POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Verifica di dati di campo e analisi numeriche per trincee di sotto-servizi urbani per la distribuzione del gas

Relatori:

Prof.ssa Ing. M. Cardu

Ing. G. Iabichino

Candidato:

Alberto Massa

INDICE

INDICE	I
Elenco delle Figure	III
Elenco delle Tabelle	VI
Introduzione	1
1. I SOTTOSERVIZI URBANI E LA RETE DI DISTRIBUZIONE DEL GAS	2
1.1 I SOTTOSERVIZI URBANI	2
1.1.1 La posa di un sottoservizio	4
1.1.2 Informazioni da acquisire per l'avvio di scavi in area urbana	8
1.2 LA RETE DI DISTRIBUZIONE DEL GAS	9
1.2.1 Il trasporto del gas	9
1.2.2 La Distribuzione	9
1.2.3 Gli Impatti Ambientali	10
1.3 LA NORMATIVA	11
1.3.1 Decreto Ministeriale 24/11/1984	11
1.3.2 Decreti Ministeriali 16/04/2008 e 17/08/2008	12
1.3.3 Il Capitolato Speciale d'Appalto ENI-Italgas del 2010	14
2. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	19
2.1 PROVA EDOMETRICA	19
2.1.1 Normativa di riferimento	19
2.1.2 Modalità di esecuzione	20
2.2 LIMITI DI ATTERBERG	21
2.3 COLLAUDO DELLA CONDOTTA	23
2.4 ANALISI GRANULOMETRICA	23
2.4.1 Normativa di riferimento	24
2.4.2 Modalità di procedimento	25
2.5 PROVA DI CARICO SU PIASTRA	
2.4.1 Normativa di riferimento	29
2.4.2 Esecuzione della Prova	
3. ANALISI DEI RISULTATI DELLE PROVE	34
3.1 Granulometrie dei riempimenti	35
3.1.1 Granulometria Sezione 2.1	
3.2 Analisi dei cedimenti dei rinterri	40

4.	VERIFICA DEI RISULTATI TRAMITE ANALISI NUMERICA	.51
	4.1 Dalla realtà al modello geo-meccanico	.51
	4.2 Dal modello geo-meccanico al modello numerico	. 52
	4.3 Dal modello numerico ai risultati	.53
	4.4 Caratteristiche di Phase2	.53
	4.5 Proprietà dei materiali di rinterro	.60
	4.6 Proprietà della tubazione (lining)	.63
	4.7 Risultati	.64
5. 	VERIFICA DEI RISULTATI TRAMITE ANALISI NUMERICA AGLI ELEMENTI DISTIN	√TI .70
	5.1 Nozioni di base	.70
	5.1.1 Vantaggi del DEM	.71
	5.2 Ciclo di calcolo	.71
	5.2.1 Legge Forza - Spostamento e Legge del moto	.71
	5.3 Passo di calcolo temporale	.74
	5.4 Modello di contatto (lineare)	.75
	5.5 Unità di misura	.76
	5.6 Costruzione del dominio di calcolo	.76
	5.5.1 Proprietà dei materiali	.78
	5.5.2 Generazione del campione	.81
	5.5.3 Applicazione del carico	.82
6.	ANALISI STATICA DELLE DEDORMAZIONI DELLA TUBAZIONE	.88
C	onclusioni	.96
R	INGRAZIAMENTI	.98
B	IBLIOGRAFIA	.99
A	LLEGATO 1	101
A	LLEGATO 2 1	108
A	LLEGATO 3	113
A	LLEGATO 41	125

Elenco delle Figure

Figura 1.1: "Esempio schematico di posizionamento, profondità e costi di sottoservizi nel
sottosuolo comunale, in questo caso del comune di Milano" (C. Bottigelli, Hoepli, 2011)3
Figura 1.2: "Diagramma di flusso esemplificativo dei vari livelli di progettazione di un
sottoservizio" (Rosti 2010)4
Figura 1.3: "Esempio di Wheel trencher" (Wolfe Equipment)"
Figura 1.4: "Esempio di Chain trencher" (Vermeer Italia)
Figura 1.5: "Esempio di trencher portatile" (Vermeer Italia)7
Figura 2.1: "Requisiti dimensionali dei provini per prove udometriche (Ing. G. Tropeano, 2014)".20
Figura 2.2: "Sequenze dei carichi e temporali per la costruzione della curva di consolidazione
sperimentale (Ing. G. Tropeano, 2014)"
Figura 2.3: "Cambiamento di stato in funzione del contenuto d'acqua (S. Cianci, F. Garbin, M.
Scarapazzi, Professione Geologo)"
Figura 2.4: "Cucchiaio di Casagrande"
Figura 2.5: "Diametri delle particelle classificati in base alla normativa di riferimento (S. Cianci, F.
Garbin, M. Scarapazzi, Professione Geologo)"
Figura 2.6: "Dimensione aggregati (UNI EN 12620)"
Figura 2.7: "Dimensione di base dei vari stacci (UNI EN 12620)"25
Figura 2.8: "Massa della porzione di prova per aggregati di massa volumica normale (UNI EN 933-
1)"
Figura 2.9: "Separatore meccanico e pila di setacci per la vagliatura degli aggregati"27
Figura 2.10: "Esempio di una curva granulometrica"
Figura 2.11: "Due modi differenti di centramento del carico al di sopra della piastra" (Fonte C.N.R.
B.U. 146/92)
Figura 2.12: "Scatola cilindrica - 1) sezione A-A dettaglio dispositivo estraibile di bloccaggio
cerniera sferica"(Fonte C.N.R. B.U. 146/92)
Figura 2.13: "Curve pressioni-cedimenti di terreni di sottofondo, di strati di fondazione e di strati di
base". (C.N.R. B.U. 146/92)
Figura 2.14: "Esempio di distribuzione delle pressioni nel sottosuolo con le isobare" (U. Alasia-M.
Pugno,SEI, 2011)
Figura 3.1: "Schema delle sezioni sottoposte all'analisi"
Figura 3.2: "Granulometria della Sezione 2.1 Rinterro A"
Figura 3.3: "Composizione del Materiale di Rinterro 2.1 A"
Figura 3.4: "Composizione del Materiale di Rinterro A"
Figura 3.5: "Granulometria della Sezione 2.1 Rinterro B"
Figura 3.6: "Composizione del Materiale di Rinterro 2.1 B"
Figura 3.7: "Composizione del Materiale di Rinterro B"
Figura 3.8: "Sezione di prova tipo al variare di h1 e h2" (Ing. Stefano Mauro, Politecnico di Torino,
2016)

Figura 3.9: "Preparazione del letto di posa e del rinterro"	40
Figura 3.10: "Sistema di contrasto e piastra della macchina di carico"	41
Figura 3.11: "Dettaglio della macchina di carico"	42
Figura 3.12: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.1"	43
Figura 3.13: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.2"	43
Figura 3.14: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.3"	44
Figura 3.15: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.4"	44
Figura 3.16: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.5"	45
Figura 3.17: "Cedimento strutturale – sezione 2.3 - causato dal basso grado di costipamento dov	vuto
ad una errata operazione di riassetto"	46
Figura 3.18: "Indice CBR che indica la qualità del sottofondo (Portanza dei sottofondi C.N	√.R,
Napoli, 1989)"	48
Figura 3.19: "Indice K in base al tipo di terreno (Portanza dei sottofondi, C.N.R, Napoli, 1989)".	48
Figura 3.20: "Indice K per le diverse tipologie di terreno (Portanza dei sottofondi, C.N.R, Nap 1989)"	ooli, 48
Figura 3.21: "Cedimenti massimi ottenuti durante la prova nelle cinque sezioni analizzate"	49
Figura 4.1: "Schema del processo di analisi numerica (Imiriland Project, 2004)"	50
Figura 4.2: "Esemplificazione di un modello nel metodo ad elementi finiti (Fonte Gambassi 200)7)" 53
Figura 4.3: "Possibili smottamenti nello scavo di trincee (L. Da Deppo-C. Datei, 2009"	54
Figura 4.4: "Stratigrafia risultante da prove SPT(Regione Piemonte 2008)"	55
Figura 4.5: "Geometria della trincea tramite software Slide 5.1"	55
Figura 4.6: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite Slide 5.1"	57
Figura 4.7: "Definizione dei parametri di analisi e del materiale in Slide 5.1"	57
Figura 4.8: "Tempi necessari alla costruzione in alcuni casi tipici (Ing. A. Nocilla, 2013)"	58
Figura 4.9: "Risultati di SRF ottenuti tramite Slide 5.1"	58
Figura 4.10: "Andamento del SRF lungo la superficie a sinistra della trincea"	59
Figura 4.11: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData del Paleosu	Jolo
rosso-bruno"	61
Figura 4.12: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione B"	2.1 61
Figura 4.13: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione B"	2.1
Figura 4.14: "Tipologia di tubazione utilizzata nell'analisi di campo con caratteristiche in tab soprastante".	ella 63
Figura 4.15: "Geometria di base della trincea e della tubazione"	64
Figura 4.16: "Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 1 MPa'	" 65
Figura 4.17: "Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 10 M	íPa"
	65
Figura 4.18: "Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 20 M	[Pa" 65
Figura 4.19: "Grafico dell'andamento dei cedimenti risultanti dal software Phase2 per la sezi 2.4"	ione 66

Figura 4.20: "Andamento dei dello stato tensionale σ_1 lungo il perimetro della tubazione con una
pressione applicata in superficie a 20 MPa"67
Figura 4.21: "Andamento dei dello stato tensionale σ_3 lungo il perimetro della tubazione con una
pressione applicata in superficie a 20 MPa"67
Figura 5.1: "Ciclo di calcolo dell'analisi DEM (Itasca, 2002)
Figura 5.2: "Contato sfera-sfera" (Itasca, 2002)
Figura 5.3: "Contato sfera-muro" (Itasca, 2002)
Figura 5.4: "Sistema massa-molla"
Figura 5.5: "Relazione forza/spostamento con coesione per rigidezza normale e tangenziale (Itasca
2002)"
Figura 5.6: "Dominio costruito in AutoCAD ed esportazione delle coordinate della tubazione in
PFC2D"
Figura 5.7: "Dominio riempito con le particelle"
Figura 5.8: "Linearizzazione semplificata della curva granulometrica del materiale A della sezione
2.4 per la modellazione PFC"78
Figura 5.9: "Linearizzazione semplificata della curva granulometrica del materiale B della sezione
2.4 per la modellazione PFC"78
Figura 5.10: "Legame fra l'angolo d'attrito della singola particella e quello globale nei due casi di
rotazione consentita e impedita (Itasca, 2004)"
Figura 5.11: "Assestamento del terreno dopo aver applicato 800 cicli, osservando le mean
unbalance force"
Figura 5.12: "Mean contact force"
Figura 5.13: "Diffusione del carico nel sottosuolo ad una pressione tra 10-20 MPa"
Figura 5.14: "Figura 5.14: "Andamento delle particelle all'applicazione di un carico particellare
corrispondente a 1 MPa per la sezione 2.4"
Figura 5.15: "Andamento delle particelle all'applicazione di un carico particellare corrispondente a
5 MPa per la sezione 2.4"
Figura 5.15: "Andamento delle particelle all'applicazione di un carico particellare corrispondente a
5 MPa per la sezione 2.4"
Figura 5.17: "Andamento delle velocità per due particelle posizionate a profondità differenti"86
Figura 6.1: "Assestamento del rinterro in presenza di una tubazione flessibile (L. Da Deppo, C.
Datei, 2009)"
Figura 6.2: Carichi agenti su una tubazione in una trincea e sotto l'azione di carichi esterni (L. Da
Deppo, C. Datei, 2009)"
Figura 6.3: "Azione del carico distribuito al di sopra della tubazione (L. Da Deppo, C. Datei, 2009)"
Figura 6.4: "Valori del coefficiente Cd per carichi distribuiti centranti sulla condotta verticalmente
(L. Da Deppo C. Datei, 2009)"
Figura 6.5: "Andamento delle reazioni distribuite sulla tubazione (L. Da Deppo, C. Datei, 2009)" 89

