertanto il carico di laboratorio (relativo alla rottura) sul tubo dovrebbe essere:

diametro (mm)	carico (kN/m)	C_p	carico min. rottura (kN/m)
2000	320	1.9	253
		2.2	218
		2.6	184

ESEMPIO DI CALCOLO (metodo inverso)

I tubi diam 1200 mm vengono interrati sotto una strada con passaggio di carico mobile di 1° categoria così come definito dal D.M.LL.PP. del 04/05/90.

I tubi oggetto della fornitura hanno le seguenti caratteristiche di resistenza allo schiacciamento:

DN (mm)	fessurazione (kN/m)	rottura (kN/m)
1200	78	120

per trovare la massima profondità di rinterro a cui possono essere posati i tubi, secondo diverse condizioni di posa, bisogna trasformare i carichi di rottura suddetti in carichi da ricercarsi nelle tabelle.

Bisogna quindi moltiplicare i carichi per i coefficienti di posa C_p e dividerli per il coefficiente di sicurezza 1.5.

diametro (mm)	carico rottura (kN/m)	C_p	carico sul tubo (kN/m)	carico tabella (kN/m)	H max (m)
1200	120	1.9	152	152	2.2
		2.2	176	176	3.8
		2.6	208	207	5.4

LEGENDA DEI TERMINI UTILIZZATI

γ_r	peso specifico del terreno di rinterro (kg/m^3 - kN/m^3)
$\mu = \tan \phi$	coeff.di attrito interno del terreno di rinterro
$\mu' = \tan \phi'$	coeff.di attrito radente tra terreno di rinterro e pareti dello scavo
λ	coeff. di Rankine
H	profondità di rinterro (m)
H_0	altezza di uguale assestamento (m)
D_e	diametro esterno del tubo (m)
p	rapporto di proiezione positivo
p'	rapporto di proiezione negativo
r_{sd}	rapporto di assestamento
c	coeff. di coesione (t/m^2)
C	coeff. di pressione ruote gommate
P	carico sulle ruote (kN)
R_s	raggio di rigidità della pavimentazione
$p(H,X)$	intensità della pressione verticale (carichi su ruote gommate)
E	modulo di elasticità del calcestruzzo
q	intensità del carico localizzato
C_p	coeff. di posa
q_c	carico sul tubo dovuto alla compattazione (kN/m)
C_Q	carico gravante sul tubo per la compattazione (kN/m^2)
P	carico del compattatore per metro di lunghezza del rullo kN/m

Bibliografia

- **Concrete pipe installation manual** - American Concrete Pipe Association
- **Concrete pipe design manual** - American Concrete Pipe Association
- **Concrete pipe handbook** - American Concrete Pipe Association
- **Design Data** - American Concrete Pipe Association
- **Concrete Pressure Pipe Manual M9** - American Water Works Association
- **Design and construction of concrete sewers** - Portland cement Association
- **Laying precast concrete pipelines in trench** - Concrete pipe Association of Great Britain
- **Loads on buried pipelines (Part I)** - Concrete pipe Association of Great Britain
- **Tubi interrati in fibrocemento: calcoli di stabilità** - Ass. dell'Industria Italiana del cemento
- **Structural analysis of buried pipes** - Hornung & Kittel - Bauverlag
- **Tabelle per il calcolo statico dei canali di fognatura** - W. Zschke - Ass. Naz. degli industriali di gres ceramico
- **Installation of concrete pressure pipe rigid design** - Ameron - Guide specifications
- **Prestressed Concrete Cylinder Pipe** - Ameron - Design manual 301
- **Conduit strengths and trenching requirements** - Reitz, Spangler, White, Hendrickson, Benjes - Washington University Conf. Syllabus - St. Louis, Missouri
- **Loads on pipe in wide ditches** - Schlick - Iowa Eng. Exp. Sta. - Bulletin n. 108
- **Negative projecting conduits** - Spangler, Schlick - Iowa Engineering Experiment Station - Engineering report n. 14
- **Reinforced Concrete pipe culverts. Criteria for structural design and installation** - Bureau of public roads - U.S. Government Printing Office - Washington, D.C.
- **Soil mechanics in Engineering practice** - Terzaghi, Peck - editrice John Wiley & Sons
- **Soils Engineering - Spangler - 2nd edition** - International Textbook Co., Scranton, Pa.
- **The supporting strength of rigid pipe culverts** - Iowa Eng. Exp. Sta. - Spangler - Bulletin n. 112

- **The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments** - Marston - Iowa Eng. Exp. Sta. - Bulletin n. 96
- **Vertical pressure on culverts under wheel loads on concrete pavement slabs** - Portland Cement Association - Publ. n. ST-65, Skokie, Illinois
- **Scienza delle Costruzioni** - O. Belluzzi - Ed. Zanichelli
- **“Meccanica dei terreni”** - Lambe & Whitman - Flaccovio Editore
- **Manual de calculo, diseno e instalacion de tubos de hormigon armado** - ATHA - Madrid
- **Fognature** - Mario Di Fidio - Pirola Editore
- **Fognature** - Luigi Da Deppo/Claudio Datei - Edizioni Libreria Cortina - Padova

3.6 Criteri per il calcolo strutturale

3.6.1. Generalità

Numerose sono le teorie di calcolo reperibili nella letteratura tecnica. Si citano solo alcune, lasciando al produttore di tubi la scelta del metodo a lui più confacente (come previsto nella norma UNI EN 1295-1 par. 4.2), anche perchè tutte le norme inerenti la resistenza del tubo a schiacciamento sono di carattere prestazionale, indipendenti dal metodo di calcolo. **La resistenza del tubo a schiacciamento potrebbe essere quindi determinata anche solo in funzione dei risultati delle prove di laboratorio.**

Le configurazioni delle armature utilizzate (*Fig. 32*): gabbia singola circolare, doppia gabbia circolare, gabbia singola ellittica, combinazione gabbia circolare e gabbia ellittica.

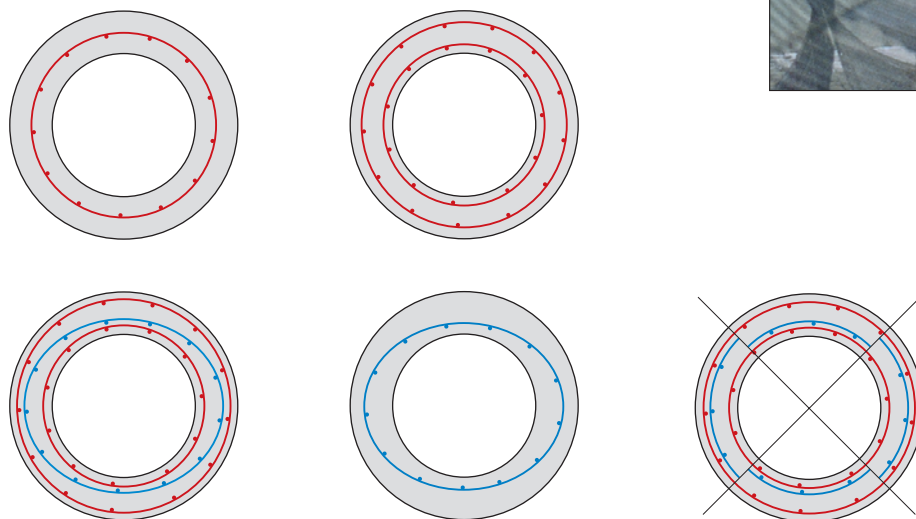


Fig. 32 - Possibili configurazioni per le armature

Un'altra possibilità, sicuramente attuabile ma di praticità discutibile, è quella delle gabbie a quadrante, laddove si possono introdurre delle armature parziali supplementari nei settori dove la sollecitazione è di trazione. Come per le gabbie ellittiche anche in questo caso il tubo deve essere contrassegnato per una corretta posa in opera.



Nel capitolo abbiamo riportato la metodologia di calcolo per trovare il carico lineare sul tubo nelle varie condizioni di posa che, opportunamente rielaborato con il coeff. di posa, porta al valore di collaudo in laboratorio con la prova di schiacciamento detta dei tre appoggi. Alcuni autori preferiscono invece calcolare direttamente, con la sovrapposizione degli effetti, i valori dei momenti flettenti e delle azioni assiali nelle sezioni del tubo e trovare così le sollecitazioni nel cls e nell'armatura (se presente) con la teoria delle tensioni ammissibili o quella degli stati limite. In questo caso la prova di laboratorio deve essere tale da indurre una sollecitazione come quella calcolata. La verifica viene fatta anche tenendo conto della possibilità di fessurazione del calcestruzzo e quindi di parzializzazione della sezione reagente. Nella letteratura tecnica si trovano anche delle teorie di calcolo per determinare lo stato di sollecitazione esclusivamente nella prova dei tre appoggi, dando per scontato la validità della correlazione tra coefficiente di posa in opera e test di laboratorio.

Bibliografia specifica

ITALIA

- **“Tubazioni di grande diametro: contributo al calcolo delle sollecitazioni trasversali”** - ing C. Simoncello; Ing B. Zan - Ed. La Prefabbricazione - Sett. 1982
- **“Note tecniche sui tubi Bonna-Classico”** - Incas-Bonna SpA - Milano
- **“Tubi in c.a. di grande diametro”** - G.Turazza - Roma 1956

U.S.A.

- **“Structural behavior of circular concrete pipe reinforced with welded wire fabric”** - Frank J. Heger; Edward G. Nawy; Robert B. Saba
- **“Structural behavior of circular reinforced concrete pipe: development of theory”** - Frank J. Heger
- **“Structural design of culvert and pipe”** - Highway Research Record n. 176
- **“The case against the ultimate load test for reinforced concrete pipe”** - M.G.Spangler
- **“Analysis of reinforced concrete pipe: performance data”** - John C. Potter

FRANCIA

- **Formulario Tuyaux Bonna**
- **“Le calcul des tuyaux en beton armé et non armé”** - A.Guerrin; G.Daniel - Eyrolles-Paris 1952

SPAGNA

- **Formulario Instituto Torroja**
- **Formulario Asociacion Tecnica de derivados del cemento**

3.6.2. Esempi delle formule più frequentemente usate per tubi armati

A titolo esemplificativo riassumiamo alcune formule estratte dai manuali sopra citati.

1 - Manuale Torroja: con riferimento alla figura

$$\text{se } \frac{M_{fl}}{N} \leq \frac{d - c}{2}$$

si è in presenza di piccola eccentricità (centro di pressione interno al nocciolo centrale di inerzia per cui la sezione è interamente reagente) e pertanto risulta:

$$A_1 = \frac{N}{\sigma_{a,amm}} \cdot \left[\frac{1}{2} + \frac{M_{fl}}{N \cdot (d - c)} \right]$$

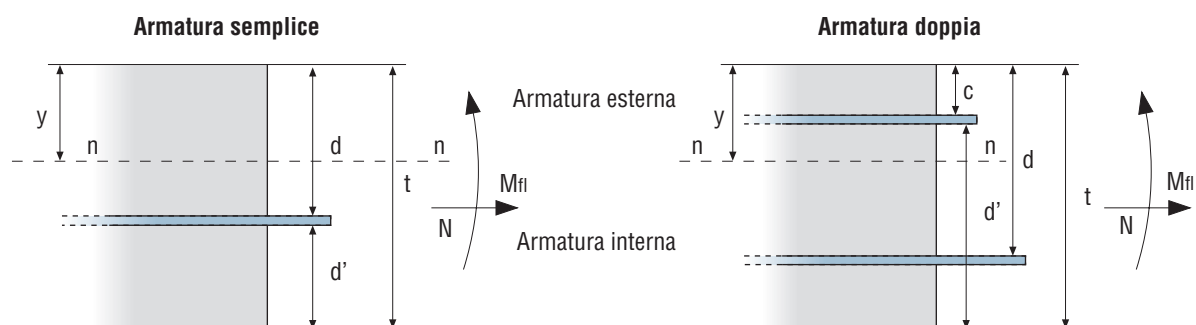
se invece

$$\frac{M_{fl}}{N} \geq \frac{d - c}{2}$$

allora si ha una grande eccentricità (sezione parzializzata) per cui:

$$A_1 = \frac{N}{\sigma_{a,amm}} \cdot \left[1 + \frac{\frac{M_{fl}}{N} - \frac{d - c}{2}}{d} \cdot 0.97 \cdot \left(1 + \frac{M_{fl} - N \frac{d - c}{2}}{\sigma_{c,amm} \cdot b \cdot d^2} \right) \right]$$

Fig. 33



2 - Manuale Tuyaux Bonna: con riferimento alla *fig. 33* verifica prima se si tratta di piccola o grande eccentricità, dopo di che applica le formule classiche della teoria del cemento armato. Il manuale fornisce inoltre una formula pratica di prima approssimazione per determinare l'armatura:

$$A = \frac{M_{fl}}{0.888 \cdot \sigma_a \cdot d}$$

3.6.3. Esempi delle formule più frequentemente usate per i tubi non armati

Verifica allo schiacciamento lungo una generatrice (metodo dei tre appoggi)

Il termine C_c , coefficiente di costipazione, riflette la diminuzione della capacità di compattazione che tutti i procedimenti tecnologici di fabbricazione presentano al crescere dello spessore del manufatto. Con buona approssimazione vale:

$$C_c = K \cdot (0.8 + 0.2 \cdot \cos(\pi \cdot e^{-10/SN}))$$

dove SN è lo spessore espresso in centimetri e dove il termine K a sua volta vale:

$K=1.25$ turbocentrifugazione

$K=1.15$ vibrazione

$K=1.30$ centrifugazione orizzontale ad alta velocità

Momento di rottura per sezione non armata:

$$M_0 = C_c \cdot \frac{\sigma_{cf} \cdot SN^2}{6} \quad (N \cdot mm/mm)$$

dove σ_{cf} (N/mm^2) è il carico di rottura a flessione del calcestruzzo

Carico di rottura per sezione non armata:

Poiché il valore del momento provocato da un carico come quello della prova dei tre appoggi vale:

$$M_o = 0.311 \cdot P_o \cdot r_m$$

con $r_m = (DN+SN)/2$ raggio medio della parete (cm), si ottiene:

$$P_o = 107 \cdot C_c \frac{\sigma_{cf} \cdot SN^2}{DN + SN} \text{ (kg/m)}$$

che consente il calcolo del carico di rottura del tubo non armato sottoposto alla prova dei tre appoggi.

3.6.4. Osservazioni sul carico di fessurazione e di collasso

A maggiore delucidazione delle problematiche che implica il calcolo strutturale del tubo si desidera precisare alcuni concetti sul significato del carico di fessurazione e di collasso.

Le normative fanno sempre riferimento al carico di collasso o, cosa identica, alle classi di resistenza però, contemporaneamente per i tubi armati, deve essere rispettata la condizione del carico di fessurazione che deve essere pari almeno a 0.67 volte il carico di collasso e cioè:

$Q_{\text{collasso, test}} \geq Q_{\text{collasso, normativa}}$ (kN/m; kg/m)

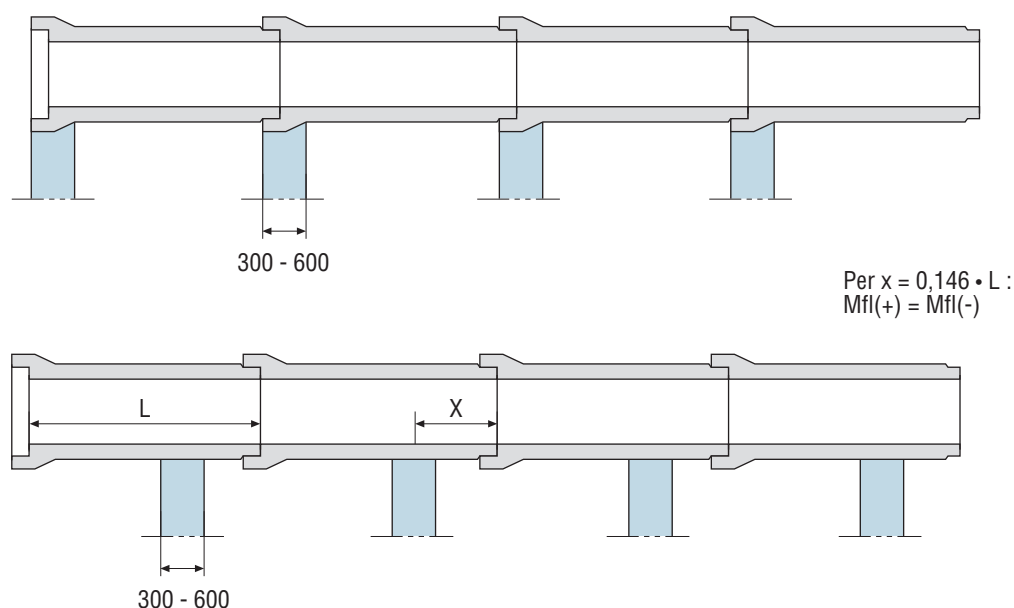
$Q_{\text{fess, test}} \geq 0.67 \cdot Q_{\text{collasso, normativa}}$ (kN/m; kg/m)

Ciò significa che le due condizioni devono essere entrambe verificate per i tubi armati, ma nella realtà non sempre sono verificate simultaneamente. Nei tubi armati, normalmente il rapporto tra collasso e fessurazione è > 1.5 ($1/0.67=1.5$), pertanto dimensionare il tubo a collasso potrebbe non essere sufficiente per verificare la fessurazione; mentre quasi sempre è sufficiente dimensionare il tubo a fessurazione perché sia verificato anche a collasso.

3.6.5. La sollecitazione del tubo come trave

(secondo i manuali citati)

Fig. 34



Se i tubi sono posati in terreno instabile o su appoggi discontinui allora il tubo deve essere progettato come trave atta a resistere al carico tra gli appoggi ed a quello in corrispondenza del supporto.

Se gli appoggi sono posizionati in corrispondenza dei giunti, il tubo si comporta come trave in semplice appoggio, se invece il giunto è sfasato rispetto al supporto, il momento flettente viene calcolato come trave continua con nodi incernierati.

In ogni caso bisogna considerare e prevedere un solo supporto per ogni tubo. Per avere l'uguaglianza tra momento flettente positivo e negativo lo sfasamento, distanza tra appoggio e giunzione, deve essere $x = 0.146 \cdot L$.

Le sollecitazioni nella sezione di appoggio dipendono dal tipo di appoggio (cunei di bloccaggio, sella, etc). I carichi di progetto per tubi su appoggi da prendere in considerazione sono il peso proprio, il peso del liquido contenuto e, se interrati, il carico del terreno e degli eventuali sovraccarichi mobili.

Determinate le sollecitazioni, la trattazione analitica di una sezione anulare sottoposta a momento flettente può essere trovata su trattati specifici del calcolo del cemento armato (per es. "Calcolo delle sezioni in cemento armato" - G.Falchi Delitala - Hoepli 1987, AWWA M9 - Concrete Pressure Pipe: manual of water supply practices - Capitolo 10).

3.6.6. Osservazioni sulla fessurazione e corrosione

La progettazione del cemento armato si basa sull'ipotesi della fessurazione del calcestruzzo.

Per i tubi tale ipotesi venne sfruttata per individuare e standardizzare un metodo di collaudo non distruttivo. Queste considerazioni portarono allo sviluppo del metodo dei tre appoggi, adottato dalla ASTM all'inizio degli anni '30, per determinare il carico che produce una fessura di 0.01 inch (0.25 mm), preso come standard riproducibile per determinare la resistenza a schiacciamento del tubo. Il valore della larghezza della fessura fu proposto arbitrariamente dal prof. W.J.Schlick della Università dello Iowa (U.S.A.) perché a quei tempi era disponibile un lamierino di quelle dimensioni.