Elenco delle Tabelle

Tabella 1.1: "Tipologia di materiali per le condotte del gas e rispettiva profondità di interramento"
Tabella 1.2: "Profondità d'interramento minime ammesse in funzione della sede di posa, della
specie della condotta e del tipo di materiale (UNI 9165)"13
Tabella 1.3: "Dimensioni degli scavi per tipologia tubazioni (nelle sezioni obbligate)"
Tabella 3.1: "Schema di ciclicità dei carichi applicati"
Tabella 3.3: "Moduli di deformabilità dei rinterri e loro grado di costipamento"
Tabella 3.3: "Valori del coefficiente di reazione del terreno alla Winkler"47
Tabella 3.4: "Parametri empirici di portanza del sottofondo"
Tabella 4.1: "Risultati ottenuti dalla formula di media ponderata per le varie percentuali ottenute
dall'analisi granulometrica delle varie sezioni analizzate"60
Tabella 4.2: "Proprietà meccaniche, termiche e fisiche di un Polietilene HDPE"60
Tabella 4.3: "Proprietà meccaniche, termiche e fisiche di un Polietilene HDPE"
Tabella 5.1: "Unità di sistema per i parametri meccanici (Itasca 2008)"
Tabella 5.2: "Carichi applicati dalle single particelle in base alla pressione di riferimento"
Tabella 5.3: "Valori delle tensioni verticali agenti sulle particelle nell'intorno della generatrice
superiore e laterale"
Tabella 6.1: "Parametri e risultati ottenuti dalle formule precedenti per trincea e la tubazione" 87
Tabella 6.2: "Valore dei sovraccarichi distribuiti per la rispettiva pressione applicata in superficie a
simulazione del carico veicolare da 1 MPa e 20 MPa"
Tabella 6.3: "Valori di deformazione ottenuti in metri e in percentuale rispetto al diametro
orizzontale della tubazione"90

Introduzione

Nel presente elaborato vengono presentati i primi risultati relativi a determinazioni sperimentali condotte in anni passati, in scala reale, su differenti tipologie di rinterri utilizzati per ritombare condotte per il trasporto del gas, nonché l'interpretazione degli stessi.

Dopo una breve introduzione in cui vengono descritti i sottoservizi urbani, in particolare la rete di distribuzione del gas, e quale tipo di tubazione venga principalmente utilizzata, si prosegue ad illustrare quali siano le normative vigenti per una buona esecuzione dei lavori nel rispetto delle leggi. Sono inoltre illustrate le determinazioni sperimentali effettuate su differenti tipologie di terreno di rinterro, focalizzando l'attenzione essenzialmente sulle quantità dei componenti litoidi il rinterro stesso (analisi granulometriche) nonché sulle prove di carico su piastra contestualmente condotte al fine di simulare l'effetto, sulla tubazione interrata, del passaggio di veicoli.

Sulla base dei riscontri ottenuti è stata messa a punto ed eseguita la verifica delle prove di laboratorio e di sito condotte, cercando di costruire due differenti modelli numerici, con l'obiettivo di simulare sia il meccanismo che produce i cedimenti superficiali, dovuti ai carichi statici e dinamici (ad esempio i veicoli in transito), sia le conseguenti deformazioni della tubazione, osservate nel campo-prova. Queste operazioni sono state eseguite tramite i software di calcolo Phase2 (ad elementi finiti) e PFC 2D (ad elementi distinti), utilizzando le differenti distribuzioni granulometriche dei rinterri predisposte nelle determinazioni sperimentali condotte in sito.

Infine è stata svolta l'analisi statica delle deformazioni indotte sulle tubazioni utilizzando metodi di calcolo empirici, messi a punto per linee interrate d'adduzione e prelievo di acqua, in assenza di pressione all'interno delle tubazioni stesse. Tale indagine gode ancora di largo credito, specialmente se applicata per il calcolo della deformabilità delle condotte flessibili.

1. I SOTTOSERVIZI URBANI E LA RETE DI DISTRIBUZIONE DEL GAS

1.1 I SOTTOSERVIZI URBANI

Il continuo incremento della popolazione urbana ha, come prima conseguenza, il crescente, più o meno caotico sviluppo, della rete dei sottoservizi interrati di cui le città sono dotate. Detto incremento ha provocato negli anni, nel sottosuolo delle città, la costante riduzione degli spazi disponibili per nuove installazioni. L'ingombro è dovuto principalmente alla presenza di reti di distribuzione d'acqua, gas ed elettricità e di fognature bianche e nere. Generalmente i sottoservizi comprendono tubature, cavidotti, cunicoli e percorsi riservati o protetti per distribuire i servizi urbani a rete. Come viene descritto più precisamente nel manuale Hoepli "*Progettare la citta*", si annoverano reti per:

- a) l'adduzione dell'acqua potabile, industriale, salmastra;
- b) la fognatura delle acque reflue (liquami);
- c) il drenaggio delle acque meteoriche e bianche (tombinatura);
- d) la distribuzione dell'energia elettrica in bassa e media tensione (15–20 kV);
- e) l'illuminazione stradale e degli spazi pubblici;
- f) la distribuzione del gas (metano) in bassa e media pressione (5 bar);
- g) le telecomunicazioni (telefono/fax, trasmissione dati, altri servizi);
- h) il teleriscaldamento / distribuzione acqua/liquidi refrigerati;
- i) e la sub-irrigazione degli spazi a verde pubblico.

Ogni rete ha le proprie esigenze di profondità, pendenza, ingombro, ispezione e manutenzione ottimali. Per cui la posizione planimetrica di una rete nella sede stradale dipende dalle esigenze specifiche della rete stessa, dagli ostacoli sotterranei (ad esempio fondazioni, radici d'alberi ecc...) e dalla frequenza di manutenzione. Inoltre la distanza minima di reti adiacenti è influenzata principalmente dall'ingombro dei pozzetti di ispezioni delle linee. La profondità rispetto la superficie del marciapiede o dall'asse della strada è costante, e l'andamento delle reti è principalmente rettilineo e parallelo all'asse stradale.

Solitamente, verso centro strada sono ubicate le linee principali di gerarchia superiore (cavi di alta tensione, fognature in pressione, condotte primarie dell'acquedotto o del gas a media pressione) dalle quali non dipartono connessioni alle utenze.



Figura 1.1: "Esempio schematico di posizionamento, profondità e costi di sottoservizi nel sottosuolo comunale, in questo caso del comune di Milano" (C. Bottigelli, Hoepli, 2011).

1.1.1 La posa di un sottoservizio

La normativa DPR 554/99, agli articoli 18 e 45 descrive, in maniera generale, la progettazione e la realizzazione di un sottoservizio; per comprendere al meglio ciò che è descritto nella normativa si è utilizzato un diagramma di flusso (Figura 1.2 Rosti, 2010), nel quale si osservano le diverse fasi in cui si articola la progettazione di un sottoservizio in area urbana. Gli articoli 18 e 45 citati definiscono inoltre sia "i successivi livelli di progettazione: preliminare, definitivo ed esecutivo", sia la suddivisione del procedimento di scavo e posa di un sottoservizio in tre fasi principali: rilievo; progettazione della posa; esecuzione dello scavo e della posa.



Figura 1.2: "Diagramma di flusso esemplificativo dei vari livelli di progettazione di un sottoservizio" (Rosti 2010).

Per l'esecuzione dello scavo e della posa di un sottoservizio urbano si sfruttano dei macchinari più o meno innovativi, la cui scelta è basata sulla tipologia di terreno e di opera. Le macchine oramai più utilizzate nel mondo sono i *trencher*, anche se tutt'oggi, a fronte dei costi ingenti, si predilige l'utilizzo di macchine classiche come escavatori a benna diritta o rovescia.

Per definizione, i *trencher* sono delle macchine movimento-terra, costituite da un corpo semovente, su cingoli o ruote, in grado di effettuare lo scavo, mettere in opera i tubi e riempire la trincea in un'unica operazione e in modo automatico. L'esecuzione avviene tramite l'infissione nel terreno di un braccio di scavo (a catena o a denti) che varia per forma e dimensione secondo la necessità e la tipologia di scavo. Le tipologie di *trencher* maggiormente utilizzati in queste tipologie di opera sono:

- Wheel Trencher (con ruota): sono i trencher di dimensione e potenza maggiore, dotati di una grande ruota dentata ideata e usata per scavare terreni e rocce duri, generalmente si muovono su cingoli (Figura 1.3).
- Chain Trencher (con catena): questo tipo di macchina è composto da un braccio arrotondato sul quale scorre la lama dentata usata per scavare il terreno. Se il terreno è di difficile operabilità, le Chain Trencher possono essere utilizzate in sostituzione di escavatori a benna. La movimentazione può avvenire su cingoli o gomme (Figura 1.4).
- Portable Trencher (portatili): sono macchine più piccole rispetto alle precedenti, possono essere agilmente manovrate da un operatore umano e sono molto più leggere (Figura 1.5).



Figura 1.3: "Esempio di Wheel trencher" (Wolfe Equipment)"



Figura 1.4: "Esempio di Chain trencher" (Vermeer Italia)



Figura 1.5: "Esempio di trencher portatile" (Vermeer Italia)

Infine appare opportuno evidenziare che le prime due macchine possono richiedere molto spazio per il loro impiego, condizione che, nell'ambiente urbano, a volte non è sempre soddisfabile e, inoltre possono essere considerate svantaggiose per i considerevoli prezzi d'acquisto e d'esercizio. Così per lo scavo di trincee a sezione rettangolare, come detto in precedenza, gli escavatori a cucchiaio rovescio o a benna mordente sono più indicati A tal proposito appare opportuno evidenziare che la capacità nominale del cucchiaio è variabile da circa 0.5 m^3 fino ad anche 2.5 m^3 , con larghezza di scavo fino a 1.5 m. Questa occorrenza, unita alla considerazione che il tempo necessario per eseguire una "bennata" – operazione completa di scavo, senza spostamento – è dell'ordine di 20 s - 30 s, porta a ritenere che la produzione oraria reale, pur inferiore a quella teorica del mezzo, sia comunque vantaggiosa in quanto dell'ordine delle decine di m^3/ora .

Per lo scavo di trincee a cielo aperto che potrebbero creare in qualche tratto condizioni sfavorevoli per la viabilità, una ulteriore soluzione presentata nel libro "*Fognature*" di L. Da Deppo è quella del *microtunnelling*. Con questa tecnica è possibile far avanzare a spinta la tubazione, all'interno di una micro galleria scavata con una particolare testa fresante, che è teleguidata. Le attrezzature per il microtunneling sono essenzialmente di 2 tipi: il primo è il sistema di smarino a coclea, il secondo è il sistema idraulico. Il metodo è particolarmente indicato per terreni argillosi o sabbiosi. I diametri nominali delle tubazioni per l'utilizzo di questa tecnica si aggirano tra 350 mm fino a 3000 mm".

1.1.2 Informazioni da acquisire per l'avvio di scavi in area urbana

Prima di avviare l'esecuzione di uno scavo è importante conoscere ciò che è presente nel sottosuolo interessato, nelle vicinanze dell'opera e la sua disposizione per evitare al fine di evitare possibili, dannose, interferenze. Tali informazioni possono essere reperite sia in formato digitale sia in formato cartaceo così da poter eseguire una mappatura completa di ciò che è presente nel sottosuolo.

Per una tubazione interrata è possibile ottenere delle informazioni quali la sezione, il diametro, la tipologia, il materiale di composizione, il tipo di rete, il tipo di utenza o anche attributi sul suolo nel quale l'oggetto è interrato, come la tipologia di suolo (ghiaia, sabbia, limo, argilla) o il suo grado di saturazione. Tutte queste informazioni sono utili per comprendere il grado di pericolosità di uno scavo e sono necessarie per la progettazione della posa.

Il progetto di posa contiene tutte le indicazioni riguardanti eventuali interventi strutturali o impiantistici; si indicherà inoltre la tipologia di sottoservizio da installare tenendo presente tutte le specifiche del committente e delle normative di settore, come i punti d'inizio e fine dell'opera e gli eventuali vincoli di profondità. La quota di sottoservizio non è fissa, ma è necessario rispettare una quota massima e minima. Infine tale documento può contenere, come indicato da vari autori, tutte le caratteristiche necessarie per l'esecuzione del progetto, come: "*il materiale (ghisa, acciaio, calcestruzzo, PE, PVC, PRFV, ecc...), la misura del diametro, la tipologia di alloggiamento (trincea, cavidotto, linea sospesa ecc...) e la tipologia di tratta (tratta normale, di distribuzione, di adduzione ecc...)*". Tiene conto, inoltre, delle restrizioni territoriali ed ambientali presenti e definite dagli strumenti di pianificazione come il Piano di Governo del Territorio (PGT) e il Piano Urbano Generale dei Servizi del Sottosuolo (PUGSS).

Infine è importante considerare, che durante la posa di un sottoservizio, si dovranno rispettare delle distanze di sicurezza per evitare eventuali danni ad oggetti già presenti.

1.2 LA RETE DI DISTRIBUZIONE DEL GAS

1.2.1 Il trasporto del gas

In un documento dell'ENI si indica come dal 1958 sia iniziata la distribuzione del gas (metano) per grandi tratte commerciali. Il gas è trasportato all'interno di gasdotti allo stato gassoso oppure all'interno di navi metanifere allo stato liquido, ma ciò implica un costo di trasporto maggiore (GNL, Gas Naturale Liquefatti, a -161 gradi centigradi, presentando un volume minore rispetto a quello naturale). Il trasporto tramite gasdotto è condizionato da diversi fattori come: l'impatto ambientale, la sicurezza e la possibilità tecnico-economica; perciò, è necessario effettuare verifiche sul percorso, affinché non si presentino sovrapposizioni che alterino l'equilibrio già esistente e che non subisca alcun fenomeno di instabilità come ad esempio eventi erosivi o franosi.

I gasdotti sono classificati in base alla finalità di utilizzo, è possibile distinguerne tre tipologie (specie nella distribuzione del metano):

- gasdotti di raccolta, che trasportano la materia prima verso i siti di stoccaggio o di trattamento;
- *gasdotti di transito*, che lavorano ad alte pressioni trasportando la materia prima nelle vicinanze dell'utilizzatore finale (abitazione, zona industriale);
- *gasdotti di distribuzione*, che lavorano a medie/basse pressioni trasportando la materia prima direttamente all'utilizzatore finale.

Esiste poi, per i metanodotti, un'ulteriore classificazione, effettuata in base alle pressioni di esercizio per i tubi che costituiscono la rete e gli impianti di derivazione di utenza; questa classificazione segue i Decreti Ministeriali del 2008 che verranno citati in seguito.

1.2.2 La Distribuzione

La medesima fonte in precedenza citata, riporta inoltre che la rete di distribuzione del gas (metano) come essere composta da una serie di tubazioni, accessori e impianti, che in prevalenza saranno interrati oppure posati su suolo pubblico o privato. Ogni componente è indispensabile per il trasporto del gas dagli impianti di prelievo a quelli di allacciamento con gli impianti di derivazione d'utenza, cioè la zona di consumo.

I componenti principali sono:

- nella rete di distribuzione: un impianto di prelievo, riduzione e misura (IPRM), le tubazioni stradali e un gruppo di riduzione e regolazione della pressione, inserito nella rete di distribuzione per controllare quest'ultima e mantenerla entro i limiti previsti;
- nell'impianto di derivazione d'utenza (sezione del sistema distributivo che parte dalla tubazione stradale e termina al contatore non incluso), sono presenti diversi elementi come

l'organo di presa, per il prelievo del gas dalla tubazione, l'allacciamento interrato, che è la parte d'impianto intercorrente tra la presa e l'uscita dal terreno, e l'allacciamento aereo, che congiunge l'interrato al gruppo di misura, e, infine, un gruppo di riduzione d'utenza costituito da regolatori di pressione;

- un contatore, munito di totalizzatore numerico, per la misurazione dei volumi di gas;
- infine, elementi accessori come il sifone, elemento inserito nella rete di distribuzione e/o
 negli impianti di derivazione per la raccolta di eventuali condense, il pozzetto, manufatto
 atto a contenere e proteggere gli accessori della rete e degli impianti, un dispositivo di
 chiusura, giunti, ecc....

Prima dell'introduzione nella rete di distribuzione, il metano verrà "*odorizzato*", cioè miscelato con sostanze dall'odore molto forte denominate "mercaptani". In questo modo, l'utente si accorgerà subito di qualsiasi perdita.

1.2.3 Gli Impatti Ambientali

L'ultima parte del documento ENI citato tratta, in maniera molto concisa, come durante le fasi di trasporto e distribuzione è possibile che si presentino dei fenomeni di inquinamento come:

- emissioni in atmosfera di gas per delle perdite fuori controllo;
- depositi sul fondo della linea di tubazioni (pipeline) in grado di provocare fuoriuscite d'acqua e gasolina.

Per scongiurare perdite di gas e fuoriuscite incontrollate, che porterebbero all'inquinamento di zone di diverso interesse, come ad esempio delle SIC (siti di interesse comunitario), i metanodotti o gasdotti sono continuamente sottoposti a monitoraggio e controlli in pressione per tutta la linea di distribuzione. La perdita stimata per una distanza di 4000 km è meno dell'1% del gas trasportato. Si è osservato come le condotte di distribuzione del gas a bassa pressione, ad esempio quelle delle aree urbane, sono soggette a perdite maggiori, poiché subiscono maggiori influenze dall'esterno e poiché si tratta di tubazioni oramai vecchie. Per una riduzione radicale delle perdite è necessario procedere: alla sostituzione delle vecchie reti di distribuzione e all'impiego di materiali innovativi.

1.3 LA NORMATIVA

Il quadro normativo italiano, formato dal D.M 24/11/1984 successivamente aggiornato dai D.M 16/04/2008 e 17/04/2008, illustra le disposizioni per la corretta posa delle condotte del gas e le prescrizioni riguardanti le tubazioni (ad esempio la classificazione delle condotte, il materiale, lo spessore, la tensione ammissibile, ecc..). A seguire, tramite il Capitolato Speciale d'Appalto Eni-Italgas redatto nel 2010 (di seguito chiamato CSA), si comprendono le modalità e le condizioni secondo cui debbano essere eseguite le opere, le prestazioni e le forniture, ed oltre a ciò anche le attività di pronto intervento integrativo, in accordo con le disposizioni del Capitolato Generale del Committente. In seguito si riporteranno alcuni capitoli del CSA relativi alle modalità di esecuzione dei lavori.

1.3.1 Decreto Ministeriale 24/11/1984

Nel D.M. 24/11/1984 (Norme di sicurezza antincendio per il trasporto, la distribuzione, l'accumulo e l'utilizzazione de gas naturale con densità non superiore a 0.8 (kg/Nm³)) si indica che:

Nella sezione 1 "Disposizioni Generali", le condotte per la distribuzione del gas sono classificate in base alla pressione:

- a) Condotte di 1^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 24bar.
- *b)* Condotte di 2^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 12bar ed inferiore od uguale a 24 bar.
- *c)* Condotte di 3^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 5 bared inferiore od uguale a 12 bar.
- *d)* Condotte di 4^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 1,5bar ed inferiore od uguale a 5 bar.
- e) Condotte di 5^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 0,5bar ed inferiore od uguale a 1,5 bar.
- *f)* Condotte di 6^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 0,04 bar ed inferiore od uguale a 0,5 bar.
- *g)* Condotte di 7^a Specie: condotte per pressione massima di esercizio inferiore oduguale a 0,04 bar.

Inoltre, nella sezione 3, per le tubazioni maggiormente utilizzate nella rete di distribuzione d'utenza con MOP (massima pressione operativa o d'esercizio) inferiore a 5 bar, si indica come profondità di interramento i valori indicati in tabella 1.1 sottostante:

	Profondità di	Profondità di	Profondità di	Profondità di
Matariala dalla	interramento (m)	interramento (m)	interramento (m)	interramento (m) in
Materiale della	in relazione alla	in relazione alla	in relazione alla	relazione alla
condotta	Specie della	Specie della	Specie della	Specie della
	condotta - 4 ^a	condotta - 5 ^a	condotta - 6 ^a	condotta - 7ª
Acciaio	0,9	0,9	0,6	0,6
Ghisa sferoidale	0,9	0,9	0,6	0,6
Polietilene	0,9	0,9	0,6	0,6

Tabella 1.1: "Tipologia di materiali per le condotte del gas e rispettiva profondità di interramento"

- a) In terreni di campagna, in corrispondenza di ondulazioni, fossi di scolo,cunette e simili, è consentita, per brevi tratti, una profondità di interramento minore del normale, mamai inferiore a 0,50 m.
- b) Nel caso di attraversamento di terreni rocciosi, è consentita una riduzione della profondità di interramento normale fino ad un minimo di 0,40 m.
- c) Nei casi in cui le condotte poste in sede stradale non possano essere interrate alla profondità minima di 0,90 m, è consentita una profondità minore, fino ad un minimo di 0,50 metri purché si provveda alla protezione della condotta mediante struttura tubolare che la contenga e che resista ai carichi massimi del traffico[...].
- d) Nei casi di interferenze con altre opere per le quali, ai sensi di particolari prescrizioni, è stabilita la posa ad una profondità inferiore a 0,50 m è consentita una profondità di interramento minore della normale purché si provveda alla protezione della condotta con strutture di idonea resistenza.
- e) Nei casi particolari in cui la condotta debba essere collocata fuori terra (ad esempio: attraversamenti di corsi d'acqua o di terreni instabili, nodi di smistamento), essa deve essere sollevata dalla superficie del terreno e munita, in quanto necessario, di curve, giunti di dilatazione o ancoraggi [...].

Quest'ultime indicazioni valgono anche per tubazioni con pressione di esercizio maggiore di 5 bar.

Altre prescrizioni del D.M. 24-11-84 riguardano le distanze, le pressioni, la natura del terreno, i manufatti di protezione e gli impianti.

1.3.2 Decreti Ministeriali 16/04/2008 e 17/08/2008

- D.M. 16/04/2008 "Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e dei sistemi di distribuzione e di linee dirette del gas naturale con densità non superiore a 0,8";
- D.M. 17/04/2008 "Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e degli impianti di trasporto di gas naturale con densità non superiore a 0,8".

Il D.M. 16/04/2008 disciplina le attività per la realizzazione e la gestione dei sistemi di distribuzione e delle linee dirette di gas naturale con densità fino a 0.8 (kg/Nm³), per mezzo di condotte con pressione massima di esercizio (MOP) non superiore a 5 bar, al fine di

garantire la sicurezza, la possibilità di interconnessione e l'interoperabilità dei sistemi stessi. Le condotte, qui considerate, sono dalla 4^a alla 7^a specie, e quelle con MOP maggiore di 5 bar saranno prese in considerazione dal D.M. 17/04/2008. Nella sezione 1.3 "Costruzione"viene illustrata la normativa di riferimento per la posa in opera, il rinterro e l'installazione, in questo caso l'UNI 9165. In quest'ultima al capitolo 5 ne "I Criteri di posa in opera" si specifica: le varie profondità d'interramento per le diverse condotte (inserite successivamente in un prospetto), il letto di posa, le differenti tipologie di posa del tubo nello scavo, interferenze e specifiche delle tubazioni ecc...