La fessura di 0.25 mm non ha nessun significato strutturale. E' semplicemente il criterio di test stabilito dalla ASTM per i tubi in cemento armato, e tale valore della larghezza della fessura non ha nessuna correlazione come criterio del comportamento del tubo in opera.

Certamente la dimensione della fessura è importante per la potenziale esposizione ad un ambiente aggressivo, ma la dimensione 0.25 mm è sempre stata ritenuta come sufficientemente conservativa, come dimostrato da numerose installazioni operanti da più di 70 anni (soprattutto negli U.S.A. e Canada). Una valutazione globale dell'importanza della fessurazione deve tener conto dell'aggressività dell'ambiente, della profondità della fessura e del valore del copriferro.

Una dettagliata descrizione dei fenomeni corrosivi e dei relativi metodi di protezione è riportata in:

- "Concrete pipe handbook: durability consideration" - American Concrete Pipe Association - 1988
- "Concrete Pressure Pipe: design considerations for corrosive environments" - AWWA Manual M9 - Capitolo 12

3.7 Pozzetti, pezzi speciali ed accessori

3.7.1. Generalità

Si definiscono pezzi speciali i manufatti prefabbricati che per forma ed uso si differenziano dal tubo, ma che sono di complemento al sistema fognatura.



3.7.2. Curve

Possono essere realizzate nei pozzetti prefabbricati per i tubi di piccolo diametro, mentre per diametri medio-grandi possono essere costruite utilizzando spezzoni di tubo opportunamente tagliati (curve poligonali) oppure realizzando una struttura metallica che viene successivamente rivestita in cls.

3.7.3. Innesti laterali di piccolo diametro

Possono essere realizzati eseguendo dapprima un carotaggio nel corpo del tubo e successivamente innestando il tubo dopo aver posizionato una idonea guarnizione elastomerica.

In alcuni casi, quando è già previsto dal progetto l'innesto di una tubazione che verrà installata successivamente, si possono realizzare degli innesti ciechi, già carotati ma chiusi con un diaframma in cls facilmente rimovibile. In quest'ultimo caso è importante predisporre una planimetria dettagliata con le quote altimetriche esatte, in modo da poter individuare con certezza, in futuro, la posizione dell'innesto.



3.7.4. Pozzetti prefabbricati in calcestruzzo

L'accesso alle canalizzazioni di un sistema fognario, per le operazioni di sorveglianza e manutenzione ordinaria e straordinaria, avviene attraverso appositi manufatti chiamati pozzetti.

I pozzetti sono normalmente posizionati:

- nei tratti rettilinei ad intervalli di circa 30 - 50 m nei condotti non ispezionabili e di circa 100 m nei condotti con DN maggiore o uguale a 1000 mm
- dove si verifica una variazione della direzione della condotta
- nelle intersezioni della condotta principale con rami secondari
- dove si verifica un cambiamento delle dimensioni del tubo
- dove si verifica un cambiamento della pendenza del fondo
- all'inizio della canalizzazione
- nei punti di salto della condotta



I pozzetti prefabbricati in calcestruzzo offrono rilevanti vantaggi rispetto a quelli gettati in opera:

- sono disponibili in una vasta gamma di dimensioni
- si possono assemblare con facilità e non richiedono mano d'opera specializzata
- possono essere muniti di gradini semplici o doppi
- sono costruiti con calcestruzzo che garantisce la durabilità in servizio
- hanno costi minori di posa e di manutenzione
- sono prodotti in conformità alle norme europee del settore
- sono realizzati con sistemi di giunzione che garantiscono la tenuta all'acqua

3.7.4.1. Elementi componenti il pozzetto prefabbricato

Un pozzetto prefabbricato si compone dei seguenti elementi fondamentali:

- chiusino
- 1) elemento di adattamento (raggiungi quota)
- 2) soletta armata di copertura
- 5) elemento tronco- conico
- 3) e 6) elemento intermedio di prolunga
- 4) elemento di base, con spazio di lavoro (banchine laterali)
- 7) soletta di riduzione di sezione

Nella figura 35 (tratta dalla EN 1917) sono illustrati e descritti gli elementi di un pozzetto standard.

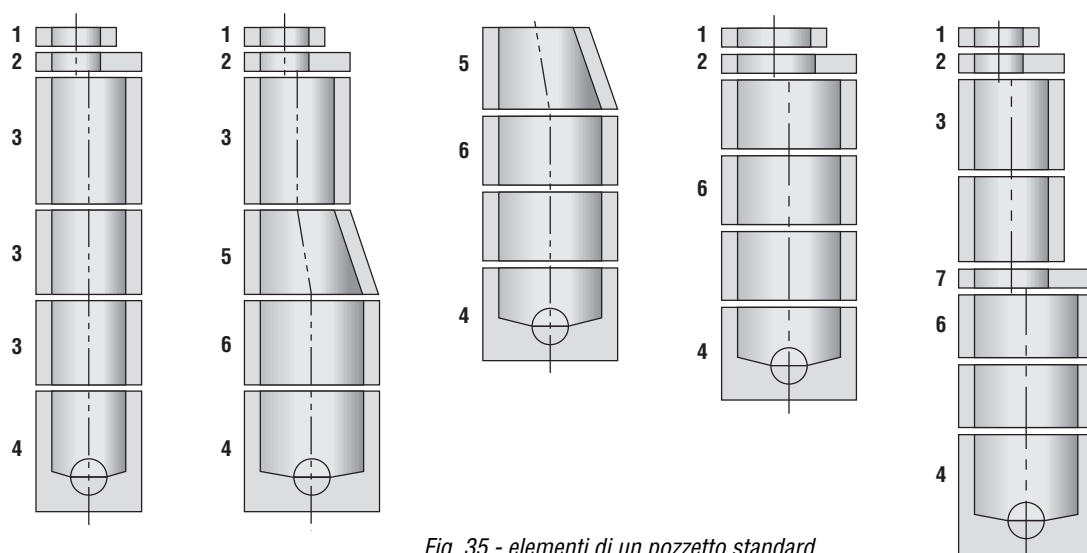
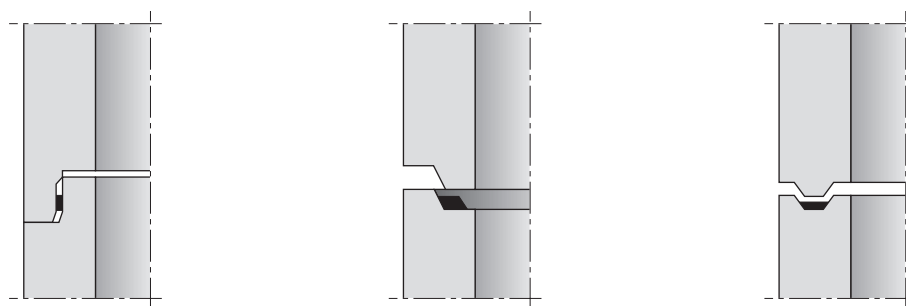


Fig. 35 - elementi di un pozzetto standard

Fig. 36 - Esempi tipici di giunti con guarnizioni

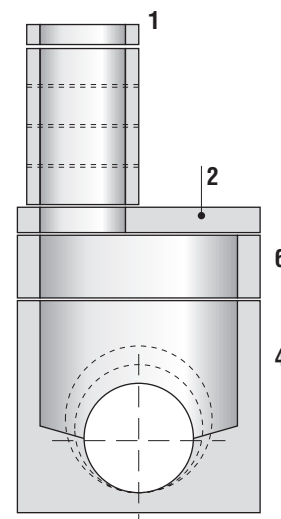


3.7.4.2. Tipologie dei pozzetti

I pozzetti vengono costruiti nelle seguenti principali tipologie:

- pozzetto di linea
- pozzetto con deviazione angolare
- pozzetto con innesto laterale
- pozzetto di salto

Quest'ultimo è impiegato per superare bruschi dislivelli e/o per la convenienza di collegare condutture secondarie collocate a minore profondità di quella principale.



3.7.4.3. Forme e dimensioni

I pozzetti in calcestruzzo prefabbricato possono avere sezione esterna o interna circolare, quadrata, rettangolare o poligonale.

Il dimensionamento dipende dalle caratteristiche e dal numero dei collettori entranti e dallo spazio di lavoro necessario per la manutenzione e/o ispezione.

Per pozzetti molto profondi le banchine di lavoro dovrebbero permettere l'alloggiamento in piedi di due persone.



3.7.5. Esempio di calcolo di una struttura scatolare monoconnessa, interrata, con asse verticale, a sezione circolare

Ipotesi di calcolo

- il calcolo viene riferito ad un metro lineare di manufatto utilizzando i sistemi usuali della Scienza delle Costruzioni
- per il materiale di rinfilanco e di rinterro si fa riferimento ai terreni così come classificati dalle Norme DIN 1055 e UNI 1006 (vedi tabella seguente). In presenza di una accurata indagine geologica valgono i dati reali



TERRENI INCOERENTI	γ (ton/m ³)	γ_g (ton/m ³)	ϕ (°)
1 - sabbia sciolta	1.7	1.9	30.0
2 - sabbia media compattezza	1.8	2.0	32.5
3 - sabbia compatta	1.9	2.1	35.0
4 - ghiaia	1.7	2.0	35.0
5 - ghiaia-sabbia irregolare	1.9	2.1	35.0
6 - ciotoli, sassi, pietrisco senza sabbia	1.7	---	35.0

TERRENI COERENTI	γ (ton/m ³)	ϕ (°)	c (ton/m ²)
1 - argilla semicompatta	2.1	15.0	2.5
2 - argilla consistente	2.0	15.0	1.0
3 - argilla molle	1.8	15.0	0
4 - argilla sabbiosa (terra argillosa, argilla marnosa), compatta o consistente	2.2	22,5	0,5
5 - argilla sabbiosa molle (terra argillosa, argilla marnosa, argilla marnosa alluvionale, terra argillosa alluvionale)	2.1	22,5	0
6 - limo compatto o consistente	2,0	22,5	0,2
7 - limo molle	1,9	22,5	0
8 - argilla organica, limo organico (fanghiglia, sedimenti di fogna), non fibrosi	1,7	10,0	0
9 - torba	1,1	15,0	0

dove : γ = peso specifico del terreno

γ_g = peso specifico del terreno saturo d'acqua

ϕ = angolo di attrito interno del terreno

c = coesione del terreno

- le pressioni del terrapieno si assumono normali rispetto alla superficie del manufatto
- il valore della pressione orizzontale dovuto ai carichi verticali è calcolato secondo la teoria della meccanica delle terre. Per la trattazione estesa si rimanda al volume “ Meccanica dei terreni” di Lambe & Whitman
- il sovraccarico mobile, per il calcolo della spinta laterale, viene considerato come uniformemente distribuito all'intorno del manufatto e pari a 3000 kg/m² per carico di prima categoria e pari a 2000 kg/m² per carico di seconda categoria.
- per il sovraccarico mobile viene adottato indipendentemente dalla profondità, un coefficiente dinamico variabile così come definito dalle Norme DIN 4033 e precisamente :
 - carico di 1° categoria $C_i = 1.2$
 - carico di 2° categoria $C_i = 1.4$

3.7.6. Esempio di verifica alla stabilità di cameretta fognaria di ispezione: sezione circolare, asse verticale, diametro interno utile 1000 mm

Descrizione del manufatto

Si tratta di una cameretta di ispezione fognaria, realizzata con elementi prefabbricati in calcestruzzo vibrato.

Normativa di riferimento

Si fa riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 16/01/96 “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- D.M. 09/01/96 “Norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche” ed istruzioni ad esso relative
- D.M. 04/05/90 “Norme tecniche per la progettazione ed il collaudo dei ponti stradali”
- D.M. 16/01/96 “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”

Materiali in uso

- calcestruzzo con resistenza $R'_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$
- peso specifico del calcestruzzo: 25 kN/m^3
- acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo Fe B 44 K

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti

- peso proprio manufatti: 13.540 N/m

Carico accidentale concentrato

- carico statico: $Q = 100.000 \text{ N}$
- coefficiente dinamico: $C_i = 1,2$
- carico statico equivalente: $Q_e = Q \times C_i = 100.000 \times 1,2 = 120.000 \text{ N}$

Azioni assiali verticali determinate dai carichi permanenti e accidentali

La condizione più gravosa è data dalla applicazione di un carico concentrato di 100 kN (carico $q_{1,c}$ D.M. 04/05/90) che insiste sulle pareti del tubo di ispezione del diametro 1000 mm e dal peso proprio di tutti i manufatti che gravano su quello posto ad una profondità di 8000 mm :

peso colonna manufatti: $13.540 \times 8,0 = 108.330 \text{ N}$

area frontale: $3,14 \cdot (1.300^2 - 1.000^2) / 4 = 54.170 \text{ mm}^2$

$\sigma_{ass} = (120.000 + 108.330) / 541.700 = 0,422 \text{ N / mm}^2 < \sigma_{amm}$

Azioni orizzontali statiche

Si considera il comportamento ad anello verticale dell'elemento posto alla massima profondità di progetto, sottoposto a pressione radiale.

Si ipotizza:

- una profondità massima di rinterro pari a $- 8.000 \text{ mm}$ rispetto al piano stradale
- un sovraccarico accidentale $q = 30 \text{ kN/m}^2$
- assenza totale di falda

Pressione esercitata dal terreno circostante e dal sovraccarico accidentale

Caratteristiche geotecniche del terreno:

- angolo di attrito interno: $\varphi = 30^\circ$
- coesione: $c = 0$
- peso specifico apparente: 19 kN/m^3
- coefficiente spinta attiva: $k_a = \tan^2 (45 - \varphi / 2) = 0,333$

La componente orizzontale della pressione massima che il terreno ed il sovraccarico accidentale mobile esercitano sulla parete alla profondità di 8 m è data dall'espressione:

$$p_t = q \cdot k_a + \gamma_t \cdot k_a \cdot h = 30 \cdot 0,333 + 19 \cdot 0,333 \cdot 8 = 60,59 \text{ kN/m}^2$$

Verifica della sezione tipo con una lunghezza $b = 1.000 \text{ mm}$

La pressione media sull'elemento cilindrico di fondo vale:

$$p_{t, m} = p_t = 60,59 \text{ kN/m}^2$$

L'azione di compressione vale:

$$N = p_{t, m} \cdot R_m = 60,59 \cdot 0,575 \cdot 1 = 34,84 \text{ kN}$$

essendo R_m il raggio medio della sezione di base

Ammettendo, per semplicità, una distribuzione costante nello spessore della parete, di altezza 1000 mm, lo sforzo massimo di compressione vale:

$$\sigma_{c, \max} = N / (s \cdot 1000) = 34,84 / 15.000 = 0,232 \text{ N/mm}^2 \ll \sigma_{\text{amm}}$$

Verifica della sezione tipo con azioni verticali e orizzontali concomitanti

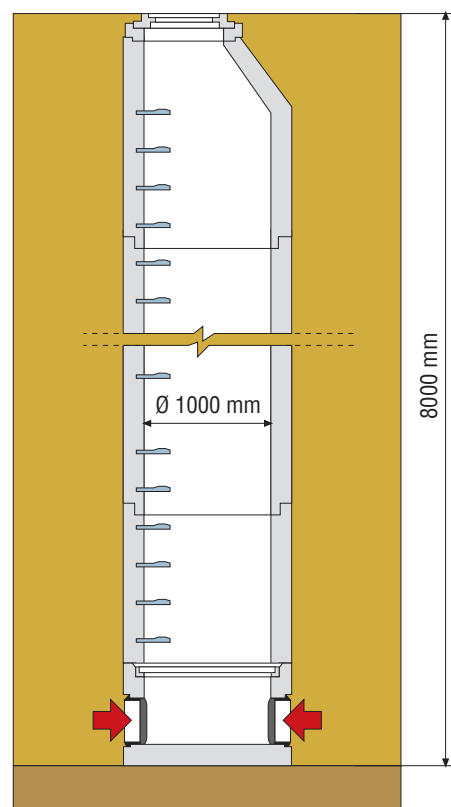
Si utilizza il criterio di resistenza delle tensioni ideali (Saint-Venant, Grashof):

$$\sigma_{\text{id}} = \sigma_{\text{ass}} - \frac{\sigma_{c, \max}}{m} \leq \sigma_{\text{amm}}$$

dove per il calcestruzzo $\nu = 1/m = 0,15$

Risulta pertanto:

$$\sigma_{\text{id}} = 0,422 - (-0,232 \cdot 0,15) = 0,4568 \text{ N/mm}^2 \ll \sigma_{\text{amm}}$$



3.8 Guarnizioni

3.8.1 Guarnizioni per tubi

L'insieme del “maschio”, della “femmina” e della guarnizione costituisce il giunto.

Ognuno di questi elementi concorre al raggiungimento della perfetta tenuta idraulica.

Ogni giunto infatti deve essere progettato in funzione delle caratteristiche della guarnizione impiegata e la tenuta è assicurata se la compressione della stessa è contenuta entro i valori minimi e massimi caratteristici del materiale utilizzato.

Di conseguenza la geometria del “maschio” e della “femmina” è determinante per il funzionamento della giunzione.

Gli anelli di guarnizione presi in considerazione dal presente opuscolo possono classificarsi in due categorie:

- gli anelli “a rotolamento” per i quali la sezione della guarnizione durante l'operazione di giunzione dei tubi si sposta rotolando su sè stessa fino ad attestarsi nella sua posizione definitiva (*fig. 39*).
- gli anelli “a strisciamento” per i quali la guarnizione è mantenuta in posizione fissa (ad esempio collocata in una scanalatura praticata nell'incastro maschio dei tubi) e durante la fase di giunzione striscia contro la superficie contrapposta (*fig. 40*).

Una evoluzione tecnologica nel settore degli anelli a strisciamento è rappresentata da quelli incorporati nella parete del tubo durante la prefabbricazione.

In ogni caso tutte le tipologie di guarnizione illustrate di seguito se verificate nelle tolleranze e certificate dal produttore assicurano la tenuta.

Di regola gli anelli di guarnizione sono forniti dal fabbricante dei tubi, che è tenuto a consegnare le prescrizioni necessarie per il loro montaggio e le indicazioni relative al lubrificante da impiegare, ed al suo modo d'uso.

Il collocamento in posizione della guarnizione è infatti accompagnato dalla interposizione di una sostanza lubrificante che diminuisce convenientemente l'entità della spinta assiale necessaria ad ottenere la giunzione dei tubi.

Gli anelli "a rotolamento" non vanno assolutamente lubrificati e nel posizionamento è necessario aver cura che la guarnizione sia collocata, con una modesta tensione, in un piano perfettamente perpendicolare all'asse del tubo (di regola nell'incastro maschio esiste almeno una battuta di riscontro).

La conservazione degli anelli e dei lubrificanti deve prevedersi in luogo protetto e relativamente fresco. In nessun caso le guarnizioni devono essere, per lungo tempo, esposte alle intemperie ed in particolare alla irradiazione solare diretta.