Tabella 1.2: "Profondità d'interramento minime ammesse in funzione della sede di posa, della specie della condotta e del tipo di materiale (UNI 9165)"

	Profondità d'interramento (m)					
	Specie della condotta					
Sede di posa	4ª	5ª	6*	7*		Note
	Acciaio Ghisa sferoidale Polietilene Rame	Acciaio Ghisa sferoidale Polietilene Rame	Acciaio Ghisa sferoidale Polietilene Rame	Acciaio Ghisa sferoidale Polietilene Rame	Ghisa grigia	Note
Sede stradale e marcia- piedi relativi	0,90	0,90	0,60	0,60	0,90	
Zone non soggette al traf- fico veicolare, aiuole spar- titraffico, aree urbane ver- di	0,40	0,40	0,40	0, 40	0,40	a condizione che la tuba- zione sia posta almeno a 0,50 m dal bordo della carreggiata
Terreni di campagna	0,90	0,90	0,60	0,60	0,90	in corrispondenza di on- dulazioni, fossi di scolo, cunette e simili è consen- tita, per brevi tratti, una profondità d'interramento minore e comunque con un minimo di 0,50 m
Terreni rocciosi	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	

Il decreto contiene inoltre una sezione dedicata alle condotte a servizio delle utenze industriali, soggette anch'esse alla distinzione appena esposta, una terza sezione riguardante gli impianti di riduzione della pressione, ed una quarta ed ultima sezione contenente le appendici tecniche, tra cui un esempio di relazione tecnica per interventi in situazioni critiche.

Il D.M 17/04/2008 regolamenta le specifiche riguardanti la realizzazione e la gestione degli impianti di trasporto del gas con densità fino a 0.8, così da garantire l'affidabilità e l'operabilità degli stessi. Si applica a impianti di trasporto del gas naturale con MOP (massima pressione operativa o di esercizio) superiore a 5 bar.

Ciò che differenzia il presente decreto con il precedente è, sicuramente, la tipologia di impianti in pressione e la loro gestione che dovrà essere comunque effettuata secondo le prescrizioni del D.M. 17/04/2008.

Infine per il provvedimento in oggetto si sono forniti, nella Nota del Ministero dell'Interno n.10694 del 2014 "Attestazioni di rinnovo di conformità antincendio", dei chiarimenti riguardo:

- Distanze di sicurezza nei confronti di luoghi di concentrazione di persone, asserendo come distanza non inferiore a 100 metri per condotte di 1^a specie;
- 2. Distanze di sicurezza nei confronti di fabbricati;
- 3. Modifiche di attività esistenti.

1.3.3 Il Capitolato Speciale d'Appalto ENI-Italgas del 2010

Il gruppo ENI-Italgas ha stilato delle prescrizioni inserite all'interno *del "Capitolato Speciale d'Appalto per Costruzione e Manutenzione Reti di distribuzione gas, Impianti di derivazione d'utenza e opere accessorie"* (che in seguito sarà chiamato CSA), le quali indicano le modalità e le condizioni secondo cui debbono essere eseguite le opere, le prestazioni e le forniture per la costruzione e la manutenzione delle reti di distribuzione gas, compresi gli impianti di derivazione d'utenza, nonché le attività di pronto intervento integrativo, in accordo con le disposizioni del Capitolato Generale della Committente e della legislazione vigente, alla data di stipula del Contratto.

I primi paragrafi contengono le disposizioni generali e tecniche, come l'inizio dei lavori, gli elaborati di progetto, le apparecchiature e le definizioni delle varie parti dell'opera da eseguire.

Di seguito si inseriranno degli stralci riguardanti le indicazioni l'esecuzione dello scavo e i materiali adatti per il rinterro rispettivamente presenti nei capitoli 4.5 e 6.6 dell'elaborato.

4.5. SCAVI, RINTERRI E RIPRISTINI

4.5.1. Scavi

In base alla destinazione dell'area interessata dallo scavo, alle modalità di esecuzione dello stesso, alle dimensioni e forma, gli scavi vengono distinti in:

4.5.1.1. Scavi di sbancamento

Sono quelli eseguiti con qualunque mezzo meccanico a qualunque profondità in terreni di qualsiasi natura e consistenza, compresa la roccia demolibile con i normali mezzi di scavo, in presenza o meno di acqua, occorrenti per lo spianamento o la sistemazione del terreno su cui dovranno sorgere delle costruzioni, per lo scorticamento dello strato superficiale di humus, per tagli di terrapieni, per la formazione di piazzali,strade, vespai,rampe inclinate, per l'apertura di piste di lavoro e in genere per tutti quegli scavi analoghi agli esempi sopra citati e nei quali possono operare escavatori e mezzi di trasporto di qualsiasi tipo.

4.5.1.2. Scavi a sezione obbligata

Sono quelli eseguiti a diverse profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, compresa la roccia demolibile con i normali mezzi di scavo, i trovanti, in presenza di acqua o meno, per posa tubazioni, interventi su tubazioni esistenti, per costruzione manufatti o simili. Potranno interessare percorrenze in terreno naturale, zone urbane o extraurbane, su suolo pubblico o privato, e comportare oneri particolari dovuti alla rottura del manto stradale, l'esistenza di servizi sotterranei ed al traffico veicolare.

4.5.1.3. Scavi in roccia

Sono quelli eseguiti in rocce come calcari duri, dolomie, marmi, arenarie, gneiss, graniti compatti, porfidi, basalti, quarziti che possono essere demolite e rimosse solo con martello perforatore, con martellone o idonee attrezzature ad espansione meccanica o idraulica, o con esplosivi.

4.5.1.4.Scavi per attraversamenti e per posa tubazioni con tecnologie speciali

Sono quelli eseguiti per l'installazione di trivelle, macchine spingi tubo o apposite attrezzature, per l'attraversamento di strade, ferrovie, canali, ecc. o per la posa di tubazioni con tecnologie speciali.

4.5.1.5. Scavi per ricerca dispersioni e collegamenti

Sono quelli eseguiti per rendere possibili interventi di ricerca dispersioni e collegamenti di nuove tubazioni a tubazioni esistenti.

6.1.2.2. Dimensioni degli scavi (nelle sezioni obbligate)

Le dimensioni minime delle sezioni, sia per scavo eseguito su strada che su terreno naturale, mediante utilizzo di qualsiasi mezzo, in relazione al diametro dei tubi da posare ed alla copertura della loro generatrice superiore, dovranno essere quelle riportate nel seguente prospetto:

PE / ACCIAIO De / DN		Profondità d'interramento tubazione (m)		
		0,60	1,00	
	Fino al DN 50 e De 63	0,25	0,35	
g	DN 80 / DN 100 e De 90 / De 125	0,3	0,4	
ni ti	DN 150 / DN 200 e De 180 / De225	0,4	0,5	
ziol	DN 250 e DN 300/De 315	0,5	0,55	
လီ	DN 350 e DN 400	0,65	0,75	
	Dal DN 450 al DN 600	0,9	1	

Tabella 1.3: "Dimension	i degli scavi per	tipologia tubazioni	(nelle sezioni obbligate)"
-------------------------	-------------------	---------------------	----------------------------

6.6 RINTERRO

6.6.1. Avvertenze generali

Il rinterro degli scavi dovrà essere eseguito con modalità e materiali di riempimento idonei; in particolare l'Appaltatore dovrà evitare che pietre e materiali di risulta da cantiere (sfabbricidi) siano gettati sulla tubazione o risultino a contatto con la stessa, o con gli eventuali cavi, a rinterro eseguito. Il rinterro di scavi, all'interno dei quali siano presenti tubazioni di polietilene, deve essere eseguito in maniera tale da consentire che le tubazioni medesime si assestino assumendo la temperatura del terreno. In particolare una delle estremità della tratta della tubazione dovrà essere mantenuta libera di muoversi curando che il riempimento dello scavo abbia inizio dalla parte opposta.

6.6.2. Inizio dei lavori di rinterro

Il rinterro seguirà immediatamente le operazioni di posa della tubazione nello scavo e dovrà essere eseguito, di norma,col consenso della Committente. In mancanza di specifico consenso la Committente potrà ordinare, successivamente,scavi di indagine intesi ad accertare la corretta esecuzione dei lavori.

6.6.3. Materiale di riempimento

Si definiscono due classi di materiale di riempimento:

6.6.3.1. Materiale di tipo "A"

Si intende il materiale posato immediatamente sotto, di rinfianco e sopra alla tubazione. Il materiale di tipo A dovrà essere un materiale prevalentemente costituito da sabbia o pozzolana o materiale fine, esente da detriti, materiale organico, pietre o qualsiasi altro materiale estraneo e dovrà rispondere ai seguenti requisiti:

a) almeno il 95% in peso del materiale dovrà avere dimensioni inferiori a 6 mm;

b) almeno il 70% in peso del materiale dovrà avere dimensioni inferiori a 2 mm;

c) non più del 5% del materiale dovrà avere dimensioni inferiori a 0.074 mm (non più del 5% in peso dovrà passare al vaglio 200 ASTM).

6.6.3.2. Materiale di tipo "B"

Si intende il materiale posato al di sopra del materiale di tipo A fino alla quota del piano campagna o alla quota di inizio della sottofondazione della pavimentazione, e comunque non a contatto con la tubazione. Di norma, salvo diverse prescrizioni della Committente o degli Enti competenti, il materiale di riempimento di tipo B sarà costituito dallo stesso materiale di risulta, opportunamente vagliato, purché esso sia esente da detriti, argilla,materiali alterabili che possono rigonfiare a contatto con l'acqua, pietre di grosse dimensioni (maggiori di 10 cm) e pezzi derivanti dalla rottura della pavimentazione bitumata.

Nel caso in cui il materiale di risulta non sia idoneo per il rinterro, il materiale di riempimento di tipo B, sarà costituito da sabbia, misto sabbio-ghiaiosoe ciottoli o

pozzolana, onde precostituire un buon sotto fondo per le pavimentazioni stradali. In alternativa, su indicazione della Committente e/o degli Enti competenti, potranno essere utilizzati i seguenti materiali speciali:

a) misto cementato: confezionato con inerti non lavati e vagliati, con cemento (da 80 a 100 Kg/m^3) ed aggiunta di piccola quantità di acqua;

b) miscele cementizie additivate con la composizione di cui al seguente prospetto:

COMPONENTI	TIPO	DOSE
Cemento	325 Portland S -3	90 Kg/mc
Inerti di lava o di riciclo (1)	Granulometria 0 – 15 mm	1400 Kg/mc
	Desettle envirolente	4
Additivo	Daranii o equivalente	1 capsula
Acqua		100 l/mc

(1) Per inerti di riciclo si intendono quelli ricavati dal trattamento di calcestruzzi, laterizi, altri materiali di scarto, in idonei impianti di riciclaggio

c) calcestruzzo magro: confezionato con inerti lavati e vagliati aventi determinata granulometria, con cemento dosato fino a 100 Kg/ m^3 , miscelato in betoniera con rapporto acqua/cemento pari a 0,5.

d) materiali o miscele di altro tipo, come richiesto dalla Committente.