ROTOLOAMENTO

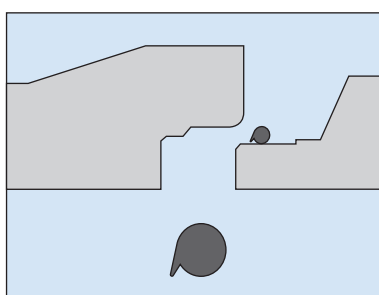


Fig. 39 - Appoggio sul maschio

STRISCIAMENTO

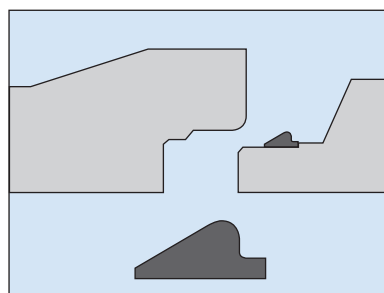


Fig. 40 - Appoggio sul maschio

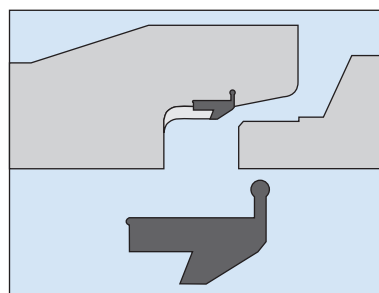


Fig. 41 - Cuspide inserita nel bicchiere

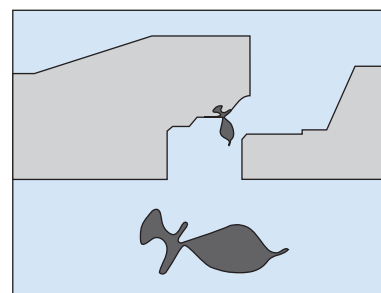


Fig. 42 - Goccia inserita nel bicchiere

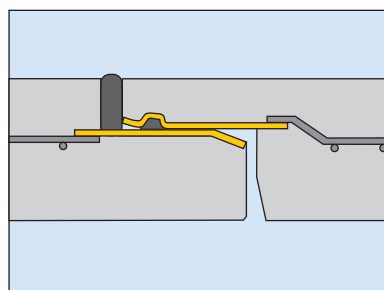


Fig. 43 - Con guarnizioni sigillanti

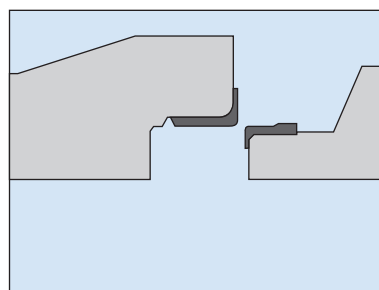


Fig. 44 - Poliuretano applicato

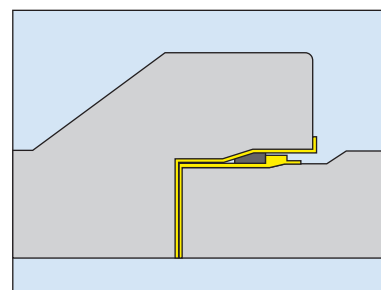
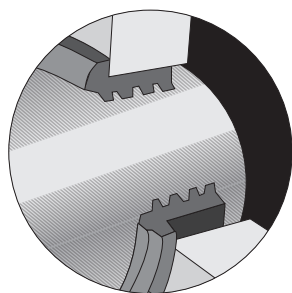


Fig. 45 - Poliuretano con guarnizione

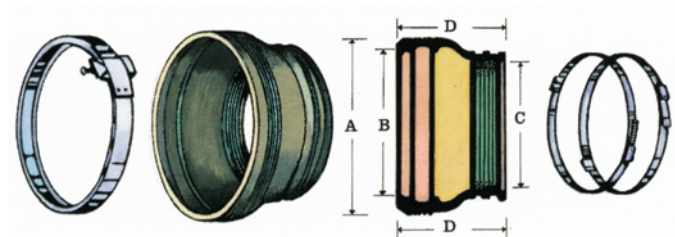
3.8.2 Guarnizioni per giunzione tubo-pozzetto



Tra tubo e pozzetto vi possono essere in opera assestamenti differenziati dovuti in gran parte ai diversi carichi verticali presenti.

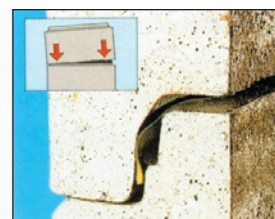
Pertanto se l'unione fosse realizzata con giunzioni rigide si potrebbero creare tensioni che potrebbero portare a fessurazioni nelle tubazioni in corrispondenza dell'innesto.

Per questo motivo sono necessarie delle giunzioni di tipo elastico che possano assorbire i cedimenti differenziati e che evitino nel contempo perdite e fuoriuscita di liquami.



3.8.3 Guarnizioni per giunzione tra i moduli del pozzetto

Tra i diversi moduli del pozzetto devono di regola essere usati guarnizioni elastiche per assicurare la tenuta ermetica.



3.9 Tubi spinta

3.9.1. Introduzione

Il metodo di posa delle tubazioni senza scavo sta assumendo nei paesi più industrializzati una sempre maggiore importanza. Questa tecnica trae origine dai metodi di scavo in galleria e ne conserva i medesimi sistemi per i grossi diametri (cutter boom shield, backacter shield).

Per i piccoli diametri invece, dove è impossibile lo stazionamento di un operatore all'interno, viene utilizzata la tecnica del controllo a distanza della fresa, il cui avanzamento è teleguidato da una cabina opportunamente attrezzata.

Il tutto è completato da una serie di martinetti idraulici (jacks) che consentono di far avanzare all'interno della galleria così predisposta le tubazioni della canalizzazione progettata.

3.9.2. Cenni storici

Alcuni autori fanno risalire i primi esperimenti di tubo a spinta agli antichi Romani che usavano tale tecnica per impedire l'accesso di acque indesiderate negli acquedotti a mezzo di pali di legno infissi nel sottosuolo.

A parte tale curiosità, i primi tubi spinti nell'era moderna, di cui si trova notizia nella letteratura, sembrano essere quelli compresi nella serie di lavori commissionati dalla Northern Pacific Railroad Company tra il 1896 e il 1900 per sottopassare con tubi in acciaio il corpo ferroviario in vari punti del paese.

Risale alla fine degli anni '20 l'inizio dell'uso di tubi in cemento armato per la realizzazione di attraversamenti per sottoservizi o pedonali con diametro delle tubazioni variabile tra 750 e 2400 mm. I sistemi usati consistevano in martinetti idraulici opportunamente contrastati da apposite pareti, che spingevano i tubi in scavi eseguiti prevalentemente a mano dove il diametro delle tubazioni lo permetteva o con sistemi diversi laddove la piccolezza del foro impediva l'accesso di strumenti diversi da coclee o analoghi utensili.

Lo sviluppo del sistema si ha negli anni '60 con l'introduzione di metodi di guida della spinta, con l'uso di anelli in gomma per sigillare i giunti tra i tubi, e, più tardi, con l'adozione di comando a distanza della testa di escavazione. Nel 1965 venne sviluppato in Giappone il primo sistema di trasporto liquido del materiale scavato con bilanciamento della pressione su tutta la faccia di scavo.

In Germania il sistema di posa senza scavo fu introdotto nel 1981 per il programma microtunnelling della Città di Amburgo del periodo '81-'84, durante il quale furono installati circa 2500 metri di tubi.

In Italia i lavori eseguiti con questo sistema sono ancora pochi, anche se annualmente si registra un piccolo aumento in termini percentuali rispetto alla tecnica tradizionale.

3.9.3. Utilizzi e vantaggi

Le tecniche del "microtunnelling" e del "pipe jacking" trovano la loro principale applicazione in: posa in opera di condotti fognari e di scarico, installazione di tubature per gas e acqua, condotti petroliferi, tubi guida per le telecomunicazioni e l'elettricità e canali sotterranei.

Tra le applicazioni speciali vi sono invece l'installazione di sezioni circolari o rettangolari per sottopassaggi pedonali o stradali.

Questa tecnica può essere impiegata per superare ostacoli rappresentati da strade principali, binari ferroviari, fiumi, canali, edifici, aeroporti che venissero a trovarsi sul percorso delle tubature.

I tubi con diametro inferiore ai 900 mm, che non permettono l'ingresso dell'uomo, vengono installati usando i sistemi di microtunnelling con controllo a distanza.

Si può raggiungere una lunghezza variabile tra 80 e 120 metri.

Il pipe jacking con l'operatore all'interno della testa viene utilizzato, invece, principalmente per tubazioni più grandi come alternativa agli scavi aperti o altri sistemi di scavo di gallerie.

Le lunghezze possono superare i 300 metri con l'ausilio di stazioni intermedie di spinta. Il pipe jacking può essere comunque impiegato per brevi attraversamenti di canali, binari, strade, ecc.

Sono a disposizione diversi metodi di costruzione adatti a terreni coesivi e non coesivi, in condizioni asciutte o in presenza di falda.

Vi sono anche delle tecniche di scavo disponibili per roccia, trovanti di grosse dimensioni e terreni misti.

I principali vantaggi dei due sistemi sono i seguenti: tenuta della condotta; minori rischi di cantiere; ripristino ridotto al minimo; minima attrezzatura per la deviazione dei sotto servizi in aree urbane; significativa riduzione dei costi sociali rispetto alla trincea aperta in aree urbane; minimo disturbo ambientale.

3.9.4. Microtunnelling



Le macchine per la posa di tubazione con sistema microtunnelling si dividono in due grandi famiglie a seconda del metodo di allontanamento del materiale di scavo adottato: coclea di trasporto del materiale scavato dalla testa della fresa al pozzo di spinta, dove viene scaricato in un vagonetto e quindi portato a rifiuto (anger system); sistema idraulico di trasporto della miscela formata dal materiale di scavo e dal liquido di ricircolo, la separazione della parte solida avviene in appositi tanks di sedimentazione o in separatori vibranti (slurry system).

In terreni limosi, sabbiosi, argillosi o in roccia tenera il microtunnelling con coclea può essere utilizzato quando l'altezza della falda non supera di 2-3 metri la macchina. Un'apparecchiatura standard è composta da un container di contenimento del computer e del gruppo motore, e del paranco di sollevamento. La testa di scavo misura approssimativamente 2,5-3,0 metri di lunghezza e viene fatta partire da un pozzo di spinta del diametro di 2,7-4,5 metri.

Le teste disponibili sono adatte a terreni sciolti, argilla compatta, rocce tenere, trovanti di dimensioni inferiori al 30% del diametro esterno, rocce compatte.

Il controllo della testa viene effettuato per mezzo di un laser con obiettivo attivo che invia le informazioni al computer di comando. La coclea viene fatta ruotare da un sistema idraulico e la spinta viene data da due jack idraulici.

Vi è una limitazione alla lunghezza di terreno che la fresa può effettivamente rimuovere prima di essere sovraccaricata: generalmente la lunghezza massima è di 80-90 metri. La dimensione della coclea varia da 250 mm a 1200 mm. Le tubazioni da spingere hanno generalmente una lunghezza di 1 o 2 metri. La produzione media si aggira attorno ai 10 metri con punte massime di 20 metri in terreni sciolti. Le eccessive altezze d'acqua e l'instabilità del terreno limitano l'impiego dei sistemi a coclea a causa della loro incapacità di controllare il flusso dei fluidi e di conseguenza anche la stabilità della superficie di scavo. Gli apparecchi che utilizzano lo slurry sistem sono invece adatti a tali condizioni; essi sono dotati di scudi che utilizzano un liquido di ricircolo pompato per rimuovere il terreno scavato dalla fresa, trasportarlo in superficie e per controbilanciare la pressione di falda.

I vantaggi dei sistemi a slurry sono:

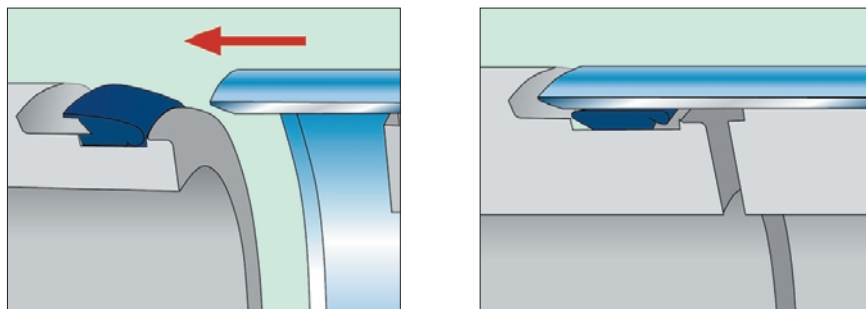
- controbilanciamento della pressione del terreno coordinando meccanicamente la velocità di scavo, la pressione del fronte di taglio e la forza di spinta;
- bilanciamento della pressione dell'acqua coordinando la pressione dello slurry, il suo flusso e la sua densità.

Questi vantaggi permettono di costruire le gallerie anche in condizioni del terreno molto critiche senza utilizzare compressori d'aria, senza emungimento della falda o altro tipo di trattamento.

Ricerche e progetti hanno portato all'elaborazione di tecniche che permettono di operare in terreni diversissimi, dall'argilla al limo, alla ghiaia e persino in rocce tenere e compatte.



3.9.5. Tecnica del pipe jacking



La realizzazione di una condotta con questa tecnica inizia con la costruzione di due pozzetti: uno di spinta ed uno di ricevimento.

Questi pozzetti potranno avere forma e dimensioni diverse dal diametro e dalla lunghezza degli elementi di tubo da spingere.

In generale il pozzo di spinta avrà dimensioni maggiori per consentire tutte le operazioni di lavoro che consistono nel set-up della macchina (jacks, laser, pompe, ecc.), nell'allontanamento del materiale di scavo, nel calo della tubazione, nella spinta della medesima e nel controllo continuo dell'avanzamento. Il pozzo di ricevimento avrà invece le misure strettamente necessarie alla fuoriuscita della fresa, la cui lunghezza è funzione diretta del diametro.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella costruzione del pozzo di spinta, che dovrà assicurare il contrasto alla forza esercitata dai martinetti sui tubi.

In terreni poveri può essere necessario realizzare delle palificazioni per aumentare la capacità di reazione della parete di appoggio.

Dove non si ha a disposizione la profondità sufficiente per costruire un normale pozzo di spinta, per esempio in banchine, esso dovrà essere rinforzato per mezzo di una struttura costruita al di sopra del livello del terreno che presenti un adeguato contrasto a mezzo di pali, palancole o altri metodi che assicurino il trasferimento degli sforzi orizzontali.

Le principali forze necessarie per il pipe jacking vengono fornite da martinetti ad alta pressione.

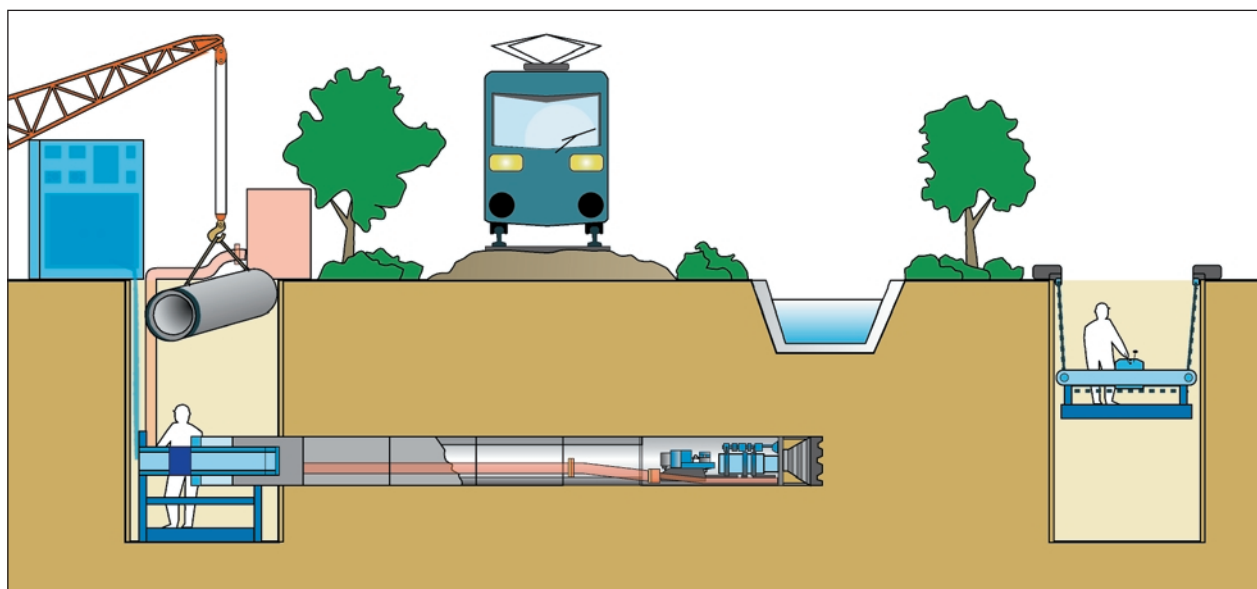
Il diametro dell'ariete e il tiro dei martinetti può variare a seconda della tecnica.

Si possono utilizzare martinetti con tiro corto e distanziatori multipli, a medio tiro e una tubatura di lunghezza minore, oppure a tiro lungo che consentano la spinta di tutta la tubazione in una unica operazione.

La lunghezza dei tubi può variare da 1 a 3 metri.

Per assicurare che le forze di spinta siano distribuite uniformemente attorno alla circonferenza della tubazione si darà all'anello di spinta una certa forma a seconda del numero di martinetti utilizzati. I martinetti vengono interconnessi idraulicamente in modo che la spinta che parte da ciascuno di essi sia uguale.

Il numero di martinetti utilizzati può variare da due a quattro a seconda delle dimensioni del tubo, della resistenza dei tubi utilizzati, della lunghezza dei tubi e della resistenza dell'attrito laterale



3.9.6. Progettazione

Prima di affrontare una dettagliata analisi della progettazione si dovrà verificare se i parametri fondamentali soddisfano le esigenze del progetto.

Per una rete fognaria dovremo esaminare:

- Fabbisogni idraulici
- Percorso
- Requisiti dei pozzetti
- Profondità
- Pendenza

Dopo aver eseguito l'accertamento dei parametri ingegneristici, ambientali ed economici, il pipe jacking o microtunnelling ed i loro pozzetti di spinta e ricevimento dipenderanno da numerosi fattori, tra i quali:

- Le condizioni del terreno
- Una dettagliata individuazione dei sotto servizi
- La posizione dei pozzi di spinta e ricevimento delle aree di lavoro
- La lunghezza necessaria
- Il diametro delle tubature
- L'economicità delle dimensioni dei pozzi in funzione della lunghezza del tratto e della lunghezza dei tubi da posare

Una volta terminata la fase di progettazione e di valutazione dei costi per l'utilizzo della tecnica del microtunnelling, si dovrà redigere una dettagliata relazione geologica del luogo di lavoro, per determinare le caratteristiche dei diversi tipi di terreno che si potrebbero incontrare e le informazioni sull'escursione della falda, come ad esempio la variazione di livello ad ogni cambio stagionale, ecc.

Le condizioni del terreno hanno un ruolo fondamentale per la determinazione del tipo di pozzo di spinta da costruire, del metodo di spinta e scavo da adottare e dei sistemi ottimali di sostegno della faccia di scavo.

Infine, quando si prende in considerazione l'utilizzo di questo sistema come alternativa agli scavi a cielo aperto, è utile valutare anche i vantaggi della linearità del percorso ottenibile sottopassando certi ostacoli; questo potrebbe portare ad una diminuzione della lunghezza totale delle tubazioni e ad una riduzione del costo finale.

3.10 Indicazioni sulla documentazione necessaria per la redazione del progetto di fognatura

D.L. 3.4.95 n.101 convertito nella Legge 2.6.95 n.216 (note esplicative della Circ. 7.10.96)

Il progetto, secondo la normativa vigente, presenta tre diversi livelli di approfondimento: preliminare, definitivo ed esecutivo.