6.6.4. Modalità di riempimento

6.6.4.1. Materiale di tipo "A"

La posa in opera del materiale di tipo "A", posto a contatto della tubazione sotto, di fianco e sopra della stessa dovrà avvenire secondo le modalità indicate qui di seguito:

a) materiale posto sotto tubazione

Dovrà essere deposto per tutta la larghezza della trincea e compattato a mano con cura ordinaria mediante l'utilizzo di pala. Lo spessore minimo finale dello strato al di sotto della generatrice inferiore della tubazione dovrà essere di 10 cm per ogni tipo di terreno e materiale costituente la tubazione

b) materiale posto di fianco alla tubazione per uno spessore che va dalla generatrice inferiore del tubo fino al centro dello stesso

Deposto a strati di spessore non superiore a 15 cm, sarà compattato a mano con cura ordinaria mediante l'utilizzo di pala.

c) materiale posto di fianco alla tubazione, per uno spessore che va dal centro della tubazione fino alla generatrice superiore del tubo

Deposto in strati non superiori a 10 cm, sarà compattato con molta cura mediante pestello, piastra vibrante o similare con l'avvertenza di compattare di fianco alla tubazione evitando di intervenire sopra la stessa.

d) materiale posto al di sopra della generatrice superiore della tubazione

Deposto senza compattazione, dovrà essere garantito uno spessore minimo di 15cm per le tubazioni stradali e 10 cm per gli allacciamenti interrati.

6.6.4.2. Materiale di tipo "B"

La posa in opera del materiale di tipo B dovrà sempre avvenire in modo tale da evitare che venga meno lo spessore di ricoprimento minimo indicato per il materiale di tipo A, prevedendo una compattazione a strati, di spessori non superiori a 30 cm, con piastra vibrante o similare. L'Appaltatore dovrà sempre accertare che il rinterro sia eseguito in modo tale che non vi siano cavità superficiali o interne al materiale di rinterro che possono costituire pericolo alle persone e/o animali e mezzi.

Nei paragrafi successivi 6.6.5/6/7 si illustrano gli accorgimenti e i controlli che dovranno essere effettuati da appaltatore e committente specialmente sui giunti e sui rinterri durante il posizionamento.

2. PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati come il terreno di rinterro e la tubazione dovranno essere sottoposti ad una caratterizzazione fisica, volumetrica e granulometrica mediante almeno l'esecuzione delle seguenti prove:

- 1. prova edometrica;
- 2. limiti di Atterberg;
- 3. collaudo della condotta (prova in pressione);
- 4. analisi granulometrica;
- 5. prova di carico su piastra.

2.1 PROVA EDOMETRICA

Per descrivere il comportamento di un materiale coesivo sottoposto ad un variazione dello stato tensionale rispetto a quella di situ si è sviluppata la prova di compressibilità edometrica.

Di solito, tale prova è utilizzata per il calcolo dei cedimenti di un terreno, perciò molto spesso è eseguita in laboratori su materiali non corrispondenti alla modellazione proposta da Terzaghi, 1923. La consolidazione è un fenomeno di materiali coesivi, saturi, porosi e confinati.

Se viene variato lo stato tensionale del materiale si provoca una variazione delle pressioni interstiziali, la cui dispersione individua un cambiamento nel volume di terreno, indicato dall'indice dei vuoti.

Durante l'esecuzione della prova in laboratorio, tale variabilità è osservabile per una modifica dell'altezza iniziale del materiale, dovuto ad un cedimento o rigonfiamento di quest'ultimo. Per comprendere la storia tensionale del terreno è importante effettuare la prova ricostruendo fenomeni di consolidazione primaria e secondaria.

2.1.1 Normativa di riferimento

Le normative che regolamentano tale prova non sono state redatte redatta a livello nazionale, per cui si seguiranno delle *"Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio"* (AGI, 1994), anche se, ultimamente, è attiva una normativa europea (UNI CEN ISO/TS17892-5). In generale, tra loro le varie prescrizioni differiscono di poco, ma si differenziano, come molti autori indicano, per ciò che riguarda: la taratura dei sistemi di misurazione e la calibrazione della cella edometrica e del sistema di trasmissione dei carichi.

Raccomandazioni AGI			Raccomandazioni ETC5		
H _{min} (mm)	D _{min} (mm)	D/H min÷max	$H_{\rm min}/d_{\rm max}$	Dimensioni tipiche provino $D \times H$ (mm)	Massa minima di terreno W _{min} (g)
13	50	2.5 ÷ 6	5	50 × 20 75 × 20 100 × 20	90 200 350

Figura 2.1: "Requisiti dimensionali dei provini per prove udometriche (Ing. G. Tropeano, 2014)"

2.1.2 Modalità di esecuzione

La prova edometrica è eseguita tramite diverse modalità: ad esempio in base alla *velocità di deformazione del provino* o di *aumento di carico costanti (CRS o CRL)*, oppure con gradiente di carico controllato (CG); ma normalmente la prova è eseguita ad *incrementi di carico "standard"* (IL).

In questa modalità un carico, rappresentato da un sistema di pesi, viene imposto sul provino di terreno. Sono presenti nella fase di carico variazioni incrementali e decrementali della σ_v . La condizione drenata libera in direzione verticale del provino è ottenuta tramite la presenza di pietre porose sulla base inferiore e superiore del provino.

Raccoman	dazioni	AGI & E	TC5		6	12	25	50	100	200	400	800		1600	3200	kPa
Prassi nazi	onale				10	20	40	80	150	300	600	120	0	2500	5000	kPa
AGI	6″	15″	30″	1′	2'	4'	8'	15	5′3	0′	1 ^h	2 ^h	4 ^h	8 ^h	16 ^h	24 ^h
3	8″	15″	30″	1′	2′	5'	10′	20) [′] 4	5′	1 ^h 30'	3 ^h	6 ^h	12 ^h	24 ^h	

Figura 2.2: "Sequenze dei carichi e temporali per la costruzione della curva di consolidazione sperimentale (Ing. G. Tropeano, 2014)"

Ad ogni incremento di carico, in cui si misurano i cedimenti verticali *w* tramite un trasduttore di spostamento, si registra nel tempo il valore del cedimento cumulato w(t). Gli intervalli di tempo con cui i cedimenti vengono memorizzati sono prefissati, secondo una progressiva (t_i/t_{i-1} =costante).

Le sovrapressioni neutre *u* dovranno essere dissipate ($\Delta u(t) \rightarrow 0$) mantenendo costante nel tempo l'incremento di carico ed, inoltre, considerare gli incrementi di tensioni effettive totali ($\Delta \sigma_v \rightarrow \Delta \sigma'_v$). Terminata la prova, il provino dovrà essere smontato con cura, pesato, e poi fatto essiccare in stufa a 105°-110° per almeno 24h, dopodiché ne viene pesato il peso secco. La relazione costitutiva tra tensione effettiva σ'_v e deformazione verticale ε_z è deducibile esprimendo quest'ultima in funzione dei cedimenti cumulati ad ogni incremento di carico; questa rappresenta il modulo di compressione edometrica:

$$E_{ed} = \frac{\Delta \sigma'_{v}}{\Delta \varepsilon_{z}}$$

2.2 LIMITI DI ATTERBERG

Per ottenere informazioni molto utili riguardo la resistenza al taglio, la permeabilità, la compressibilità ed il rigonfiamento di un terreno, in maniera immediata e a bassi costi, è molto pratico definire i limiti di Atterberg. Questi sono determinabili su provini di materiale passati al setaccio con frazione d<0,42 mm (setaccio N40 della serie A.S.T.M.), il quale precedentemente sia stato bagnato con acqua distillata.

Il contenuto di acqua regolamenta il comportamento fisico e meccanico dei terreni a grana fine, così da poter definire quattro stati fisici: : solido, semisolido, plastico e liquido. Il grafico sottostante (Figura 2.3) indica la variazione di volume in funzione del contenuto d'acqua del terreno; da esso si comprende come il contenuto d'acqua possa condizionare la resistenza di un materiale.

Si definiscono tre limiti in base al contenuto di acqua presente: LL limite liquido; LP limite plastico; LR limite di ritiro. Per la determinazione dei tre limiti il terreno dovrà essere diviso in lamelle verticali ed essiccato a 60° C per 16 h.



Figura 2.3: "Cambiamento di stato in funzione del contenuto d'acqua (S. Cianci, F. Garbin, M. Scarapazzi, Professione Geologo)"

Il grafico, inoltre, indica che diminuendo il contenuto d'acqua si riduce il volume di terreno che possa riuscire a fluire come fluido. Il Limite Liquido LL indica, concettualmente, il contenuto d'acqua minimo necessario a far si che il terreno si deformi viscosamente sotto l'applicazione di una pressione molto bassa (2-3 kPa).

Si determina in laboratorio con il cucchiaio di Casagrande (Figura 2.4), cioè una coppa di ottone che si solleva e ricade tramite un meccanismo a manovella. Un prefissato volume di terreno è mescolato con acqua distillata fino ad ottenere un impasto omogeneo, dopodiché verrà posizionato nel cucchiaio e praticato, con una apposita spatola, un solco di 2 mm di larghezza e 8 mm di altezza. Con il dispositivo a manovella, il cucchiaio viene lasciato cadere ripetutamente, a intervalli regolari con frequenza di 2 volte al secondo, da un'altezza prefissata di circa 10 mm. I valori del contenuto d'acqua in funzione del numero di colpi sono riportati in un diagramma semilogaritmico e dopodiché interpolati: il limite liquido LL è definito come il contenuto d'acqua corrispondente a 25 colpi, che comporta la chiusura del solco creato.



Figura 2.4: "Cucchiaio di Casagrande"

Il Limite Plastico LP è il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno comincia a perdere il suo comportamento plastico, così da poter formare manualmente dei bastoncini di 3 mm di diametro. Quando questi bastoncini, che vengono fatti rotolare su una lastra di materiale poroso (così da perdere gradualmente acqua), inizieranno a fessurarsi, si determina il contenuto d'acqua. Questo metodo è molto influenzato dalla sensibilità dell'operatore, perciò sarebbe utile condurre sperimentazioni per identificare un metodo di laboratorio maggiormente oggettivo.

Infine il Limite di Ritiro LR, poco usato nelle applicazioni dell'ingegneria, è il contenuto d'acqua al di sotto del quale una ulteriore perdita da parte del terreno non provoca alcuna variazione di volume per essiccazione. Inoltre, indica il contenuto d'acqua minimo che un terreno coesivo può avere per essere saturo Questo indice a differenza dei precedenti ha un vero e proprio significato fisico, slegato dalla procedura di determinazione..

In effetti, l'individuazione avviene in laboratorio su un provino indisturbato plottando in un diagramma il contenuto d'acqua e il volume ad ogni passaggio successivo e il limite di ritiro LR sarà il punto di intersezione tra le tangenti passanti per il punto iniziale e finale della curva ottenuta interpolando linearmente i risultati.

Dai limiti appena individuati in laboratorio e dalle formule analitiche è possibile giungere all'indice di consistenza, che oltre ad indicare lo stato fisico del terreno, fornisce informazioni sulle sue caratteristiche meccaniche.

2.3 COLLAUDO DELLA CONDOTTA

Il collaudo, descritto all'interno della norma UNI 9165 per le condotte per la distribuzione del gas con modifiche successive nei DM del 2008, ha lo scopo di accertarsi della corretta realizzazione dell'impianto, sia in corso d'opera sia ad impianto realizzato. Viene riportato di seguito ciò che è indicato all'interno della normativa.

La condotta dovrà essere sottoposta ad una prova di pressione. In relazione alla estensione della rete ed ai diametri costituenti la tubazione, l'esecuzione della prova può essere eseguita per tronchi o per l'intera estensione.

La prova deve essere eseguita di preferenza idraulicamente, fatta eccezione per le condotte di diametro non superiore a 100 mm, ma è consentito l'uso dell'aria o di gas inerti purché si adottino tutti gli accorgimenti necessari all'esecuzione delle prove in condizioni di sicurezza.

La prova consiste nel sottoporre la condotta e gli impianti ad una pressione pari ad almeno:

- 1.3 volte la MOP per sezione con MOP > 24 bar (2.4 MPa);
- 1.5 volte la MOP per sezioni d'impianto tra i 24 e i 12 bar (1.2 MPa);
- 18 bar per sezioni d'impianto tra 12 e 5 bar (0.5 MPa);
- 7.5 bar per sezioni d'impianto tra i 5 e 1.5 bar (0.15 MPa);
- 2.5 bar per sezioni d'impianto con MOP \leq 1.5 bar.