Gli ultimi due livelli devono contenere tutte le informazioni necessarie alla giustificazione delle scelte progettuali e all'esecuzione dell'opera.

Il progetto di costruzione di una canalizzazione deve pertanto prevedere i seguenti passaggi:

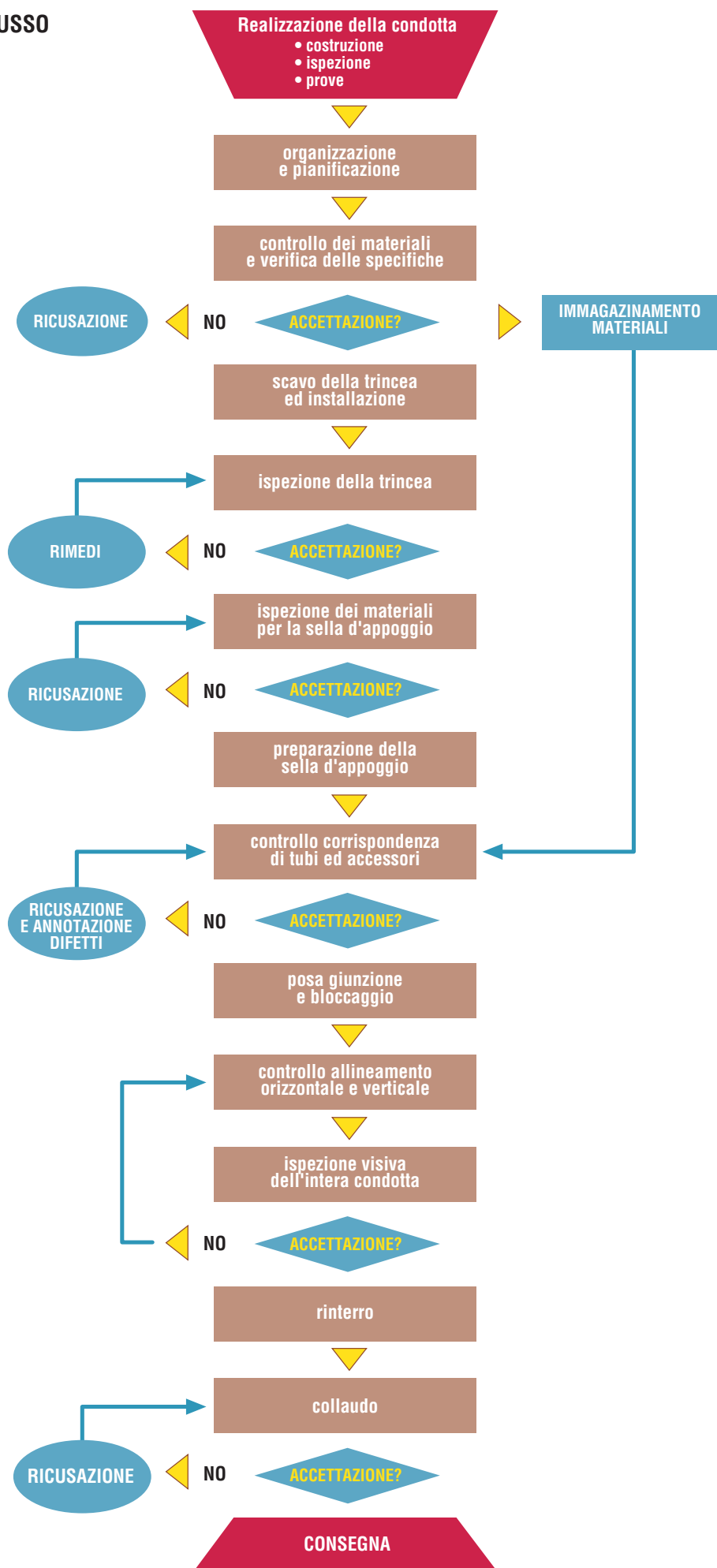
- calcolo idraulico e verifica della compatibilità delle sezioni commerciali dei tubi
- calcolo statico e verifica dell'elemento prefabbricato in funzione del carico, del piano di posa e del riempimento laterale del rinfianco
- dimensionamento e verifica statica dei punti singolari e dei manufatti tipo
- prescrizione delle modalità di esecuzione dei lavori e dei criteri di scelta dei materiali
- istruzioni per la conduzione del cantiere ai fini della sicurezza

Si riporta qui di seguito una lista di controllo che può facilitare la verifica della completezza progettuale:

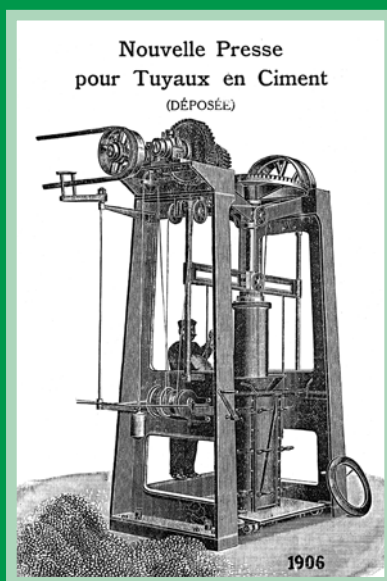
- tipologia dei tubi
- dimensioni nominali dei manufatti
- caratteristiche meccaniche dei tubi (classe di resistenza)
- definizioni dei tipi e dimensioni dei pezzi speciali
- quantità dei pezzi speciali
- schema di dettaglio della disposizione in opera dei tubi e dei pezzi speciali
- i risultati degli accertamenti circa la natura e le caratteristiche meccaniche del sottosuolo lungo il tracciato della condotta (natura fisico-chimica, meccanica, peso specifico ecc.), con particolare attenzione alla classe di esposizione agli agenti aggressivi e con verifica della qualità dei calcestruzzi impiegati sia per le tubazioni che per le opere accessorie, in relazione alla loro durabilità
- i disegni quotati, definiti in planimetria ed alzato e sviluppati in un conveniente numero di sezioni, necessari e sufficienti per la esecuzione dello scavo e della fondazione di posa.

In particolare devono essere esplicitamente indicati:

- profondità di rinterro, tipologia di appoggio con angolo di sella β (per la tipologia A dovranno inoltre essere indicate le caratteristiche della fondazione di calcestruzzo)
- prescrizioni relative alla movimentazione
- prescrizioni relative allo scavo
- prescrizioni relative alla posa
- prescrizioni relative al rinfianco e al rinterro
- prescrizioni relative alle prove
- prescrizioni aggiuntive
- prescrizioni relative alla sicurezza come previsto dalle leggi vigenti.







Fabbricazione dei tubi, prove e controlli in stabilimento

4.1 Evoluzione del processo tecnologico in Italia

4.1.1 Generalità

La formatura per vibrocompressione

La formatura per compressione radiale

4.2 Innovazioni tecnologiche

4.3 Stagionatura del calcestruzzo

4.4 Controllo di qualità

4.5 Marcatura dei tubi

4.1 Evoluzione del processo tecnologico in Italia



4.1.1 Generalità

Negli anni immediatamente successivi alla II guerra mondiale, quando l'esigenza principale del nostro paese era quella di risollevarsi dai disastri e sconvolgimenti causati dal conflitto internazionale, la priorità vitale ed assoluta era volta alla costruzione, o se vogliamo, ricostruzione e riconversione industriale tale da garantire a tutte le fasce della popolazione quella prosperità, tranquillità e sicurezza del lavoro cui tutti aspiravano dopo tanti anni di disagi, privazioni e sofferenze.

In questa ottica, non veniva di certo al primo posto la problematica degli scarichi industriali, dei quali non veniva nemmeno presa in considerazione la possibile nocività, né immediata né tanto meno futura.

E' di questo periodo l'uso dei tubi in calcestruzzo con l'incastro a mezzo spessore, senza armatura e con diametri fino a 1000 - 1200 mm.

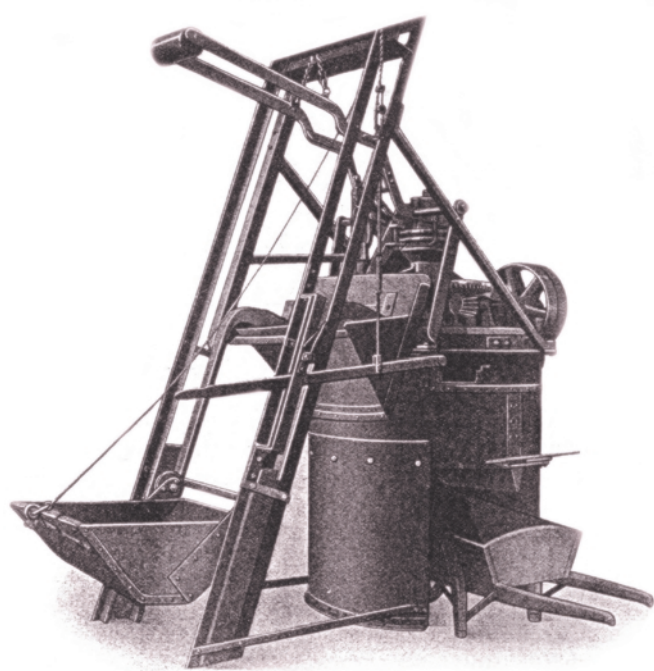
La sola evoluzione che contraddistingue tale periodo è quella tecnologica perché passa da un processo produttivo manuale o embrionalmente automatizzato ad un procedimento industriale vero e proprio

con produzione in serie dei manufatti.

I tubi venivano costruiti, in verticale, da un mandrino rotante che costipava il calcestruzzo in senso assiale.

Sono di tale periodo i tubi cosiddetti "giropressati" o "rotopressati", dal nome dei marchi (Giropress e Rotopress) delle macchine che li producevano.

La grande innovazione tecnologica consisteva qui nella immediata sformatura del tubo, con l'utilizzo quindi di sole due cassaforme e conseguente notevole capacità produttiva dell'impianto.



Anche se attualmente esistono ancora degli insediamenti produttivi di tal genere, l'utilizzo di tubi siffatti va scomparendo offrendo limitate possibilità di applicazione perché non danno sufficienti garanzie di resistenze statiche allo schiacciamento né di impermeabilità.

Il passo successivo è stata l'adozione di tubi ovoidali e circolari con innesto a bicchiere.

Anche qui si è passati da sistemi produttivi rudimentali a sistemi altamente automatizzati e completamente automatici.

Dalla metà degli anni '60 a tutt'oggi assistiamo quindi all'affermarsi in campo internazionale e nazionale del procedimento costruttivo a compressione radiale e vibrocompressione unitamente ad una serie di evoluzioni tecnologiche tese a migliorare tale processo costruttivo anzi, ed ancor di più, a portare alle estreme conseguenze il perfezionamento di ogni singola fase di tale processo.

A garantire la qualità finale del prodotto interviene, ed in maniera non meno determinante, la perfezione costruttiva delle armature.

La macchina formatrice consente la produzione di armature ad hoc con la possibilità di variazione del passo della spirale in maniera continua e con conseguente ottimizzazione dell'armatura stessa.



Infatti avere a magazzino una serie di gabbie metalliche con passi e dimensioni del ferro diverse, è più che mai difficile e praticamente impossibile da realizzare.

La macchina delle armature è automatica, consente un controllo elettronico del processo per ogni singolo punto di saldatura (preriscaldamento, saldatura, rinvenimento) e permette la realizzazione della armatura nella sua interezza, bicchiere compreso.

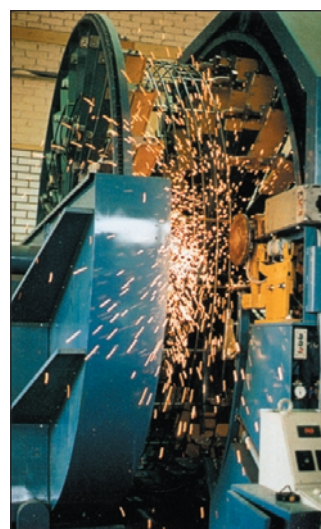
In alcuni modelli poi, costruiti soprattutto per il mercato americano, è prevista addirittura la costruzione automatica di armature ellittiche od il processo computerizzato della regolazione della macchina per adattamento ai vari diametri e lunghezze delle armature da costruire.

Accanto alle armature di tipo tradizionale compare un nuovo sistema per incrementare la resistenza a trazione del calcestruzzo. L'aggiunta di fibre di vario tipo opportunamente distribuite nella parte cementizia garantiscono un adeguato incremento delle caratteristiche del prodotto a garanzia della qualità finale.

Contestualmente a questo sviluppo tecnologico si è avuto anche l'affinamento del processo produttivo delle macchine per la formatura dei tubi.

Attualmente vengono utilizzate, nella maggioranza dei casi, macchine che modellano il tubo in posizione verticale, essendo ormai in disuso, la formatura per centrifugazione ad asse orizzontale.

La compattezza del calcestruzzo fresco è già molto elevata per cui è possibile produrre e sfornare elementi anche di notevole lunghezza.



PROCESSO PRODUTTIVO PER VIBROCOMPRESSIONE

Nel processo per vibrocompressione il conglomerato, solitamente trasportato attraverso un nastro alimentatore, viene gettato con un nastro distributore nell'intercapedine esistente tra il nucleo interno ed una cassaforma o stampo esterno cilindrici disposti verticalmente, centrati su anello di base.

Il nucleo interno (più raramente anche la cassaforma) è munito di vibratori.

L'ampiezza e la frequenza della vibrazione viene regolata in funzione del diametro, della lunghezza e del tipo di manufatto da produrre.

La completa finitura dell'incastro superiore (generalmente il maschio) avviene a mezzo di un anello superiore pressatore, opportunamente sagomato, che nell'ultima fase della vibrazione scende a foggare per compressione l'estremità superiore del tubo.

Spesso l'anello pressatore, che esercita sul manufatto una pressione dell'ordine di $0,4/0,5 \text{ N/mm}^2$, è dotato di moto rotatorio continuo od alternato per assicurare la perfetta lisciatura.

Da ciò deriva la definizione di vibro-compressione data dal procedimento.

Le macchine a vibrocompressione operano secondo schemi diversi, fundamentalmente possono però classificarsi in due categorie principali: le macchine nelle quali il manufatto finito viene estratto unitamente alla cassaforma e sfornato all'esterno e quelle che consentono la sfornatura in macchina e l'allontanamento del manufatto con il solo anello di base.

Ovviamente la tendenza attuale è verso il secondo metodo, almeno per manufatti di dimensioni abbastanza limitate: si ha così una sola cassaforma esterna che, con il nucleo, fa parte dell'attrezzatura della macchina e viene sostituita soltanto per il cambio del diametro di produzione.

PROCESSO PRODUTTIVO PER COMPRESSIONE RADIALE

Il conglomerato viene costipato contro la parete interna di una cassaforma metallica cilindrica disposta con l'asse verticale da un mandrino cilindrico rotante e traslante verticalmente, che ha il diametro esterno eguale al diametro interno dei tubi da produrre.

Il mandrino è provvisto di un certo numero di rulli pressatori, pure disposti ad asse verticale, che durante la fabbricazione del tubo sono mantenuti in rotazione.



Durante la fabbricazione il mandrino trasla verticalmente dal basso verso l'alto mentre i rulli in rapida rotazione provvedono alla compattazione del materiale che viene gradualmente immesso dall'alto della cassaforma per mezzo di un opportuno sistema alimentatore a portata regolabile.

L'elevata velocità periferica del mandrino (dell'ordine dei 4 m/sec) e la conseguente azione dei rulli determinano una azione di compressione, massima in corrispondenza della superficie interna, che può raggiungere i $0,3 \sim 0,4 \text{ N/mm}^2$.

Il mandrino esegue poi, con la sua fascia inferiore, la lisciatura della superficie.

Dispositivi ausiliari per la formatura e lisciatura dell'incastro inferiore (usualmente ottenute per vibrazione, il cui effetto si somma a quello dalla compressione radiale) completano la macchina.

La sformatura è effettuata in verticale con lo sfilamento della cassaforma. Il manufatto rimane con l'anello di base sino ad una stagionatura sufficiente per la movimentazione.

Le macchine a compressione radiale ("packerhead") operano per lo più nella classe di diametri da 300 a 2500 mm.

4.2 Innovazioni tecnologiche

Negli ultimi anni sono state introdotte numerose innovazioni del processo tecnologico soprattutto per quanto riguarda alcune fasi del procedimento costruttivo.

La prima ad essere introdotta è stata la movimentazione robotizzata e computerizzata del manufatto fresco (sformatura su carrelli e ricircolo nel tunnel di stagionatura). Successivamente sono stati introdotti i dispositivi di centraggio delle armature, la macchina per il ribaltamento dei tubi alla fine del ciclo di stagionatura, la macchina di collaudo sotto vuoto o ad acqua nella linea di produzione, la macchina per la rettifica dell'incastro maschio unitamente al dispositivo di controllo dimensionale ed infine l'attrezzatura per la marcatura del tubo con le caratteristiche dimensionali e prestazionali dello stesso secondo le prescrizioni delle normative.

Attualmente, sul mercato, si possono trovare le seguenti tipologie di tubi:

- tubi non armati con diametro max 1.000 - 1.400 mm e lunghezza utile fino a $\approx 2.400 \text{ mm}$
- tubi rinforzati con fibre metalliche con diametro max 1.200 mm e lunghezza utile $\approx 2.400 \text{ mm}$
- tubi armati con diametro max 1500 mm e lunghezza utile fino a $\approx 4.000 \text{ mm}$
- tubi armati con diametro max 2500 mm e lunghezza utile fino a $\approx 2.000 \text{ mm}$

4.3 Stagionatura del calcestruzzo

Durante la prima fase di indurimento del calcestruzzo bisogna assicurare un ambiente ad umidità costante per evitare una eccessiva evaporazione dell'acqua di impasto.

Nel periodo invernale i tubi vengono mantenuti in ambiente arricchito di vapore saturo che oltre al mantenimento dell'umidità fa aumentare la temperatura ambiente evitando il pericolo del gelo.

Questo risultato può essere ottenuto anche con la protezione dei manufatti con teli in polietilene.

Durante il periodo caldo invece si asperge il calcestruzzo con acqua per ridare quell'umidità che altrimenti potrebbe evaporare troppo velocemente.

E' buona norma poi, durante il periodo estivo, mantenere i manufatti freschi al coperto in zone non soggette a eccessiva ventilazione.



In alternativa si potrebbero immergere i tubi in una piscina colma d'acqua e lasciarli per circa 3 giorni, questo viene fatto generalmente per tubi ad elevate caratteristiche prestazionali legate soprattutto alla resistenza alla pressione interna di esercizio.

4.4 Controllo di Qualità

“I sistemi di gestione della qualità possono aiutare le organizzazioni ad accrescere la soddisfazione dei clienti” con questa frase la norma UNI EN ISO 9000 inizia il paragrafo delle “Motivazioni alla base dei sistemi di gestione per la qualità.” Il costante controllo in stabilimento dei parametri tecnici fondamentali assicura infatti, ai manufatti in calcestruzzo una affidabilità ancora maggiore a quella già ottima raggiunta negli anni trascorsi.

L'evoluzione storica della gestione della qualità vede agli inizi del secolo scorso un approccio quasi artigianale dove le regole erano del tutto generiche e solitamente estetiche e soggettive, legate più che altro alla sensibilità dell'operatore.

Con l'avvento dell'industrializzazione dei sistemi di produzione (sistema tayloristico) si passa al collaudo dei singoli prodotti con l'introduzione del controllo statistico di qualità. Sono solo di questi ultimi anni i concetti di controllo totale della qualità e di garanzia della qualità (Quality Assurance) con la pubblicazione e l'adeguamento della norme serie UNI ISO 9000 che forniscono i principi, i concetti fondamentali e i requisiti di un modello di sistema di gestione per la qualità applicabili a qualsiasi Organizzazione.

D'altro canto tutte le norme di prodotto armonizzate e governate dalla Direttiva 89/106, da cui ne deriva la loro forza di cogenza, prevedono un “sistema di garanzia di qualità del produttore” e che i procedimenti di valutazione dei prodotti finiti del fabbricante siano conformi a particolari specifiche riportate nelle norme stesse.

Si ricorda che per i tubi e i pozzetti in calcestruzzo come norme di prodotto si deve fare riferimento alle già spesso citate UNI EN 1916 e 1917.

Viene, inoltre, raccomandato che la conformità alla norma sia dimostrata attraverso la certificazione di prodotto rilasciata da parte di un organismo di certificazione riconosciuto e conforme ai requisiti della EN 45001.

4.4.1 Sistema di assicurazione della qualità del produttore

Il sistema di garanzia della qualità messo in atto dal produttore deve assicurare che siano definite le modalità e le procedure per la gestione del sistema tecnico e organizzativo della società produttrice i manufatti.

Il sistema organizzativo deve definire con precisione le responsabilità, l'autorità e l'interdipendenza di tutto il personale che gestisce, esegue e verifica l'attività inerente la qualità ed in particolare modo quello che necessita di libertà per:

- avviare azioni preventive per evitare il ripetersi dei difetti
- identificare e registrare qualsiasi problema di qualità dei prodotti

I documenti di produzione devono almeno riportare le seguenti indicazioni:

- Lunghezze interne del corpo dei tubi
- Dimensioni e tolleranze delle guarnizioni e giunti
- Contenuto di fibre d'acciaio (ove presenti produzioni di tubi rinforzati con fibre d'acciaio)
- L'armatura (ove presente)
- Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
- Gioco del giunto

- Intervallo di revisione del sistema di controllo della produzione
- Se viene applicato per la resistenza a rottura, per i tubi armati, il controllo regolare o quello essenziale
- Classi di resistenza
- Dimensioni geometriche della sezione

Procedure devono prevedere il controllo della produzione in fabbrica, con la gestione delle ispezioni e dei collaudi e le relative registrazioni. Si devono stabilire le modalità di movimentazione, immagazzinamento, imballaggio e consegna dei manufatti.

Tutti i materiali in ingresso, con particolare riferimento alle materie prime di produzione devono essere controllate; così, ad esempio per il cemento si verificherà la conformità alle specifiche tecniche dell'ordinativo, mentre per gli aggregati sarà condotta l'analisi delle impurità organiche e del contenuto in argilla. L'analisi per vagliatura valuterà la conformità alla granulometria concordata.



Il controllo della qualità del calcestruzzo, si estende normalmente alla consistenza e al contenuto di cloruri.

Ogni centro di produzione dovrà disporre di attrezzature, opportunamente tarate ad intervalli regolari, per la misurazione delle proprietà geometriche e apparecchiature per le prove di carico e di tenuta all'acqua.

Tutti i controlli da eseguire sui processi di produzione, sulle attrezzature, ecc. sono riportati nelle tavole sinottiche della UNI EN 1916.



Come esempio si riporta quella inerente il controllo delle attrezzature

Controllo attrezzature

Attrezzature	Controllo / Prova	Scopo	Frequenza minima
1. Magazzinaggio	Come previsto	Per prevenire il rischio di contaminazione	Settimanale
2. Apparecchiature di pesatura	Controllo visivo delle prestazioni	Per verificare che l'apparecchiatura di pesatura stia funzionando correttamente	Giornaliera
3.	Prova della precisione di pesatura	Per evitare pesature imprecise	1. All'installazione 2. Due volte all'anno 3. In caso di dubbio qualsiasi
4. Erogatore di additivi	Controllo visivo delle prestazioni	Per verificare che l'erogatore sia pulito e stia funzionando correttamente	Alla prima carica della giornata per ogni additivo
5.	Prova di precisione	Per evitare un'erogazione imprecisa (errori di dosaggio)	1. All'installazione 2. Due volte all'anno 3. In caso di dubbio qualsiasi
6. Apparecchio dosatore dell'acqua	Comparazione della quantità reale distribuita con la lettura del contalitri	Per evitare un dosaggio impreciso	1. All'installazione 2. Due volte all'anno 3. In caso di dubbio qualsiasi
7. Sistema di dosaggio volumetrico	Controllo visivo	Per verificare che il dosatore stia funzionando correttamente	Giornaliera
8.	Comparazione della massa reale dei costituenti con la massa voluta mediante metodo appropriato per sistema di dosaggio volumetrico	Per verificare la precisione di dosaggio	1. All'installazione 2. A intervalli trimestrali 3. In ogni caso di dubbio
9. Mescolatori	Controllo visivo	Per verificare l'usura delle attrezzature delle betoniere	Settimanale
10. Casseforme e anelli base	Controllo visivo	Per verificare il grado di pulizia di casseforme e anelli di base	Giornaliero
11.	Controlli dimensionali	Per verificare l'usura eccessiva	All'installazione o reinstallazione della cassaforma o alla sostituzione di attrezzature

4.4.2 Controlli sui prodotti finiti

Le procedure per il controllo sui prodotti finiti si articolano su due fondamentali attività:

1. Prove iniziali di tipo
2. Prove di routine seguendo un piano prestabilito

In funzione della tipologia le prove possono essere distinte in distruttive e non distruttive

4.4.2.1 Prove iniziali di tipo

Le prove iniziali di tipo consistono nell'effettuare una serie completa di prove o di altre verifiche, così come previsto nelle specifiche tecniche di prodotto su di un campione, rappresentativo della produzione.

Esse devono essere eseguite all'inizio della produzione per ogni nuova tipologia o allorquando intervenga una variazione significativa del progetto, del tipo di materiale o del metodo di produzione

4.4.2.2 Prove di routine

Il controllo di routine è eseguito, per tutti i requisiti previsti dalla norma con una frequenza stabilita in funzione dei risultati delle prove stesse.

Sono previsti tre forme di controllo con severità crescente: controllo ridotto, controllo normale e controllo rinforzato.

Il controllo ridotto prevede un numero dimezzato di prove rispetto al controllo normale, mentre il controllo rinforzato ne prevede un numero doppio.

4.4.2.3 Test non distruttivi

I test non distruttivi sono essenzialmente il controllo:

- delle caratteristiche geometriche degli elementi e dei giunti
- dell'assorbimento d'acqua
- quello visivo della finitura
- dei giunti e delle guarnizioni di tenuta
- della tenuta all'acqua
- dell'armatura
- del copriferro

Si esaminano più dettagliatamente alcuni controlli.

4.4.2.3.1 Controlli dimensionali

Le attuali norme vigenti non stabiliscono specifiche tolleranze dimensionali per le varie caratteristiche geometriche dei tubi, è il produttore che nella documentazione di stabilimento indica le dimensioni che devono essere controllate tramite test normalizzati su campioni di tubi.

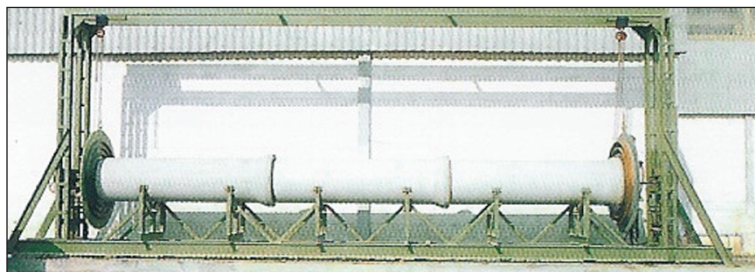


4.4.2.3.2 Tenuta all'acqua

Lo scopo di questa prova è verificare se un singolo elemento, o una singola giunzione montata rimanga impermeabile quando viene sottoposta ad una pressione idrostatica interna prefissata.



L'elemento deve essere fissato in sicurezza sull'attrezzatura, con le parti terminali chiuse e successivamente riempito d'acqua, avendo cura che tutta l'aria sia rimossa. La pressione idrostatica deve essere aumentata gradatamente fino a 50 kPa (0,5 bar o approssimativamente una colonna d'acqua di 5 metri), misurata sulla linea mediana dell'elemento, e mantenuta per un periodo di 15 minuti; durante tale periodo di tempo ogni tubo o giunto assemblato non dovranno mostrare alcuna perdita o altro difetto visibile. Umidità sulla superficie non sarà considerata perdita d'acqua.



4.4.2.3.3. Assorbimento d'acqua

Lo scopo è la valutazione dell'assorbimento d'acqua per immersione del calcestruzzo maturato, definito come differenza tra la massa di un dato provino immerso in acqua e la massa dello stesso provino secco, espresso in termini di massa del provino secco.

Se ricavato da un elemento maturato il provino deve avere una massa non minore a 2 Kg e non maggiore a 4 Kg. L'assorbimento d'acqua del calcestruzzo non dovrà superare il 6% in massa.

4.4.2.4 Test distruttivi

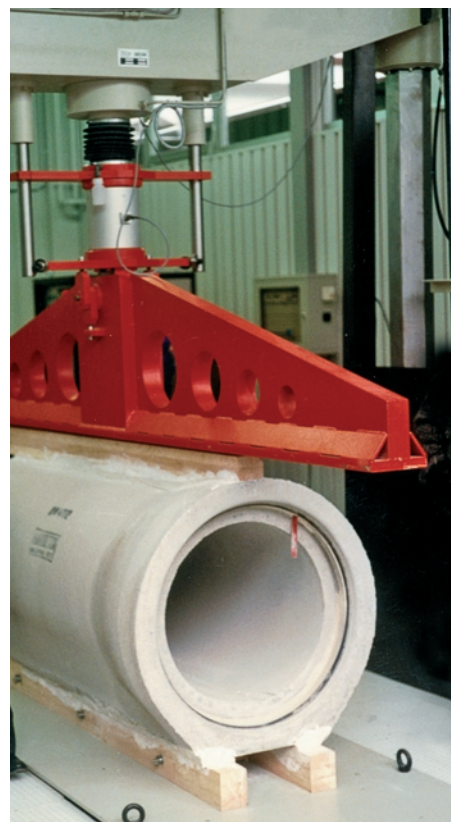
I test distruttivi sono quelli di:

- resistenza allo schiacciamento
- resistenza a momento flettente longitudinale

Quest'ultimo da effettuare solamente per i tubi per cui è previsto un comportamento a trave.

4.4.2.2.1 Resistenza allo schiacciamento

Lo scopo è la valutazione della resistenza a schiacciamento di un tubo. L'attrezzatura consisterà in una macchina di prova adatta ad applicare l'intero carico di prova senza scosse né urti e con una precisione pari al 3% del carico di prova prefissato. La macchina di prova deve essere dotata di uno strumento di registrazione del carico.



Il tubo deve essere posizionato sulla macchina di prova come illustrato nelle figure 48 o 49 e deve essere sostenuto e caricato mediante supporti rigidi posizionati parallelamente al suo asse longitudinale. I supporti possono essere continui o discontinui.

Fig. 48: Sostegni superiori e inferiori per la prova di schiacciamento

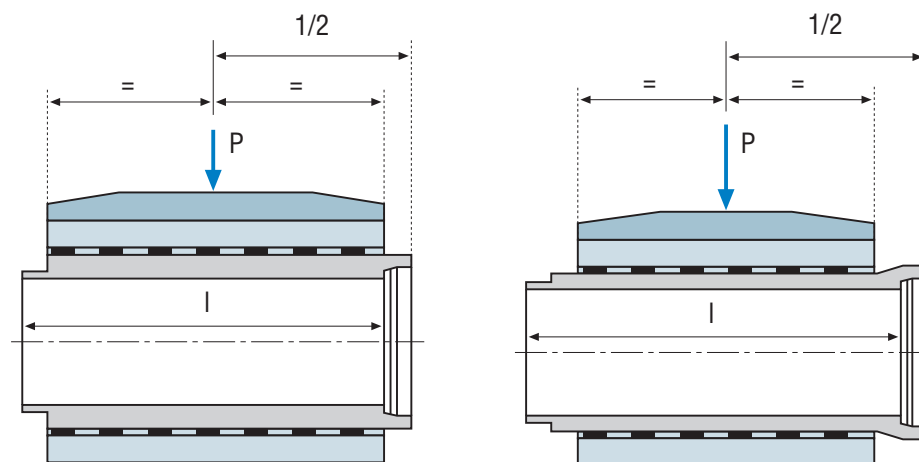
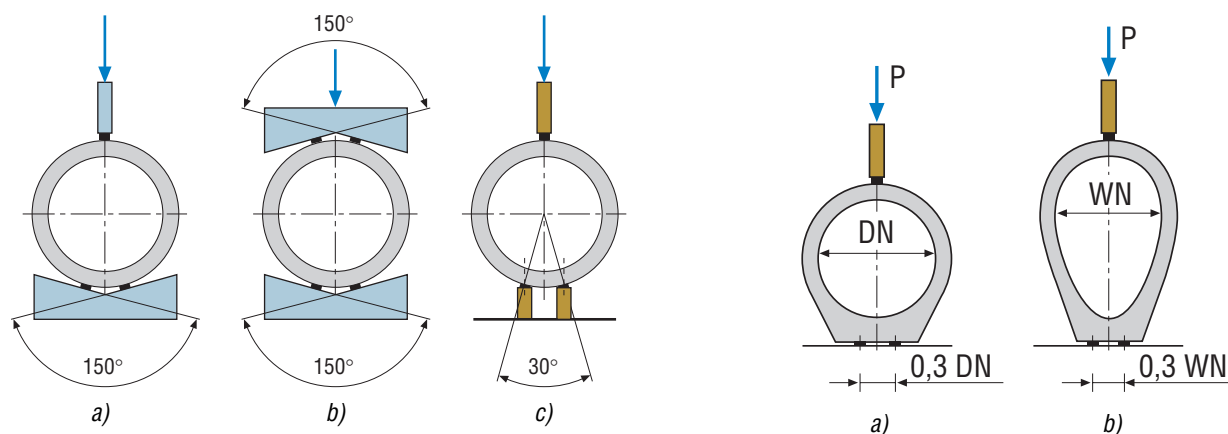


Fig. 49: Posizionamento tipico per la prova di schiacciamento su tubi circolari:



Per la descrizione delle modalità di prova ed i fattori di conversione fra le varie tipologie di carico si rimanda alla normativa di prodotto relativa

Il risultato della prova deve essere espresso come il carico totale diviso la lunghezza interna del corpo del tubo, e deve essere corretto in funzione del sistema di prova scelto.

Il risultato effettivo della prova F_a deve essere ricavato dalla seguente formula:

$$F_a = K_b \cdot (P + P^*) / l$$

dove:

F_a è il risultato effettivo della prova, in kilonewton per metro;

K_b è un fattore di conversione per il sistema di prova (vedere tabella 8);

P è il carico di prova, in kilonewton;

P^* è il peso proprio effettivo dei supporti, in kilonewton;

l è la lunghezza interna del corpo del tubo, in metri

Tabella 8: Fattore di conversione K_b

Sezione trasversale del tubo	Sistemazione di prova		Fattore di conversione k_b
	DN/WN $\leq$ 1200	DN $>$ 1200	
Circolare	Figura .2a e Figura .2c	Figura .2a e .2c Figura .2b	1,00 0,64
Circolare con base di appoggio	Figura .3a	Figura .3a Figura C3° con elemento di carico sagomato a "V" con angolo di 150° (vedi nota 1)	1,00 Deve essere calcolato dal produttore (vedi nota 2)
Ovoidale	Figura .3b	--	1,00

NOTA 1: È possibile, a discrezione del produttore, sostituire l'elemento di carico sagomato a "V" con angolo di 150° con due supporti la cui distanza sia uguale alla distanza dei punti di contatto dell'elemento sagomato a "V" alla superficie del tubo.

NOTA 2: Il fattore di conversione k_b per i tubi circolari con base di appoggio e caricati con elementi sagomati a "V" (o da due supporti) dipende dalla distanza fra i punti di applicazione del carico e poiché la struttura è tre volte iperstatica, un calcolo statistico deve essere eseguito dal produttore per lo specifico caso in esame.

NOTA 3: Il valore 1,00 per il fattore di conversione è corretto solamente se lo spessore della base è lo stesso per tutta la restante parete del tubo. Nel caso lo spessore della base è più grande dello spessore della parete restante la struttura è tre volte iperstatica ed un calcolo deve essere fatto dal produttore per lo specifico caso in esame.

4.5 Marcatura dei tubi

In seguito alla pubblicazione sulla GCE (Gazzetta Ufficiale della Comunità Europea) delle norme UNI EN 1916 e 1917, dal Novembre 2004 i tubi ed i pozzetti in calcestruzzo rientranti nelle tipologie previste nelle suddette norme, per poter essere commercializzati nei Paesi della comunità Europea, salvo i prodotti già a piazzale a quella data, dovranno riportare la marcatura CE accompagnata da alcune informazioni prestazionali.

Il produttore è responsabile per l'apposizione del marchio CE. Il simbolo del marchio CE dovrà essere come previsto dalla Direttiva 93/68/EEC e sarà posto sui documenti commerciali che accompagnano il prodotto (ad esempio bolla di consegna). Potrà essere impresso su tutti gli elementi o su almeno un elemento di ogni confezione o su ogni confezione. La stampigliatura potrà essere eseguita direttamente sul manufatto o su di un cartellino applicato al manufatto.

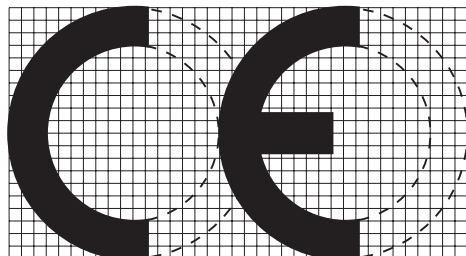
Quando il marchio CE sarà sul cartellino o sulla confezione, dovranno essere presenti la seguenti informazioni:

- A) le ultime due cifre dell'anno della marcatura CE;
- B) numero di questa normativa (EN 1916)
- C) identificazione del Produttore, nome, marchio commerciale o marchio identificativo, luogo di produzione;
- D) identificazione del materiale dell'elemento
- E) identificazione della classe di resistenza
- F) Identificazione di usi speciali, quando necessario;
- G) Identificazione delle diverse condizioni di servizio;

Sui documenti commerciali dovranno essere presenti le seguenti informazioni oltre a quelle sopra dette:

- H) uso previsto;

- I) resistenza a rottura dei tubi ed adattatori (classe di resistenza); per i tubi-spinta, dovrà inoltre essere presente la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo in megapascal e il carico di spinta di progetto in meganewton;
- J) resistenza a momento flettente longitudinale, adeguatezza dimensionale in kilonewton per metro;
- K) impermeabilità dei tubi adattatori e giunti (nessuna perdita d'acqua alla prova con una pressione interna di 50 kPa);
- L) durabilità, condizione di servizio appropriata all'uso previsto, utilizzo in condizioni normali o più severe;
- M) durabilità dei giunti



EN 1916:2002

Tubo di calcestruzzo prefabbricato non armato per il convogliamento delle acque di fognatura, meteoriche e superficiali, in condutture generalmente interrate.

Tenuta all'acqua: Nessuna perdita del giunto o del tubo a 50 kPa (0,5 bar) internamente.