Il collaudo può essere eseguito per tronchi fuori terra. Quando non diversamente specificato dalle norme, il collaudo dell'impianto risulta favorevole se dopo almeno 48 ore la pressione si è mantenuta costante a meno delle variazioni dovute all'influenza della temperatura e pressione, per le condotte fuori terra, il collaudo è considerato favorevole se, dopo almeno 4 ore.

2.4 ANALISI GRANULOMETRICA

L'analisi granulometrica è una delle prove più significative per comprendere al meglio le caratteristiche fisiche di un terreno. Con il termine granulometria si raggruppa tutte quelle prove necessarie per definire la curva granulometrica.

La curva granulometrica, che è il risultato finale della prova, è definita come: "la rappresentazione su un piano semilogaritmico dei diametri delle particelle costituenti un terreno in funzione della loro percentuale in peso. La misura dei diametri delle particelle è ottenuta tramite vagliatura per i diametri più grandi, mentre per quelle particelle talmente piccole (cioè con $\phi < 63\mu m$) ed impossibili da trattenere, perciò si impiega la sedimentazione regolata dalla legge di Stokes $v = \frac{2(\rho_p - \rho_f)r^2g}{9\mu}$, la quale mette in relazione la velocità di sedimentazione con il raggio, la densità del fluido e delle particelle e la viscosità del fluido".

2.4.1 Normativa di riferimento

L'analisi granulometrica è possibile utilizzarla in differenti ambiti dell'ingegneria con diverse condizioni e finalità.

Tra le varie modalità di esecuzione dell'analisi non esistono concrete differenze, ma ciò che è differente è connesso alla rappresentazione finale. Per comprendere meglio ciò, nella Figura 2.5 è possibile osservare i diametri delle particelle che impediscono i passaggi tra le varie frazioni costituenti il terreno, per differenti normative cogenti e non.

mm 10	00 100	10		1	0	1	0,01		0,001 0	,0001
Commiss. materiali stradali CNR	Ciottoli	g Ghiaia		2	Sabbia		§ Limo	0.005	Argilla	
AGI	Ciottoli	g Ghiaia		~ 5	abbia		g Limo		ទី Argilla	1
U.S. Bureau of Soil		Gravel		-	Sand	ć	§ Silt	0.005	Clay	
ASTM U.S.B.R.	Cobble	۶ Gravel	4.75	Sa	ind	0.075	Silt	900/0	Clay	
AASHTO	Cobble	g Gravel		8	Sand	0.675	Silt	0.005	Clay	
uscs	Cobble	g Gravel	4,75	Sa	nd	0.075		Silt		
BS Standard	Cobble	g Gravel		2	Sand		g Silt		§ Clay	
M.I.T.	Cobble	8 Gravel		2	Sand		g Silt		g Clay	
DIN	Stein	s Kies	L.	e \$	Sand	0.1	Mo § Sch	luff	in Ton	
Chambre Syndacale de la recherce et la production de petrole	Blocs Pierres	3 Callux Grav	riers	2	Sables		g Limons	0.004	Argiles	
mm 10	00 100	10		1	0),1	0.01		0.001 0	0.0001

Figura 2.5: "Diametri delle particelle classificati in base alla normativa di riferimento (S. Cianci, F. Garbin, M. Scarapazzi, Professione Geologo)"

Nei particolari casi in esame la normativa seguita sarà la UNI 933-1:2009 "Procedura per la determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati Parte 1: Determinazione della distribuzione granulometrica – Analisi granulometrica per setacciatura", che si applica agli aggregati naturali ed artificiali, inclusi gli aggregati leggeri, fino ad una dimensione di 63 mm. È opportuno ricordare che gli aggregati sono classificati dalla UNI EN 12620 come segue (Figura 2.6):

Aggregato	Dimensione						
0	<i>D</i> / <i>d</i> ≤20 <i>D</i> ≤11.2 mm						
Grosso	<i>DId</i> >2e <i>D</i> >11,2mm						
Fine	$D \le 4 \text{ mme } d = 0$						
Naturale 0/8	D = 8 mm e d = 0						
Misto	<i>D</i> ≤ 45 mm e <i>d</i> = 0						

Figura 2.6: "Dimensione aggregati (UNI EN 12620)"

L'intera apparecchiatura deve essere conforme ai requisiti generali della UNI EN 932-5:2012 (ad esempio gli stacci di prova devono essere conformi a quanto espresso nella UNI EN 933-2, ossia con aperture di 0,063mm - 0,125mm - 0,250mm - 0,500mm - 1mm - 2mm - 4mm - 8mm - 16mm - 31,5mm - 63mm - 125mm).

Serie di base mm	Serie di base più serie 1 mm	Serie di base più serie 2 mm 0		
0	0			
1	1	1		
2	2	2		
4	4	4		
-	5,6(5)	-		
	-	6,3 (6)		
8	8	8		
-	19-13	10		
-	11,2(11)	-		
-	-	12,5 (12)		
	-	14		
16	16	16		
-	-	20		
-	22,4 (22)	-		
31,5 (32)	31,5 (32)	31,5 (32)		
		40		
	45	-		
63	63	63		

Figura 2.7: "Dimensione di base dei vari stacci (UNI EN 12620)"

2.4.2 Modalità di procedimento

I campioni devono essere sottoposti ad una preparazione riducendoli conformemente alla EN 932-2 per ottenere il numero richiesto di porzioni. La massa di ciascuna porzione, a partire dalla dimensione massima dell'aggregato, deve essere conforme al prospetto 1 in Figura 2.8:

Dimensione massima dell'aggregato D mm	Massa della porzione di prova (minimo) kg				
63	40				
32	10				
16	2,6				
8	0,6				
≤4	0,2				
 Nota 1 - Per gli aggregati di altre dimensioni, la massa minim cate nel prospetto 1. Nota 2 - Se la massa della porzione di prova non è conforme ottenuta non sarà conforme alla presente norma e ci Nota 3 - Per gli aggregati di massa volumica reale minore di deve essere apportata una correzione appropriata a base del rapporto delle masse volumiche, al fine di di uguale a quello degli aggregati di normale massa vol 	a della porzione di prova può essere ricavata dalle masse indi- alle indicazioni del prospetto 1, la distribuzione granulometrica ò deve figurare nel resoconto di prova. 2,00 Mg/m ³ o maggiore di 3,00 Mg/m ³ (vedere prEN 1097-6) alle masse della porzione di prova date nel prospetto 1, sulla ottenere una porzione di prova di volume approssimativamente lumica.				



Dopo aver determinato il quantitativo di materiale da ricavare, in funzione della dimensione massima D delle particelle costituenti l'aggregato, il campione verrà pesato; successivamente per eseguire l'essiccamento si utilizza un forno ad una temperatura di 110±5°C. Dopo un tempo opportuno si effettuano varie pesate sino a determinare la massa costante, ossia quella che per pesate successive ad intervallo costante non differisce più dello 0.1%.

Al termine dell'essicazione si procederà alla setacciatura del campione, previa operazione di lavaggio, da evitare nel caso di aggregati leggeri al fine di non alterare le proprietà fisiche, tramite setacciatore meccanico riportato in Figura 2.10, in cui verranno incolonnati gli stacci descritti tramite la Figura 2.8, con dimensione decrescente e scelti in base alla natura degli inerti.



Figura 2.9: "Separatore meccanico e pila di setacci per la vagliatura degli aggregati"

Al termine della pesatura delle varie masse risultanti dalla setacciatura, trattenute in ogni staccio, in modo da ottenere la percentuale in massa delle varie frazioni granulometriche definite in precedenza. Dopodiché è possibile costruire la curva granulometrica passando alle percentuali di materiale passante relazionate al diametro. Come detto in precedenza tale normativa (UNI 933-1), si differenzia nelle modalità di esecuzione, per: la tipologia d'uso dei setacci, il tempo di azionamento del setacciature meccanico, la quantitativo minimo di terreno da analizzare e la modalità di realizzazione della prova per via secca o per via umida.



Figura 2.10: "Esempio di una curva granulometrica"

Nei paragrafi successivi verranno inserite le analisi granulometriche effettuate per terreni di rinterro di tubazione per la distribuzione del gas utilizzati all'interno del campo prove.

2.5 PROVA DI CARICO SU PIASTRA

La Norma BU n. 146/92 del CNR, che verrà presentata successivamente, regola l'intera prova con la quale è possibile verificare la capacità portante di terreni di sottofondo, degli strati di rilevato nonché dello strato di fondazione e di base delle pavimentazioni stradali e degli edifici industriali, così come previsto dal capitolato dell'opera. Generalmente, la prova viene eseguita per gradini (*step*) di carico successivi e permette quindi di determinare in maniera diretta il modulo di deformazione o di compressibilità del terreno.

Il *Modulo di Deformazione* **Md** (o Modulo di compressibilità) in N/mm², rappresenta una misura convenzionale della capacità portante di una terra ed è dato da:

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$
[1]

in cui:

- Δp = incremento della pressione trasmessa da una piastra circolare rigida alla terra (N/mm²);
- D = diametro della piastra (300 mm);
- Δs = corrispondente incremento di cedimento della superficie caricata (mm).

Secondo le istruzioni della CNR BU 146/92, la prova deve essere eseguita con doppio ciclo di carico, al fine di determinare:

- ➤ con il primo ciclo di carico il modulo $M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s}$ convenzionalmente indicativo della portanza (tale modulo, salvo le variazioni dell'unità di misura, è identico a quello determinabile con riferimento alla precedente norma C.N.R. B.U. n. 9 del 1967,essendo rimasta invariata la procedura di esecuzione della prova)
- > con il secondo ciclo il modulo $M'_{d} = \frac{\Delta p'}{\Delta s'}$ che consente di valutare, mediante il rapporto

 $\frac{M_d}{M'_d}$, il grado di costipamento dello strato in esame.

2.4.1 Normativa di riferimento

- C.N.R. B.U. n° 146 del 14/12/1992 "Determinazione dei moduli di deformazione $M_d \ e \ M'_d$ mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare";

- C.N.R. B.U. n° 9 del 11/12/1967 "Determinazione del modulo di deformazione di un sottofondo, di uno strato di fondazione o di uno strato di base".

Nel BU 146/92 si riporta in dettaglio l'apparecchiatura necessaria per l'esecuzione della prova:

- Piastra circolare in acciaio di spessore non minore di 20 mm e del diametro di 300±1mm. Tale piastra deve essere irrigidita mediante apposite nervature oppure mediante altra piastra in acciaio, di spessore non minore di 20 mm e del diametro di 160 mm, sovrapposta coassialmente ad essa;
- Martinetto idraulico o meccanico della portata di circa 50 kN, avente una sensibilità di 0,5 kN;
- Scatola cilindrica metallica (Figura 2.13) all'interno della quale, in corrispondenza del centro della cerniera sferica descritta in seguito, è ricavata una superficie piana su cui appoggiare la punta del comparatore posto al centro della piastra;
- Cerniera sferica per il centramento del carico (bloccabile durante le operazioni di insediamento dell'attrezzatura), da disporre immediatamente al di sopra della piastra di carico (Figura 2.12);
- Comparatori centesimale avente capacità di misura di 10mm, sensibilità di 1/100 di mm;
- Braccio metallico snodabile porta comparatori, munito di dispositivo a vite micrometrica per l'azzeramento del comparatore;
- Sostegno dei bracci porta comparatori costituito da una trave sufficientemente rigida,della lunghezza di circa 2,50 m, munita all'estremità di due supporti per l'appoggio al terreno oppure, in alternativa, un sostegno costituito da due travi di uguale lunghezza di almeno 1,20 m ciascuna, incernierati tra loro in modo da disporsi su tre supporti;
- Un contasecondi, una cazzuola, un filo a piombo e un termometro con scala da -10 a + 60°C.