Resistenza allo schiacciamento: Classe di resistenza 90.

Resistenza a flessione longitudinale: Adeguata alle dimensioni.

Durabilità: Adeguata a condizioni di esercizio normali.

Durabilità dei giunti: Dimostrata in conformità al Metodo 1.





Messa in opera ed installazione

5.1 Pianificazione

5.2 Scavo e preparazione della trincea

5.3 Trasporto

5.3.1 Suggerimenti per il carico dei mezzi di trasporto

5.4 Scarico

5.4.1 Tipologie più comuni di movimentazione

5.4.2 Allineamento in opera

5.5 Deposito sul luogo d'opera

5.6 Installazione con rinterro

5.6.1 Installazione in trincea

5.6.2 Installazione in rilevato

5.6.3 Sella d'appoggio

5.6.4 Condizioni d'appoggio

5.6.5 Posizionamento e allineamento

5.6.6 Rinterro

5.7 Giunzioni

5.8 Collaudo e prove sulle condutture

5.8.1 Generalità

5.8.2 Collaudo visivo

5.8.3 Prove di tenuta idraulica

5.1 Pianificazione



Prima della posa della condotta andrà organizzato il lavoro tenendo presente le prescrizioni di capitolato, le specifiche ed i disegni del progetto.

Per il posizionamento delle derivazioni e dei pozzetti di ispezione potrà essere permessa una certa flessibilità per tener conto di particolari circostanze ed imprevisti che si possono verificare durante l'esecuzione dell'opera.

Un riposizionamento, rispetto a quanto previsto dal progettista, concordato con l'ente appaltante e il direttore dei lavori può portare a notevoli risparmi economici e di tempo.

Nella esecuzione di una condotta normalmente si possono prevedere le seguenti principali operazioni:

- Pianificazione del lavoro, compreso posizionamento dei pozzetti
- Scelta dei materiali per soddisfare le specifiche di capitolato
- Scavo e preparazione della trincea
- Ricevimento, movimentazione, controllo e stoccaggio dei materiali
- Preparazione del letto di posa e/o delle selle d'appoggio
- Posizionamento e allineamento degli elementi
- Allestimento delle giunzioni e assemblaggio degli elementi
- Ispezioni visive ed eventuali collaudi richiesti
- Rinterro e costipamento
- Riassetamento della superficie



5.2 Scavo e preparazione della trincea



Le operazioni di scavo devono essere eseguite nel rispetto del DPR 17.1.56 n.164 artt. 12 e 13.

Tutti gli scavi con pareti laterali verticali o subverticali di profondità uguale o superiore a un metro e mezzo devono essere munite di pareti provvisorie di rinfilanco, eseguite secondo le regole dell'arte, opportunamente strutturate o irrigidite, e provviste di puntoni di contrasto colleganti le due pareti opposte, il tutto adatto a contenere la spinta del terreno.

Soltanto nei casi in cui l'inclinazione delle pareti è tale da garantire la stabilità per aderenza del terreno, anche in condizioni meteoriche avverse, si può eseguire lo scavo senza pareti interne di sostegno, il tutto in conformità alle norme di sicurezza vigenti.

Il materiale di sterro deve essere accumulato linearmente lungo un bordo dello scavo in modo che l'inizio del cumulo si trovi, in ogni caso (ma soprattutto nelle trincee senza parete di sostegno) ad una distanza dai bordi della fossa almeno pari alla metà della profondità di scavo.

Nel caso in cui si manifesti l'accumulo di acque (meteoriche o di altra provenienza) sul fondo dello scavo l'installatore deve provvedere alla messa in opera di dispositivi di

drenaggio (es. pompe elettromeccaniche autoadescanti di portata e prevalenza sufficienti ad assicurare il prosciugamento della fossa).

Per la posa in rilevato sono necessari lo scotico, ripulitura e spianatura del terreno naturale con successivo ricoprimento di materiale di riporto. La larghezza della trincea deve permettere le lavorazioni in sicurezza lungo la condotta.



In tutti i casi deve essere previsto adeguato spazio tra tubazione e parete di scavo, in modo che siano assolutamente garantite la penetrazione e la costipazione del materiale di rinterro.

5.3 Trasporto

I tubi sono posizionati sui mezzi in accordo con criteri di sicurezza ed in funzione delle caratteristiche specifiche di ciascun tipo di tubo, per evitare danni nel trasporto.

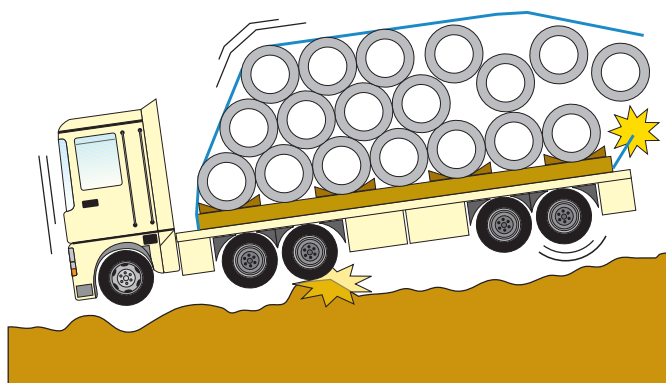
I tubi si collocano nei veicoli in posizione in modo che sia garantita l'immobilità trasversale e longitudinale del carico.

Quando si utilizzano cavi o imbracature di acciaio, i tubi dovranno essere convenientemente protetti per evitare qualunque danno nella posa del tubo, che possa influire negativamente sulla sua durabilità e funzionamento.

La movimentazione dei tubi in stabilimento e durante il trasporto, deve essere effettuata senza che risentano di colpi o attriti, principalmente nelle sezioni di giunzione.

Nel carico dei veicoli, si deve tener presente il numero di file di tubi che possono sovrapporsi, in modo che le tensioni prodotte in queste operazioni non superino valori pregiudizievoli per la resistenza del calcestruzzo al momento del trasporto.

La guida dei veicoli dovrà essere molto attenta, evitando che brusche manovre possano produrre danni ai tubi.



5.3.1 Suggerimenti per il carico dei mezzi di trasporto

Sia nel caso di tubi con incastro a bicchiere che in quello di tubi con incastro a mezzo spessore servono idonei travetti e un numero adeguato di cunei per bloccare il carico, per i tubi dotati di piano di posa queste attrezzature non sono necessarie.

Occorre però sempre impedire qualsiasi possibilità di movimento assicurando i manufatti con funi metalliche o con fasce in poliestere. Secondo le diverse tipologie (tubi di piccolo, medio o grande diametro) si presentano soluzioni diverse di carico delle quali vengono date esemplificazioni schematiche.

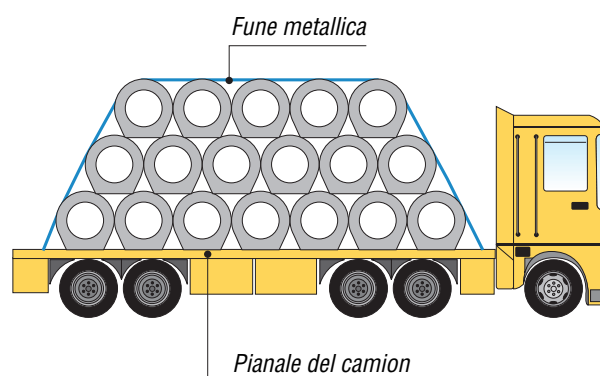
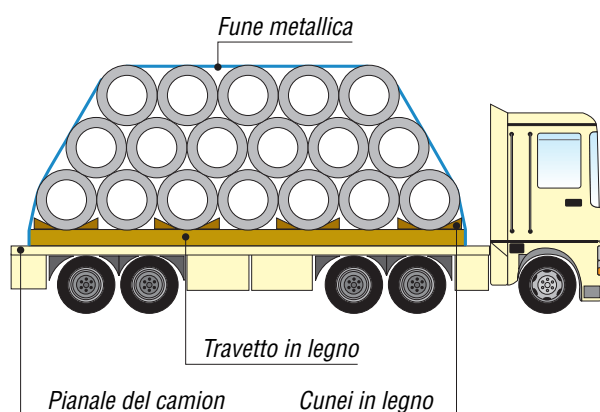
TUBI CON LUNGHEZZA fino a 2500 mm

Tubi di piccolo diametro (sino a 800 mm)

Saranno predisposti dei travetti in senso longitudinale all'automezzo su cui posizionare i tubi in file sovrapposte.

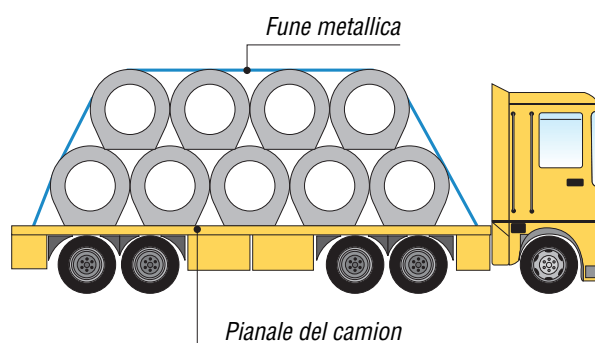
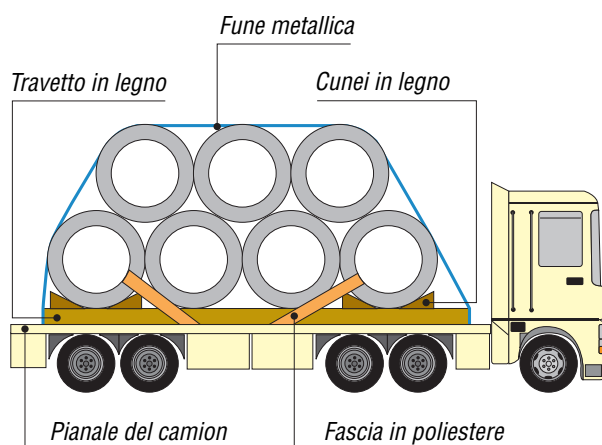
La prima fila inferiore deve essere posizionata con grande cura, perché è quella che garantisce la stabilità al resto del carico. Mentre i tubi di estremità vanno sempre bloccati, quelli intermedi lo possono essere in modo alterno (un tubo sì ed uno no).

Se i travetti di appoggio ed i cunei sono in legno è buona pratica bloccare l'eventuale spostamento dei cunei inchiodandoli ai travetti stessi.



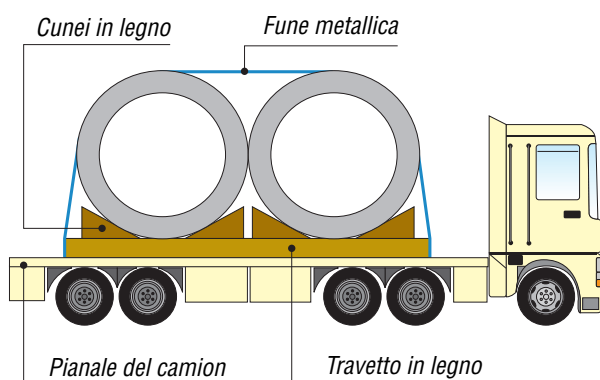
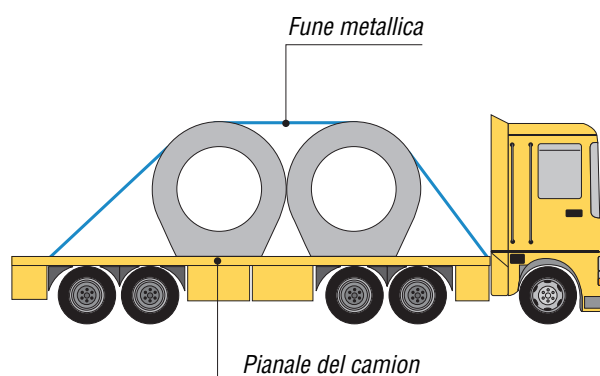
Tubi di medio diametro (da 900 a 1.500 mm)

Il procedimento è analogo a quello per i tubi di piccolo diametro con l'unica differenza che le file sovrapposte sono in numero inferiore, solitamente una sola, ma in ogni caso i tubi della prima fila devono essere bloccati con particolare cura.



Tubi di grande diametro (maggiore di 1500 mm)

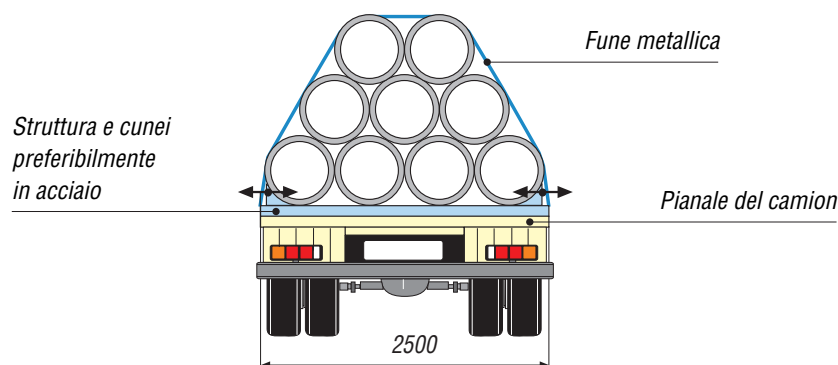
Per il bloccaggio di questi tubi è necessario utilizzare cunei e travetti di dimensioni maggiori ed ogni singolo tubo deve essere fissato. Inoltre occorre sempre bloccare con particolare cura il carico con funi metalliche o con fasce in poliestere.



TUBI CON LUNGHEZZA superiore a 2.500 mm

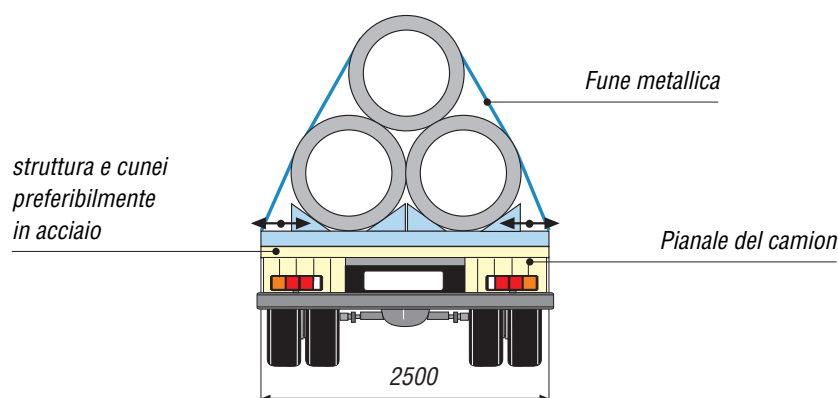
Tubi di piccolo diametro (sino a 800 mm)

Occorre predisporre dei travetti in senso trasversale all'automezzo sui quali verranno posizionati i tubi in file sovrapposte. I cunei laterali devono essere sufficientemente grandi e robusti per supportare tutto il carico ed inoltre, per maggiore sicurezza, devono essere bloccati con dei contrasti che possono essere inchiodati, se in legno. Sarebbe comunque consigliabile l'utilizzo di una attrezzatura metallica con i cunei scorrevoli adattabili ai vari diametri. Le due soluzioni alternative sono schematizzate nel disegno sottostante.



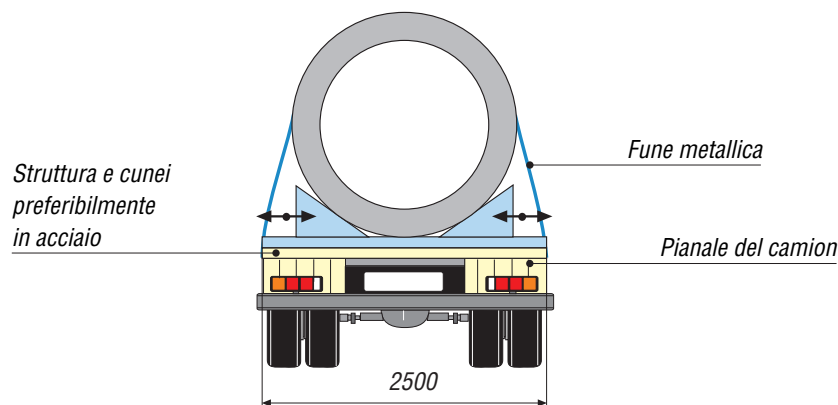
Tubi di medio diametro (da 900 a 1.500 mm)

Le soluzioni sono identiche a quelle dei tubi di piccolo diametro, con opportune modifiche delle dimensioni di travetti e cunei.



Tubi di grande diametro (maggiore di 1500 mm)

Per i tubi a bicchiere risulta più semplice la soluzione con travetti e cunei di legno di proporzioni adeguate, mentre per i tubi con incastro a mezzo spessore è possibile anche la soluzione con struttura metallica.



5.4 Scarico

Le operazioni di scarico e stoccaggio devono essere eseguite nel rispetto del D.L. 12.12.85

Le attrezzature per la movimentazione e lo scarico sono di competenza dell'impresa costruttrice e devono assicurare il rispetto del piano di sicurezza allegato al progetto. Le operazioni di scarico dei tubi da mezzi di trasporto non devono provocare urti al manufatto. In particolare non devono danneggiare le zone di estremità che sono d'importanza fondamentale per la tenuta finale della condotta in opera. I mezzi di sollevamento e movimentazione devono essere verificati dal responsabile di cantiere in funzione del peso dei tubi e dei piani di sicurezza previsti.

E' consigliabile usare pinze o altri mezzi idonei evitando il dispositivo del foro di sollevamento.

Tutti i mezzi di sollevamento devono soddisfare le prescrizioni della normativa ed il loro impiego deve essere conforme ai piani di sicurezza specifici redatti all'uopo.

5.4.1 Tipologie più comuni di movimentazione

Alcune tipologie di movimentazione più comuni:



L'aggancio all'escavatore tramite fasce consente generalmente di operare con elementi di peso notevole.



Il gancio a "C" è particolarmente idoneo per elementi corti anche se di diametro e peso notevoli.



L'aggancio con pinze automatiche consente di sollevare tubi di notevole lunghezza.



Gli ancoraggi inseriti nella parete del tubo consentono punti di attacco fissi, garantendo così la perfetta centralità del carico ed ortogonalità dell'asse.

5.4.2 Allineamento in opera

Il tracciamento topografico dell'opera deve essere eseguito con i mezzi ordinari (picchetti, stadie, aste, livello, tacheometro, laser) e secondo le regole dell'arte, prima e durante i lavori.

Deve essere eseguito, durante queste operazioni, un allineamento preliminare, inserendo e costipando gradualmente del misto granulare, fino a raggiungere il posizionamento corretto definitivo.

La verifica dell'allineamento definitivo può essere condotta per gruppi di tubi, utilizzando sia metodi a traguardo ottico che sistemi a raggio laser che permettono di operare con sicurezza e per distanze rilevanti.

La verifica dell'allineamento e della pendenza deve essere condotta con particolare accuratezza anche nelle prime fasi del rinterro, in cui, per effetto della costipazione meccanica, è possibile che si verifichi qualche spostamento dei tubi dalla loro posizione iniziale.

5.5 Deposito sul luogo d'opera

Il committente dovrà assicurarsi che le misure e le caratteristiche dei tubi e degli altri elementi siano conformi alle specifiche del contratto d'appalto e alle indicazioni del produttore.

I tubi di piccole dimensioni possono essere disposti in cataste analogamente a quanto avviene nello stoccaggio in stabilimento.