Figura 2.11: "Due modi differenti di centramento del carico al di sopra della piastra" (Fonte C.N.R. B.U. 146/92)



Figura 2.12: "Scatola cilindrica – 1) sezione A-A dettaglio dispositivo estraibile di bloccaggio cerniera sferica"(Fonte C.N.R. B.U. 146/92)

2.4.2 Esecuzione della Prova

La normativa **C.N.R. B.U. 146/92** stabilisce che per l'esecuzione della prova è necessario disporre di un contrasto fisso, che possa esercitare un carico almeno doppio di quello da applicare alla piastra.

Si dispone la piastra sulla superficie dello strato di cui si vuol determinare il modulo di deformazione, curando che il contatto sia il più completo possibile, e il martinetto al di sotto della trave di sostegno. Dopodiché verrà aperto a 120° un treppiede che avrà gli appoggi il più lontano possibile dalla zona di carico così da non risentire del ritiro del terreno.

La prova potrà essere eseguita con uno o tre comparatori. Nel caso studio l'analisi è stata svolta con tre comparatori fissati tramite supporto magnetico sulla piastra e di modo che la loro punta poggi sulla sede appositamente ricavata nella parte inferiore della scatola, cosicché possano misurare gli abbassamenti della piastra rispetto il piano campagna.

Indipendentemente dalla procedura adottata, si libera la cerniera sferica e si applica,agendo sul martinetto, un carico di assetto di $0,02 \text{ N/mm}^2$ complessivamente; si attende che i cedimenti si siano esauriti (ossia quando la differenza di due letture consecutive del comparatore effettuate con intervallo di 1 minuto, in relazione alle deformazioni sotto carico o allo scarico, sia di \pm 0,02mm) e si azzerano i comparatori. Si porta il carico al valore di 0,05 N/mm² e si effettua una prima lettura dei tre comparatori, determinando in quest'ultimo caso la media dei tre cedimenti letti.

Successivamente vengono applicati i seguenti incrementi di carico effettuando ogni minuto le corrispondenti letture al/ai comparatore/i fino alla stabilizzazione dei cedimenti.

Primo ciclo:

- per i terreni di sottofondo e per gli strati di rilevato: incrementi di carico di 0,05 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0,2 N/mm²;
- per strati di fondazione e per strati di base: incrementi di carico di 0,1 N/mm² fino a raggiungere rispettivamente la pressione di 0,35 e 0,45 N/mm².

Si effettuano le letture dei cedimenti ad ogni incremento di carico; letto il cedimento relativo al carico massimo si effettua lo scarico completo se interessa determinare solo il modulo M_d , mentre qualora occorra determinare anche il modulo M'_d , al fine di giudicare la qualità del costipamento, al termine del primo ciclo di carico, si effettua lo scarico fino alla pressione di 0,050 N/mm² e si rileva, dopo la stabilizzazione della deformazione il cedimento residuo. Partendo da queste condizioni, si inizia il secondo ciclo di carico, applicando gli incrementi di carico indicati in seguito.

Secondo ciclo:

- per i terreni di sottofondo e per gli strati di rilevato: incrementi di carico di 0,05N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0,15 N/mm²;
- per strati di fondazione e per strati di base: incrementi di carico di 0,1 N/mm² fino a raggiungere rispettivamente la pressione di 0,25 e 0,35 N/mm².

Si misura la temperatura dell'aria più volte nel corso della prova per accertare che essa non abbia subito variazioni sensibili. La distribuzione delle pressioni nel sottosuolo è rappresentato nella Figura 2.15 evidenziata con le isobare; è possibile osservare che in corrispondenza del perimetro della superficie di carico le isobare indicano una pressione nulla con inclinazione di circa 35° rispetto alla verticale e quindi si avvicinano all'orizzontale aumentando la profondità;il disegno delle isobare si avvicina a quello di un cono, detto appunto *cono di scarico*

La normativa, successivamente, stabilisce che i risultati ottenuti dovranno essere graficati in diagrammi aventi in ascissa la pressione e in ordinata il cedimento correlato.

Di seguito vengono riportati i grafici schematici (Pressioni-Cedimenti) del C.N.R BU 146/92, dei terreni e degli strati estratti (Figura 2.14).



Figura 2.13: "Curve pressioni-cedimenti di terreni di sottofondo, di strati di fondazione e di strati di base". (C.N.R. B.U. 146/92)



Figura 2.14: "Esempio di distribuzione delle pressioni nel sottosuolo con le isobare" (U. Alasia-M. Pugno,SEI, 2011)

3. ANALISI DEI RISULTATI DELLE PROVE

La prima fase delle determinazioni sperimentali ha avuto lo scopo di verificare sia la qualità dei rinterri (e la loro conformità a quanto specificato nel Capitolato speciale d'appalto di Italgas), sia la presenza, nei rinterri stessi, di detriti o clasti fuori misura potenzialmente in grado di danneggiare la tubazione in polietilene. La prima tipologia di verifica è stata condotta tramite l'esecuzione di prove granulometriche su rinterri sperimentali, appositamente composti, al fine di presentare anche sensibili differenze da quanto previsto dal CSA di Italgas o dalla normativa di riferimento per ciò che riguarda il materiale di appoggio e di copertura e della tubazione.

Nella Figura 3.1 è possibile osservare ciò che viene descritto nel CSA al capitolo 6.6.4 "*Modalità di riempimento*". Si descrive il materiale di rinterro denominato A chiamato anche "*materiale di avvolgimento*" a diretto contatto con la tubazione, e il materiale denominato B chiamato "*rinterro a colmare*" di riempimento della sezione. In Figura 3.1 è presente inoltre un materiale denominato A1 che rappresenta il "*letto di posa*" su cui poggia la generatrice inferiore della tubazione, che di solito presenta una composizione simile o uguale al materiale A, come nei casi esaminati.



Figura 3.1: "Schema delle sezioni sottoposte all'analisi"

3.1 Granulometrie dei riempimenti

Come indicato in precedenza, nel campo prova allestito in un capannone industriale presso l'abitato di Rondissone (Torino), sono state scavate 5 trincee continue della lunghezza pari a circa 25 m ciascuna. Sono state quindi approntate differenti "composizioni" di rinterri ciascuna contenente sia granulati assortiti, sia materiali di natura e dimensioni non previsti dal CSA. Dette "composizioni" sono state denominate "disturbi" e sono state classificate in 6 differenti categorie. Con i "disturbi" confezionati sono stati eseguiti 5 rinterri di tubazioni in pressione di polietilene in 5 differenti sezioni e sono stati avviati cicli di carico in modo da simulare una strada interessata da intenso traffico di mezzi pesanti.

I disturbi utilizzati si presentano come:

- 1. Disturbo 1: 5% pietre di grandi dimensioni, 10% pietre di piccole dimensioni, 85% tipo A;
- 2. Disturbo 2: 5% pietre di grandi dimensioni, 10% pietre di piccole dimensioni, 85% tipo B;
- 3. Disturbo 3: 15% pietre di piccole dimensioni, 85% tipo B;
- 4. Disturbo 4: 5% bitume piccolo, 95% tipo A;
- 5. Disturbo 5: 5% bitume grande, 95% tipo A;
- 6. Disturbo 6: 5% bitume piccolo, 5% bitume grande, 90% tipo B.

Al termine della prima fase di prove, è stata avviata la seconda fase che prevedeva, nelle medesime sezioni interessate dalle prove cicliche di compressione, l'esecuzione di prove per la determinazione sia del modulo di deformabilità per i differenti rinterri sia l'entità dei cedimenti indotti da specifiche prove di compressione su piastra. Anche in questo caso le sezioni indagate per le analisi sono state 5 e sono riferite ad una campagna di prove effettuata nell'estate del 2017 chiamata "Fase 2".

Per le varie granulometrie, al termine delle operazioni, si è stilato un rapporto di prova, in cui per ogni sezione si indica la tipologia di lavorazione e se vi sono presenti all'interno del terreno caratteristiche macroscopiche particolari, differenti dai disturbi elencati in precedenza. Ad esempio se vi possa essere la presenza di materiale organico, di argilla e di elementi irregolari e/o spigolosi. Inoltre, all'interno del rapporto, è necessario inserire un report fotografico così da avere una miglior

comprensione visiva delle varie sezioni indagate.

Infine si attribuisce una classificazione geotecnica al materiale secondo la classificazione ASTM-USCS.

Di seguito si riportano le 5 sezioni investigate:

- 1. Sezione 2.1:
 - Rinterro A: 100% Disturbo 1
 - Rinterro B: 100% Disturbo 3
- 2. Sezione 2.2:
 - Rinterro A: sabbia fine
 - Rinterro B: 100% Disturbo 3
- 3. Sezione 2.3:
 - Rinterro A: 100% Disturbo 2
 - Rinterro B: Materiale in posto
- 4. Sezione 2.4:
 - Rinterro A: Materiale in posto
 - Rinterro B: 100 % Disturbo 6
- 5. Sezione 2.5:
 - Rinterro A: Materiale in posto
 - Rinterro B: Materiale in posto

3.1.1 Granulometria Sezione 2.1

Di seguito sono riportate le granulometrie del terreno studiato (Materiale A e B) con le rispettive percentuali di materiali "passanti" ai singoli setacci utilizzati nonché, in un diagramma a torta, delle frazioni principali che sono rispettivamente Ghiaia, Sabbia, Sabbia Grossa e Argilla e le relative foto per una miglior comprensione visiva.

Le ulteriori 8 granulometrie dei rispettivi materiali delle restanti sezioni saranno riportate nell'Allegato 1.



Figura 3.2: "Granulometria della Sezione 2.1 Rinterro A"



Figura 3.3: "Composizione del Materiale di Rinterro 2.1 A"



Figura 3.4: "Composizione del Materiale di Rinterro A"



Figura 3.5: "Granulometria della Sezione 2.1 Rinterro B"



Figura 3.6: "Composizione del Materiale di Rinterro 2.1 B"



Figura 3.7: "Composizione del Materiale di Rinterro B"

La classificazione geotecnica ASTM-USCS è basata su una nomenclatura particolare, nella quale ad esempio se *A*, *B*, *C*... siano i nomi delle frazioni principali (argilla,limo,sabbia e ghiaia) e p1, p2, p3... siano le percentuali di *A*, *B*, *C*... presenti nel terreno/roccia in esame. Si osserva che: se p1>p2>p3 il materiale verrà denominato con il nome della frazione *A*, seguito dai nomi delle frazioni *B e C* preceduti da una congiunzione o un suffisso basati sulla percentuale di quel materiale, esse sono:

- <u>con</u> se la percentuale *p* è compresa fra il **50 e il 25%**;
- <u>oso/a</u> se p è compreso fra il 25 e il 10%;
- infine <u>oso/a</u> e preceduti da <u>debolmente</u> se *p* è compreso fra il 10 e il 5%.

Nei terreni presi in esame è stata data la seguente nomenclatura di classificazione:

- Terreno 2.1 A: Sabbia Ghiaiosa;
- Terreno 2.1 B: Sabbia con Ghiaia;
- Terreno 2.2 A: Sabbia Ghiaiosa;
- Terreno 2.2 B: Ghiaia con Sabbia;
- Terreno 2.3 A: Sabbia con Ghiaia;
- Terreno 2.3 B: Sabbia con Ghiaia;
- Terreno 2.4 A: Ghiaia con Sabbia;
- Terreno 2.4 B: Ghiaia con Sabbia;
- Terreno 2.5 A: Ghiaia con Sabbia;
- Terreno 2.5 B: Ghiaia debolmente sabbiosa.