Per i tubi di dimensioni medio-grandi è più conveniente la disposizione "elemento per elemento" allineati lungo il bordo libero dello scavo ed in vicinanza della loro posizione definitiva (figg. 60, 61).



Fig. 60

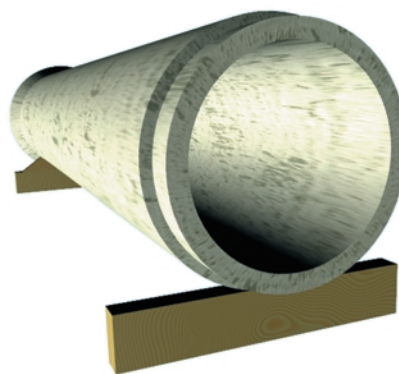


Fig. 61

5.6 Installazione con rinterro

L'installazione con rinterro deve essere eseguita nel rispetto del D.L. 12.12.85 art. 3.6

Premesso che la scelta del tipo di posa, delle modalità e dei materiali di rinterro spetta al progettista della condotta e alla D.L., la qualità dell'installazione, di competenza dell'impresa, è definita dalla modalità di trasmissione del carico tra tubazione e terreno circostante con particolare riguardo alla parte inferiore del tubo. Un appoggio uniforme della tubazione lungo la condotta è essenziale per la buona riuscita e la durabilità dell'opera.



Qualunque sia il tipo di posa dovranno sempre essere previste delle nicchie in corrispondenza dei bicchieri, se presenti.

Zone diversamente rigide lungo il piano di posa possono essere causa di cedimenti differenziati estremamente nocivi per la stabilità del singolo manufatto e della condotta nel suo insieme. Si dovrà aver cura di asportare corpi rocciosi isolati o terreni troppo cedevoli rimpiazzandoli con materiale selezionato e opportunamente compattato. **La capacità portante della condotta è fortemente influenzata dalla preparazione del letto di posa.**

5.6.1 Installazione in trincea

Si definisce “installazione in trincea” la collocazione di una tubazione posata sul fondo di uno scavo (trincea), realizzato nel terreno. Il carico esercitato dal terreno (e da eventuali carichi accidentali) sulla tubazione, è influenzato, oltre che dalla natura del terreno stesso, dalla geometria della sezione dello scavo, dalla preparazione del fondo, dalle modalità del rinfilanco e del rinterro. Se il rinterro è eseguito correttamente, con materiale idoneo e compattato, il valore del carico esercitato dal materiale di riporto sulla tubazione è parzialmente ridotto dalle forze d'attrito laterali esercitate dalle pareti della trincea. Le dimensioni che caratterizzano la trincea sono:

- larghezza (B) è la misura della larghezza dello scavo presa sul piano orizzontale tangente alla generatrice superiore (estradosso) della sommità esterna del tubo.
- l'altezza di rinterro (H) è la misura della distanza verticale tra il piano orizzontale tangente alla generatrice superiore della superficie esterna del tubo e il piano di campagna (fig. 62 - 63).

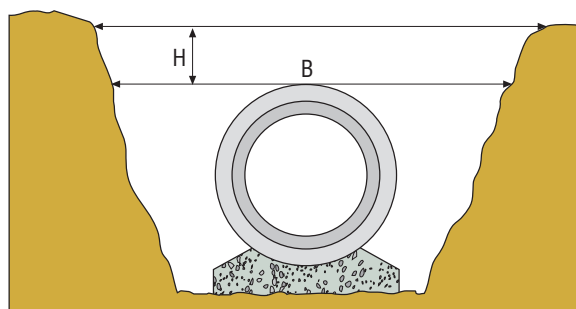


Fig. 62

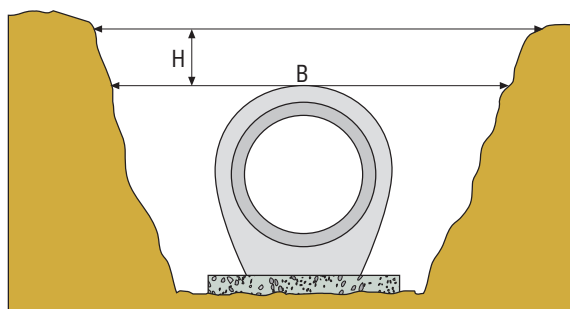


Fig. 63

Ordinariamente la profondità del rinterro minima ammissibile vale :

$$H_{min} = 1.2 \cdot DN \text{ (mm)},$$

che porta più o meno a far coincidere la profondità di rinterro con il diametro esterno del tubo, e che garantisce una accettabile distribuzione di eventuali carichi concentrati (prevedibili o no) al di sopra della condotta in opera. Profondità di rinterro minori richiedono da parte del progettista della condotta la verifica delle condizioni di utilizzo in corso d'opera e finale.

Non sono ammessi in alcun caso rinterri inferiori alla metà del diametro esterno del tubo, con minimo assoluto di 300 mm.

In caso di necessità che giustifichi rinterri minori dovrà essere realizzato un rinfilanco in calcestruzzo e, sopra la superficie esterna del tubo, un getto di cemento armato le cui caratteristiche dovranno essere determinate dal progettista della condotta.

5.6.2 Installazione in rilevato

Si definisce “installazione in rilevato” (o in terrapieno) la collocazione di una tubazione posata su un piano di terreno naturale (dopo scotico, ripulitura e spianatura) e successivamente ricoperta con materiale di riporto. Il carico esercitato dal materiale di riporto non viene ridotto dalle forze d'attrito esercitate dalle pareti della trincea, ma grava integralmente sulla tubazione.

La dimensione geometrica che caratterizza una installazione in rilevato è:

- **ALTEZZA DI RINTERRO (H)** è la misura della distanza verticale tra il piano orizzontale tangente alla generatrice superiore della superficie esterna del tubo (estradosso) e il piano superiore del riporto (fig. 64 - 65).

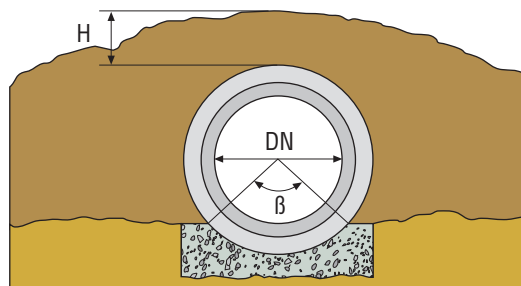


Fig. 64

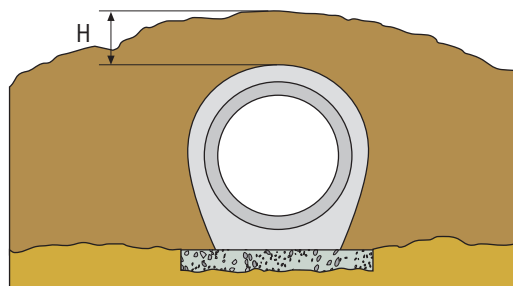


Fig. 65

5.6.3 Sella d'appoggio

TUBI A SEZIONE CIRCOLARE

Per i tubi a sezione esterna circolare si hanno due casi fondamentali:

1° CASO

Si caratterizza per l'appoggio continuo su una sella di calcestruzzo (semplice o armato) che abbraccia la parte inferiore del tubo per un angolo β non inferiore a 90° .

Nel caso di sella preformata (impiegabile per grandi tubi senza bicchiere) bisogna porre attenzione all'accoppiamento delle curvature. L'appoggio si attua con l'interposizione di uno strato sottile di malta cementizia, previo inumidimento della superficie esterna dei tubi.

Per i tubi senza piede di posa l'angolo della sella d'appoggio costituisce un parametro fondamentale che, a parità di tutte le altre condizioni, determina il livello di qualità statica dell'intera condotta. Il valore massimo dei momenti ovalizzanti agenti sulle pareti del tubo, causa delle fessurazioni da carico, aumenta in modo notevole col diminuire dell'angolo β della sella (fig. 66).

- L'angolo effettivo realizzato durante la posa in opera non deve essere mai minore dell'angolo stabilito dal progetto.
- L'angolo β della sella d'appoggio dovrà generalmente essere di 120° e comunque mai minore di 90° .
- La massima tolleranza ammessa è di $\pm 5^\circ$.

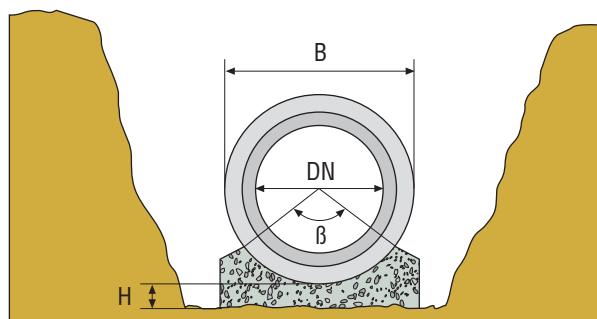


Fig. 66

L'altezza sotto il corpo del tubo deve avere uno spessore non inferiore a 1/4 del diametro, mai inferiore a 100 mm

2° CASO (TRINCEA STRETTA)

Si caratterizza per l'appoggio continuo su di un solco longitudinale sagomato a sella cilindrica di angolo al centro predeterminato non inferiore a 90° praticato nel terreno naturale con interposizione di uno strato di sabbia e ghiaietto costipato (misto granulare) di spessore uniforme non inferiore alla parete del tubo (fig. 67 - 68).

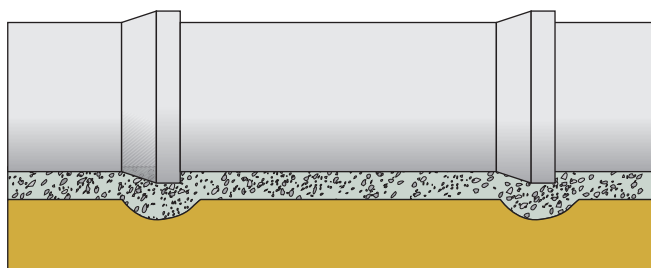


Fig. 67

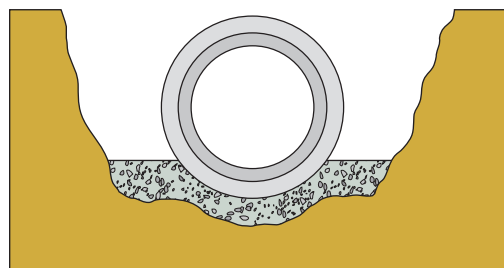


Fig. 68

TUBI CON PIEDE DI POSA

Nel caso di tubi con piede di posa i criteri fondamentali restano quelli sopra illustrati, ma si devono prendere in considerazione le seguenti osservazioni:

- Il 1° caso perde importanza pratica, anche se non possono escludersi casi di applicazioni, da considerare però eccezionali e da verificare caso per caso in sede di progetto;
- Nel 2° caso la posa si riduce alla spianatura della sede di appoggio sul terreno naturale di fondo.

Occorre interporre nel caso di trincea, o alla base del terrapieno nel caso di rilevato, uno strato di misto naturale costipato di spessore uniforme, almeno uguale a quello della parete del tubo, ma comunque in nessun caso minore di 100 mm (fig. 69).

In alternativa può essere previsto un getto di calcestruzzo di adeguato spessore.



Fig. 69

5.6.4 Condizioni d'appoggio

Qualunque sia il tipo di appoggio devono essere rispettate le seguenti condizioni:

- La superficie di appoggio deve essere preparata in modo da adattarsi il più possibile alla superficie esterna del tubo, comprese le sagomature dei bicchieri, su tutta la lunghezza dell'elemento, e per la larghezza definita dall'angolo di sella previsto dal progetto.
- Non sono ammesse pertanto zone vuote, o cavità, o grandi bolle affioranti sulla superficie di contatto. Quando la superficie di appoggio sia di materiale costipato (misto granulare), se ne deve curare particolarmente la buona ed uniforme compattazione.
- Non sono ammessi, sulla superficie di appoggio, elementi lapidei (o di altra natura) di granulometria superiore a quella massima caratteristica del misto granulare.

Quando il riempimento dello strato sottostante sia già giunto ad un punto tale da non far temere spostamenti accidentali dei tubi, potranno essere estratti, dopo l'operazione di allineamento, eventuali zeppe o cunei utilizzati per facilitare il posizionamento degli elementi.

5.6.5 Posizionamento e allineamento

In generale i requisiti necessari al sistema di movimentazione dei tubi nella fase di posizionamento sono :

- Sicurezza per il personale operativo
- Garanzia di non danneggiare il manufatto
- Semplicità d'uso
- Precisione nel mantenimento della posizione del tubo

5.6.6 Rinterro

Per altezze elevate di scavo particolare importanza assumono le operazioni di rinterro. Deve essere conservata l'integrità della tubazione durante le operazioni di ripristino della superficie rotabile o di chiusura della trincea.

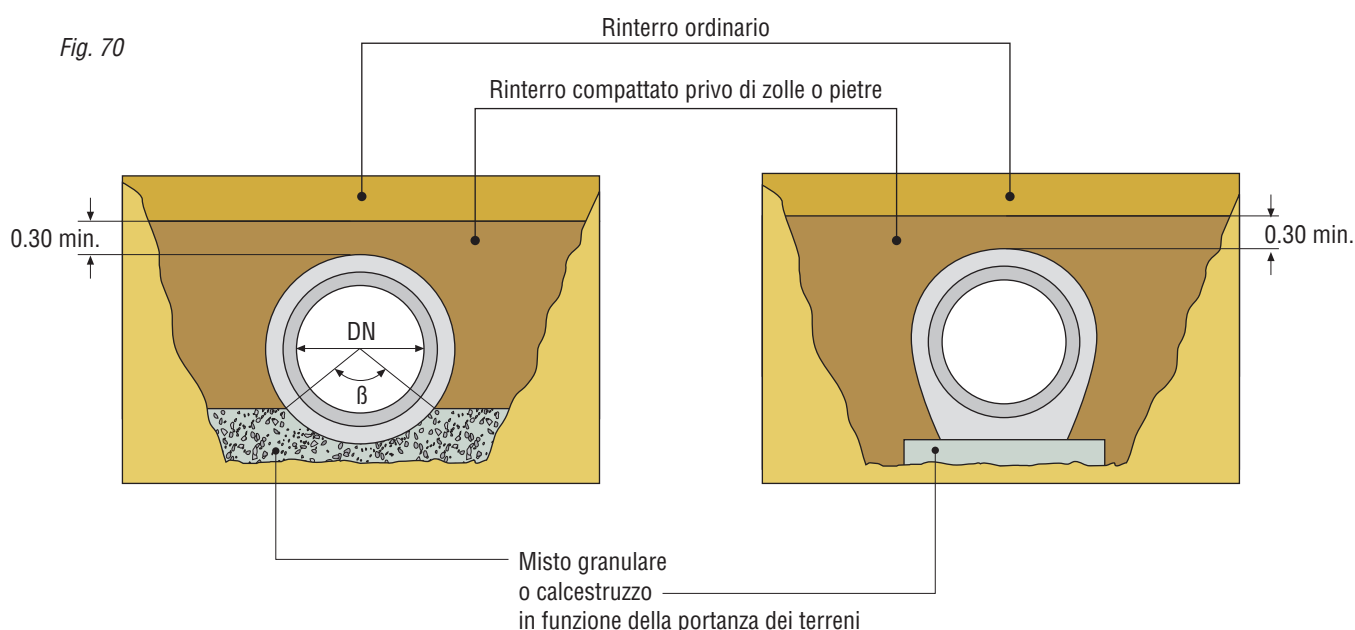


Per tale motivo il rinterro deve essere eseguito con materiale granulare omogeneo, anche proveniente dagli scavi purché liberato dalle pietre di dimensioni superiori alla parete del tubo, dalle zolle, dai materiali organici o da elementi estranei alla natura del terreno.

Il rinterro deve avvenire di norma mediante la compattazione a strati orizzontali del materiale di riempimento di spessore compreso tra 250 e 300 mm.

La compattazione deve essere eseguita mediante vibratori a piastra regolabili di potenza media o con altri mezzi meccanici.

Al fine di assicurare fin dalle fasi iniziali il contributo delle spinte laterali del terreno alla capacità portante del tubo, la compattazione deve oltrepassare l'estradosso superiore del tubo di almeno 300 mm (fig. 70).



Per il rinterro ordinario si deve in ogni caso tener presente quanto segue:

- il rinterro deve presentarsi privo di vuoti macroscopicamente visibili
- lo strato di superficie deve garantire nel tempo una portanza uguale a quella preesistente ai lavori
- resta comunque facoltà della DD.LL., eseguiti gli accertamenti iniziali sul tracciato e prima dell'inizio delle opere, prescrivere, se del caso, il ricorso ad altro materiale di riporto.

Il materiale di rinterro deve appartenere ai gruppi A1 A2 A3 della classificazione CNR UNI 10006.

Le norme ATV 127 ed UNI 7517 forniscono su questo argomento, e quelli del capitolo 5, informazioni e metodologie di calcolo.

5.7 Giunzioni

Le giunzioni devono essere eseguite nel rispetto del D.M. 12.12.85 art. 3.8

L'operazione di giunzione dei tubi consiste nell'accostamento del manufatto alla linea di elementi già posizionati e nell'inserzione dell'incastro "maschio" di uno dei tubi nella "femmina" dell'altro. Per un buon accoppiamento tra maschio e femmina è necessario che siano rispettate le tolleranze in funzione del giunto impiegato e del diametro del tubo.

Il Produttore deve certificare la sicurezza della tenuta del giunto.

Per ottenere il risultato occorre applicare al tubo da connettere una forza di spinta in senso assiale, adatta a vincere l'attrito del tubo sul terreno, e la resistenza allo schiacciamento della guarnizione, che può essere rilevante, nonostante la presenza del lubrificante interposto (fig. 71).

L'applicazione della spinta, che deve approssimarsi il più possibile alla direzione assiale, in modo da non far deviare il tubo rispetto all'asse della condotta, deve essere attuata in modo graduale ed uniforme (cioè in modo che se gli sforzi di spinta sono esercitati al contorno del tubo, essi vengano distribuiti in modo uniforme su più zone, ciascuna delle quali convenientemente ampia).



Fig. 71

Tubi di dimensioni e peso medi richiedono almeno l'impiego di argani meccanici a leva, a movimento alternativo ad azionamento manuale od oleodinamico.

I tubi di grandi dimensioni possono essere connessi "dall'interno" (fig. 72).

Le indicazioni qui fornite non sono esaustive. Il progetto di posa in opera deve in ogni caso indicare la soluzione tecnica da adottare per la giunzione dei tubi.

Per tubazioni in condizioni gravose come condotte in presenza di falda freatica ed altre, si consiglia di utilizzare giunzioni con tolleranza garantita.

Ad esempio tubi con incastro rettificato e calibrato, prodotti comunque con sistemi a perfetta geometria di giunzione.

Non è ammesso per l'operazione di giunzione l'impiego "a spinta" di macchine non espressamente previste per questo scopo (ad esempio escavatori, pale caricatori, dozer ecc.) in ragione dei danni da urto che possono derivarne alla zona di alloggiamento delle guarnizioni e al tubo stesso.

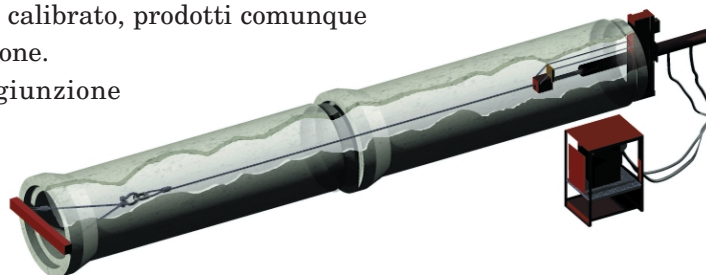


Fig. 72

5.8 Collaudo e prove sulle condutture

5.8.1 Generalità

Durante il collaudo di una fognatura occorre determinare se tutti i componenti, quali i tubi, i raccordi, le guarnizioni dei giunti, come pure l'insieme delle operazioni eseguite in loco, cioè l'appoggio, la giunzione dei tubi e l'esecuzione del riempimento, sono in grado di garantire un insieme di prestazioni adeguate per la stabilità, la sicurezza di esercizio e la durabilità dell'opera.

La "Normativa per le tubazioni" D.M.12-12-1985, la relativa Circolare esplicativa del 20-3-1986 e la UNI EN 1610 "Costruzione e collaudo di connessioni di scarico di collettori di fognatura" sono di riferimento sia per i controlli da eseguire in corso d'opera sia per i collaudi finali sulle condutture installate. Essenzialmente sono riportate precise indicazioni sulle operazioni da eseguire durante tutte le fasi della costruzione di una condotta per fognatura dallo scavo sino alla installazione e successivi riempimenti e ripristini della superficie.

Durante le varie fasi della costruzione possono essere eseguiti controlli e collaudi con particolare riferimento al costipamento del riempimento laterale e del riempimento propriamente detto, mentre, se specificato, le prove iniziali di tenuta idraulica possono essere effettuate a condotta scoperta prima che sia iniziato il riempimento stesso.

Comunque per l'accettazione finale, la tubazione deve essere collaudata dopo il riempimento.

Per verificare che l'opera sia stata eseguita nel rispetto dei dati del progetto si passa ad un esame visivo della condotta e solo successivamente alla prova di tenuta idraulica che può essere ad acqua o ad aria. Se il livello della falda freatica è al di sopra della generatrice superiore della tubazione può essere effettuata una prova d'infiltrazione.

5.8.2 Collaudo visivo

Il collaudo visivo comprende il controllo:

- del tracciato ed altimetria
- delle giunzioni
- dei danni e deformazioni
- dei raccordi
- dei rivestimenti e ricoprimenti

5.8.3 Prove di tenuta idraulica

5.8.3.1. Prova iniziale di tenuta idraulica

Finita la posa della tubatura e dei pozzetti, prima di procedere al rinterro, isolato il ramo della fognatura che si vuol sottoporre a collaudo, si riempie completamente d'acqua i tubi e i pozzetti.

Passati trenta minuti, dopo aver terminato il riempimento, si ispezionano le tubazioni, le giunzioni ed i pozzetti verificando che non vi siano perdite d'acqua.

Nel caso si verificassero si farà una valutazione sull'entità delle stesse per decidere se procedere o far eseguire degli interventi per la loro riduzione. Nel caso sia stato necessario eseguire un intervento, dopo che questo sarà terminato, si procederà ad una nuova verifica.

5.8.3.2. Prova con acqua secondo il metodo "W" della norma UNI EN 1610

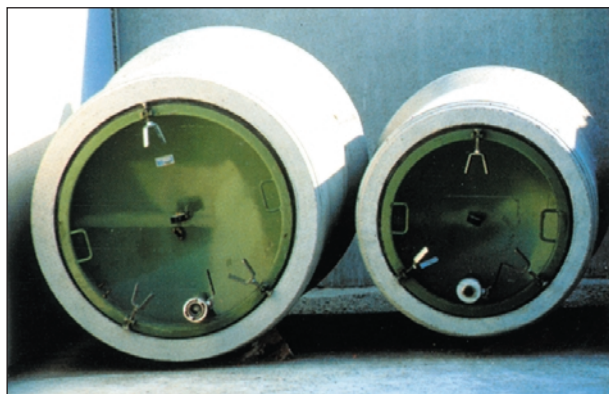
Riempita, come nella prova iniziale di tenuta, con acqua il ramo di fognatura da sottoporre a collaudo si applicherà una pressione di 50 kPa, ad esempio con una colonna d'acqua di 5 metri (pari a 0,5 bar) misurata sulla generatrice superiore del tubo.

Trascorso un certo lasso di tempo , ad esempio un'ora o anche di più in presenza di condizioni climatiche particolarmente secche, necessario per lasciare impregnare il calcestruzzo dei manufatti, si ripristinerà la pressione di prova.

Per 30 minuti si manterrà la pressione computando e registrando quanti litri di acqua è necessario aggiungere per mantenere costante la pressione iniziale.

La prova potrà ritenersi positiva se, considerando i mq di superficie bagnata non si superano nei 30 minuti i seguenti valori:

- 0,15 l/mq se la prova era relativa solamente a tubazioni
- 0,20 l/mq se oltre alle tubazioni erano compresi anche pozzetti
- 0,40 l/mq se erano sottoposti a verifica solamente pozzetti o camere d'ispezione



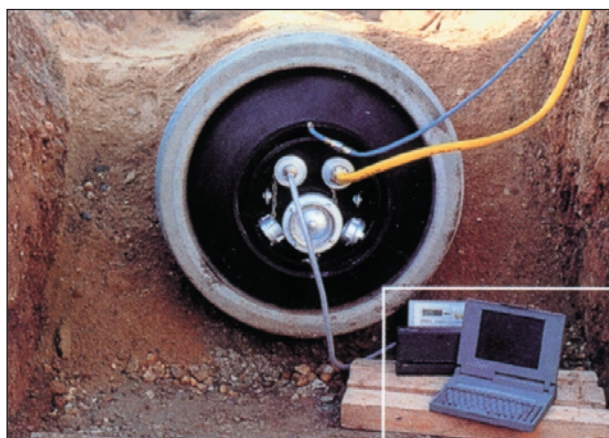
5.8.3.3. Prova con aria secondo il metodo "L" della norma UNI EN 1610

I tempi di prova sono differenziati in funzione della dimensione della tubazione mentre per pozzetti e camere d'ispezione in via approssimativa possono assumersi tempi ridotti alla metà di quelli necessari per tubazioni di diametro equivalente.

Prima di eseguire la prova andrà mantenuta per circa 5 minuti una pressione maggiore del 10% di quella prevista .

Terminato il tempo di prova si registrerà la perdita di pressione riscontrata che se risulterà inferiore ai valori massimi ammessi, sarà dimostrata la conformità del collaudo.

Per maggiori dettagli si rimanda alla normativa citata.

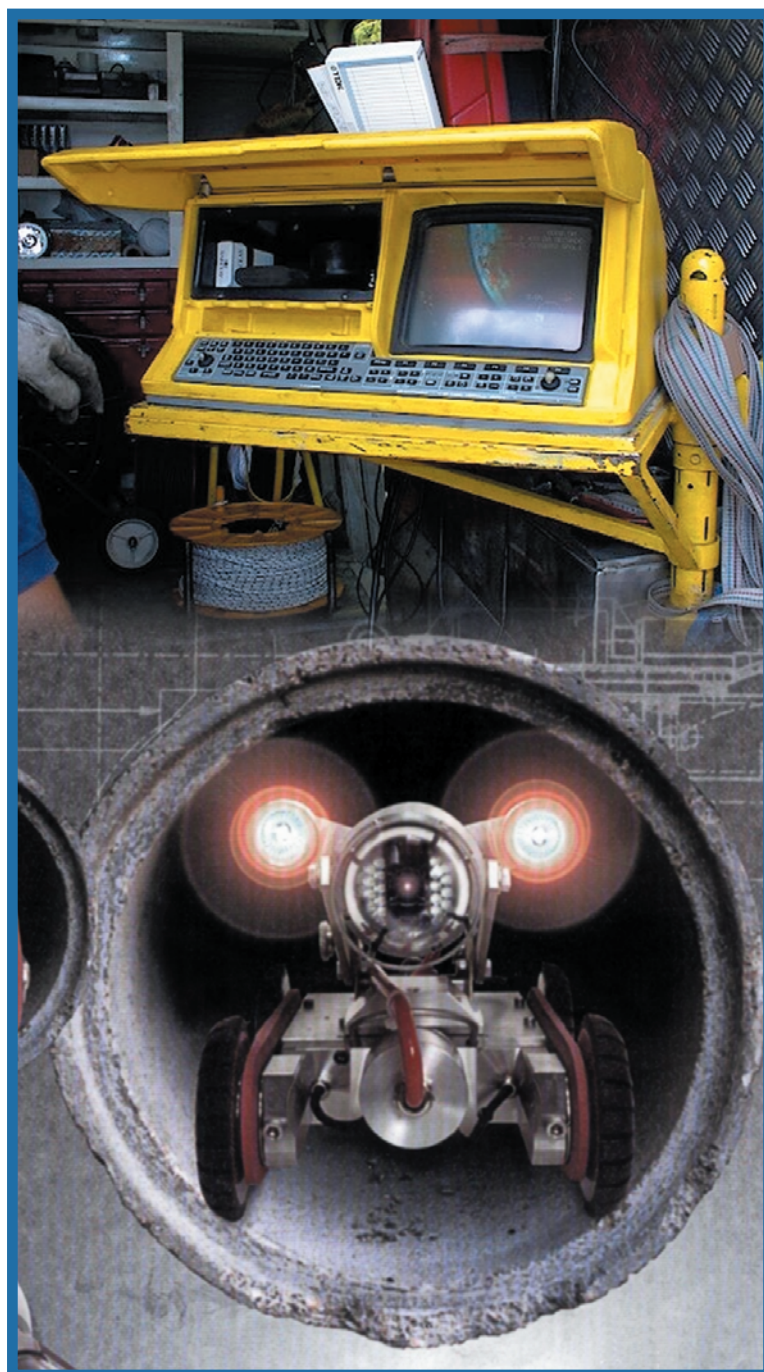




Milano: passante ferroviario - stazione passeggeri di viale Regina Giovanna

Utilizzo dello spingitubo per la realizzazione dell'"Arco Cellulare"





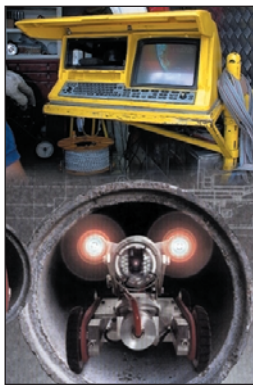


Pulizia, conservazione e risanamento condutture

6.1 Generalità

6.2 Pulizia conservazione e risanamento

6.1 Generalità



Il monitoraggio delle reti di fognatura viene eseguito per verificare, rilevare e documentare, mediante videoregistrazioni e fotografie, il loro stato di conservazione così da poter programmare con precisione gli eventuali interventi di manutenzione.

Se le tubazioni non sono accessibili, le indagini vengono eseguite introducendo nelle condotte delle apposite telecamere per riprese a colori, dotate di illuminazione autonoma e montate su un trattore semovente filoguidato che permettono il loro avanzamento nella tubazione. Generalmente le telecamere sono dotate di testa girevole assialmente per 360° e brandeggiabile per 270°, inoltre la messa a fuoco e le luci sono regolabili così da consentire una perfetta visione dei particolari.

Tutte le operazioni di registrazione ed acquisizione dati sono effettuate a bordo di unità mobile di comando dotata di sistemi computerizzati. Le apparecchiature, che arrivano anche ad una distanza di 300 metri, sono in grado di restituire la mappatura delle condotte interrate, complete dei dati sulla posizione dei nodi di confluenza e sulle quote di scorrimento. Gli elaborati possono essere restituiti e archiviati su supporti magnetici dai quali potranno essere estratti tutti i dati necessari per una corretta gestione della rete.

Al termine dell'indagine televisiva vengono generalmente messi a disposizione:

- il rapporto grafico del tratto ispezionato da pozzetto a pozzetto contenente tutte le informazioni necessarie per la valutazione dello stato della condotta e con evidenziate e mappate le eventuali anomalie
- la relazione tecnica sullo stato della condotta
- la raccolta fotografica
- la videocassetta dell'indagine televisiva





6.2 Pulizia conservazione e risanamento

La pulizia della condotta ha lo scopo di rimuovere tutti i depositi, sedimenti, incrostazioni ed altri materiali sia per finalità manutentiva sia per permettere la successiva ispezione di risanamento.

Le operazioni di pulizia, effettuate indipendentemente dai diametri e dal grado di intasamento, seguono necessariamente il senso di scorrimento dei liquami, partendo dai rami periferici a quelli principali. Per la rimozione dei depositi sabbiosi e melmosi si impiega generalmente una testata ad ogiva ed azionata dalla reazione di getti d'acqua uscenti ad alta pressione dagli eiettori di propulsione.

Per la demolizione di depositi solidificati sulle pareti e sul fondo della tubazione viene utilizzata una testata ad ugelli orientabili.

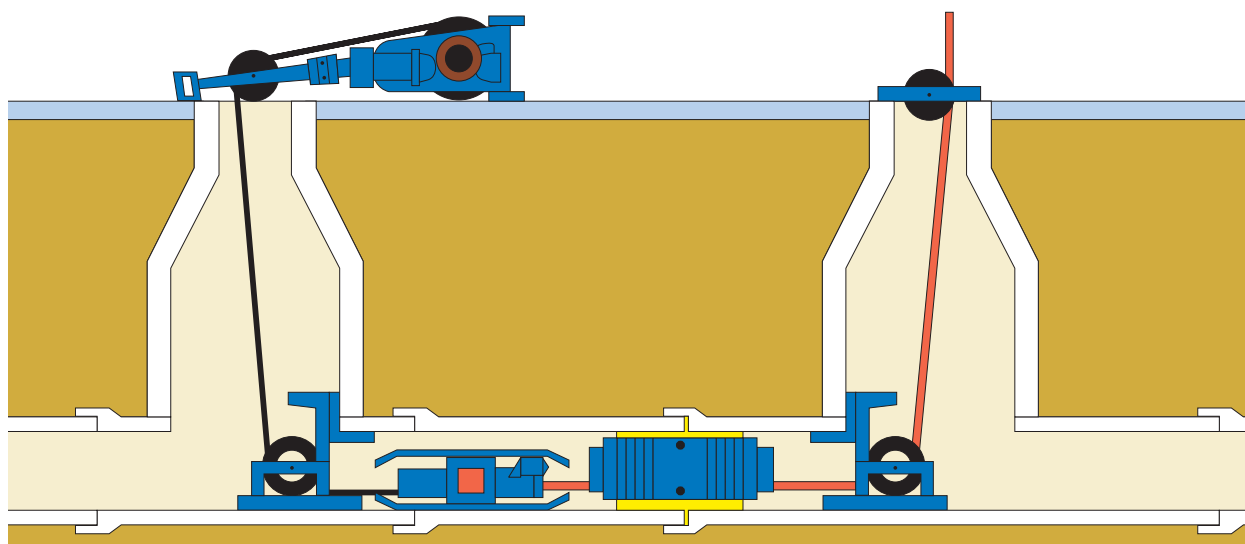
Se fosse necessario tagliare apparati radicali penetrati all'interno delle tubazioni allora viene impiegata una fresa idraulica munita di coltelli fissati ad una testata rotante.

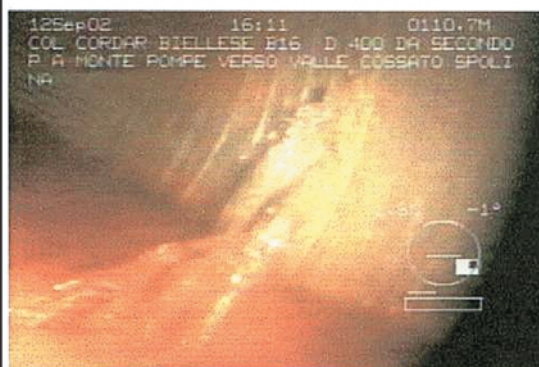
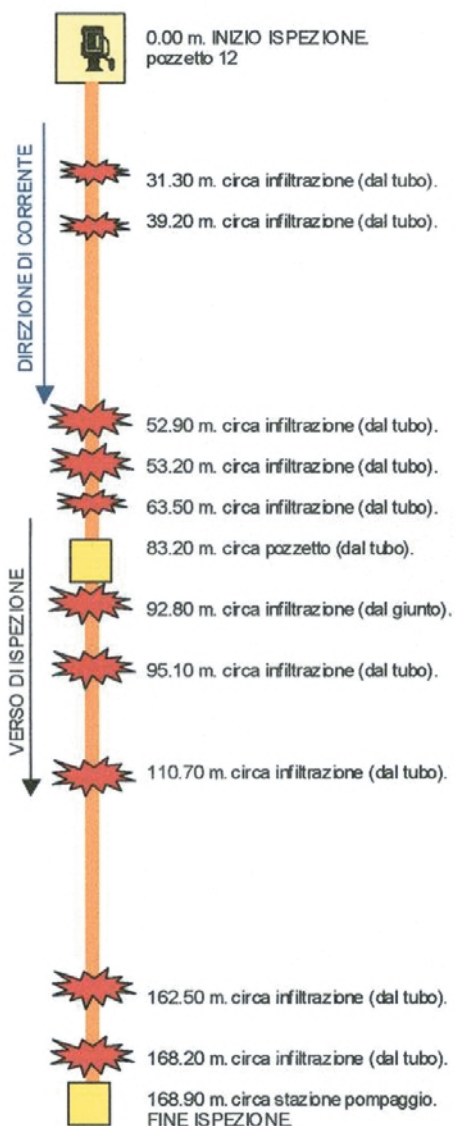
Eseguite le operazioni descritte la condotta risulta pulita, priva di depositi e pronta per l'ispezione televisiva e per gli eventuali interventi di risanamento.

Questi interventi localizzati fino ad ora venivano eseguiti quasi esclusivamente dall'esterno scavando pozzi in corrispondenza delle zone in cui si erano riscontrati gli inconvenienti.

L'evoluzione tecnologica ha permesso in questi ultimi tempi di eseguire operazioni a costi relativamente contenuti.

Così i lavori di risanamento possono variare da semplici ripristini localizzati eseguiti dall'interno, per esempio con l'utilizzo di resine epossidiche o adottando la tecnica del relining, sino all'esecuzione di scavi a pozzo per interventi dall'esterno con la sostituzione delle parti ammalorate.





PROGETTO ULISSE

Nel 2001 AITEC (Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento), ASSOBETON (Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi) ed ATECAP (Associazione Tecnico Economica del Calcestruzzo Preconfezionato) hanno avviato il più importante progetto promozionale interassociativo, senza precedenti in Italia, a sostegno del calcestruzzo armato e precompresso e dei manufatti in cemento. L'iniziativa, denominata "Progetto ULISSE", ha come missione quella di rivitalizzare la cultura del cemento, promuovendolo come materiale di valore e qualità per le costruzioni del futuro.

Da un punto di vista strategico, gli obiettivi che il Progetto ULISSE intende perseguire possono essere sintetizzati nella valorizzazione delle costruzioni in cemento armato, nella promozione del calcestruzzo di qualità (prestazioni, durabilità, ecc.) e nella diffusione dei principi per una corretta progettazione, prescrizione e messa in opera del calcestruzzo armato e precompresso.

Le risultanze del Progetto sono state veicolate attraverso un'importante attività di divulgazione e formazione, con l'organizzazione di seminari, conferenze, corsi universitari e di aggiornamento professionale, nonché con la diffusione di articoli e pubblicazioni.



PROMOSSO DA



ASSOBETON

ATECAP

SEZIONE PRODUTTORI TUBI DI ASSOBETON

Via Zanella, 36 - 20133 Milano
Tel. 02 70100168 - Fax 02 7490140
www.assobeton.it - info@assobeton.it