3.2 Analisi dei cedimenti dei rinterri

I cedimenti vengono misurati, come detto in precedenza, durante la seconda fase di prove di carico su piastra. La prove prevedono l'applicazione di un carico ciclico tramite un cilindro pneumatico, agente su una superficie limitata di dimensioni corrispondente a quelle dell'impronta di un pneumatico. La caratteristica dei cilindri pneumatici è la possibilità di eseguire cicli di carico/scarico con una frequenza di 1 Hz, congrua con la tempistica tipica del ciclo di carico/scarico causata dal passaggio del mezzo pesante.

In una giornata di prove con il seguente metodo è possibile eseguire oltre 20/30 mila cicli di carico/scarico, equivalenti al transito di più di 7000 veicoli pesanti a tre assi. Assumendo un passaggio medio di 100 veicoli pesanti al giorno, vi è la possibilità di simulare l'invecchiamento della zona in esame di oltre 2 mesi in una singola giornata di prove. Perciò in una settimana lavorativa si simula la storia di carico di 1 anno.

A seguito dell'analisi dei rinterri conformi e difformi dalla normativa, si procede alla valutazione dei risultati ottenuti effettuando un confronto tra un campione conforme e i difformi. Questo passo definisce un criterio di accettabilità in base al quale è possibile decidere quale possa essere la soluzione migliore e come agire in presenza di non conformità nella posa delle tubazioni,

Si osserva che se vi sia una grande differenza tra il danno subito dal rinterro tipo e quello del campione difforme si procede a ripristinare con una posa adeguata; invece, per situazioni incerte e intermedie bisognerà effettuare azioni di monitoraggio.

Le tubazioni sono posate, per l'esecuzione della prova, per una lunghezza complessiva di 24 metri, tappate all'estremità e opportunamente messe in pressione.

Nelle varie sezioni di riempimento della prova si procederà ad inserire all'interno della trincea gli strati dei materiali in maniera successiva, come evidenziato nella Figura 3.5 sottostante, e in maniera differente poiché la variabilità dello spessore di letto h_1 e di posa h_2 può condizionare l'analisi.



Figura 3.8: "Sezione di prova tipo al variare di h1 e h2" (Ing. Stefano Mauro, Politecnico di Torino, 2016)

Lo svolgimento della prova dipende da delle sottofasi di preparazione ed esecuzione come: preparazione della trincea conforme o difforme alle disposizioni di legge (Figura 3.9), posa della tubazione rispetto le prescrizioni normative, materiali di rinterro conformi o difformi, applicazione di un carico ciclico che simuli il passaggio di mezzi pesanti, osservazione dei cedimenti, apertura delle trincee, osservazioni dei danni strutturali.



Figura 3.9: "Preparazione del letto di posa e del rinterro".

Come descritto in precedenza nel capitolo 2.5, il carico ciclo è sviluppato tramite un martinetto pneumatico posizionato al di sotto di strutture in grado di opporre una determinata reazione

vincolare. La scheda di controllo del cilindro pneumatico assicura l'ottenimento del valore di pressione all'interno della camera e governa la valvola che collega la camera all'alimentazione o allo scarico. Con l'utilizzo di un dispositivo ad anello chiuso (dinamometro) è possibile garantire che ad ogni ciclo si mantenga una determinata forza prevista e che il pistone sia sempre a contatto con il terreno, ovviando impatti non caratteristici delle condizioni reali che si tentano di emulare.

Le attrezzature normate secondo la CNR BU 146/92 utilizzate e allestite per l'esecuzione della prova sono osservabili nelle Figure sottostanti (Figura 3.10). Come si nota il sistema di contrasto è costituito di una trave di acciaio vincolata a due blocchi da circa 5.4 ton ciascuno, a cui è appoggiata una trave su cui è ancora gravante un ulteriore blocco.



Figura 3.10: "Sistema di contrasto e piastra della macchina di carico"



Figura 3.11: "Dettaglio della macchina di carico"

La prova effettuata è stata eseguita seguendo ciò che è stato spiegato nel capitolo 2.5 della prova di carico su piastra, ma il carico superficiale, trasmesso tramite un pistone idraulico ad una piastra dal diametro di 550 mm, è di gran lunga maggiore rispetto a ciò che indicato in normativa, così da poter simulare al meglio il passaggio di un mezzo molto pesante. Sono stati realizzati due cicli di carico e scarico, dal valore iniziale di 1 MPa raggiungendo i 20 MPa, con il seguente modello:

I° Ciclo di carico		I° Ciclo di scarico		II° Ciclo di carico		II° Ciclo di scarico	
1 MPa		20 MPa		1 MPa		20 MPa	
2.5 MPa							
5 MPa		15 MPa		5 MPa		15 MPa	
7.5 MPa							
10 MPa		10 MPa		10 MPa		10 MPa	
12.5 MPa							
15 MPa		5 MPa		15 MPa		5 MPa	
17.5 MPa							
20 MPa	↓	1 MPa	↓	20 MPa	•	1 MPa	↓

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dallo svolgimento dell'analisi dei cedimenti in formato di grafici (Figure 3.9; 3.10; 3.11; 3.12; 3.13; 3.14) Pressione (in MPa) – Cedimento (abbassamento in mm).



Figura 3.12: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.1"















Figura 3.16: "Cedimenti ottenuti per la sezione 2.5"

Dai risultati ottenuti si sono ricavati tramite la formula [1], riportata nuovamente di seguito, i moduli di deformazione dei terreni investigati; inoltre, si sono riportati in Tabella 3.4 ulteriori parametri per comprendere al meglio la "portanza" dei sottofondi trattati, cioè della capacità che il terreno ha di sopportare i carichi senza che si verifichino eccessive deformazioni.

Questi indici sono ricavati tramite formulazione empirica di svariati autori.

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Nella Tabella 3.3 sottostante è inserito inoltre il rapporto tra M_d e M'_d (≤ 1), che rappresenta il grado di costipamento del terreno. Quanto più tale rapporto risulti vicino all'unità, tanto migliore sarà la qualità del costipamento.

	M _d [N/mm2]	M' _d [N/mm2]	$\frac{M_d}{M'_d}[-]$
Sezione 2.1	441.48	2060.69	0.214
Sezione 2.2	109.69	2189.57	0.050
Sezione 2.3	102.19	1676.29	0.061
Sezione 2.4	120.27	805.34	0.149
Sezione 2.5	325.1	3693.12	0.088

Tabella 3.2: "Moduli di deformabilità dei rinterri e loro grado di costipamento"

Dalla Tabella 3.2 si osserva come il grado di costipamento sia molto distante dall'unità, e questo indica un'operazione di riassetto del rinterro mal eseguita, e una scarsa riduzione del volume degli spazi vuoti. Ciò è inoltre riscontrabile nei grafici degli abbassamenti (3.10-11-12-13-14) in cui si sono ottenuti dei cedimenti a livello centimetrico (da 2 a 9 cm) all'applicazione di alte pressione, causate soprattutto dal basso grado di costipamento e dalla mediocre compattazione.



Figura 3.17: "Cedimento strutturale – sezione 2.3 - causato dal basso grado di costipamento dovuto ad una errata operazione di riassetto"

È chiaro che i suddetti cedimenti in presenza di una adeguata operazione di compattazione, ottenibile tramite costipatori pneumatici, e di una determinata pavimentazione stradale subiranno dei sostanziali decrementi.

I moduli di deformabilità ottenuti nel primo ciclo di carico sono abbastanza rappresentativi dei rinterri utilizzati, soprattutto per le sezioni 2.2, 2.3 e 2.4. Successivamente si sono calcolati con le formule sottostanti ulteriori parametri come: E - modulo elastico, K_s – modulo di reazione del terreno alla Winkler (per cui il terreno è considerato come un letto di molle tra loro non interagenti), CBR – Californian Bearing Ratio e K – modulo di reazione del sottofondo (Westergaard), così da verificare il sottofondo investigato.

$$E = 0.6 \div 0.7 M_d \tag{2}$$

$$K_{\rm s} = \Delta p / \Delta s \tag{3}$$

$$CBR = 0.2 \cdot M_d \ con \ M_d \ in \ MPa$$
[4]

$$K = 4.1 + 51.3 \cdot \log CBR$$
 validità per CBR compresi tra 2 e 30 [5]

$$K = -314.7 + 266.7 \cdot \log CBR$$
 validità per CBR compresi tra 30 e 100 [6]

Tabella 3.3: "Valori del coefficiente di reazione del terreno alla Winkle	er'
---	-----

	K_s
	$[kN/m^3]$
Sezione 2.1	2.41E+06
Sezione 2.2	1.36E+06
Sezione 2.3	1.21E+06
Sezione 2.4	1.49E+06
Sezione 2.5	2.23E+06

Nell'uso di tale procedura di calcolo degli indici di sottofondo occorre molta accortezza, in quanto i valori che ne risultano non sempre risultano caratteristici del problema.

	E	CBR	K
	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	[MPa/m]
Sezione 2.1	117.13	39.04	109.75
Sezione 2.2	65.814	21.94	72.90
Sezione 2.3	61.314	20.44	71.33
Sezione 2.4	72.162	24.05	74.95
Sezione 2.5	108.12	36.04	100.49

Tabella 3.4: "Parametri empirici di portanza del sottofondo"

r = 7

Classificazione qualitativa del terreno di sottofondo (ICAO).		
CDD	OUALITA: DEL TERRENO	
CBR	QUALITA' DEL TERRENO	
2 - 5	Sottofondo molto scadente	
5 - 8	Sottofondo scadente	
8 – 20	Sottofondo scadente e buono	
20 - 30	Sottofondo ottimo	

Nelle Figure 3.15, 3.16 e 3.17 si osservano i valori caratteristici dei parametri di differenti terreni.

Figura 3.18: ⁶	"Indice CBR	che indica la	qualità del	sottofondo"	Portanza	dei sottofondi	C.N.R.	Napoli,	1989)
	maree epit		q		(aer sorroronar			

Valori di K in funzione del terreno di sottofondo proposti dal PCA.		
TIPO DI TERRENO DI SOTTOFONDO	Valori di K MPa/m	
Terreni a grana fine con predominanza di particelle argillose e limose	20 - 33	
Miscele di sabbie e sabbie ghiaiose contenenti quantità moderata di limo e argilla	36 -47	
Miscele di sabbie e sabbie ghiaiose non contenenti particelle fini e plastiche	50 -60	

Figura 3.19: "Indice K in base al tipo di terreno" (Portanza dei sottofondi, C.N.R, Napoli, 1989)

Inoltre, vari autori (R. Jones ecc..., 1962) forniscono i seguenti valori sperimentali della costante K [*MPa/m*] per i diversi tipi di terreno. Dalla tabella si osservano dei valori per le sezioni 2.2, 2.3 e 2.4 che indicano una sabbia mediamente sciolta-compatta e per le due restanti sezioni una sabbia-ghiaia compatta, riscontri abbastanza coerenti con ciò che si è analizzato in precedenza.

terra coerente consolidata	150 - 290
sabbia e ghiaia compatta	100 -300
sabbia molto compatta	> 150
sabbia mediamente compatta	75 -150
sabbia mediamente sciolta	30 - 75
sabbia sciolta	130 - 30
sabbia molto sciolta	4 -120

Figura 3.20: "Indice K per le diverse tipologie di terreno" (Portanza dei sottofondi, C.N.R, Napoli, 1989)

Infine, si è voluto sintetizzare tramite un grafico (Figura 3.18) riassuntivo i valori dei cedimenti massimi per ogni sezione investigata.



Figura 3.21: "Cedimenti massimi ottenuti durante la prova nelle cinque sezioni analizzate"

4. VERIFICA DEI RISULTATI TRAMITE ANALISI NUMERICA

L'analisi numerica viene utilizzata per la costruzione di un modello che meglio approssimi la realtà partendo dai risultati ottenuti nelle varie prove eseguite sia in sito che in laboratorio. Tale modello numerico è una simulazione matematica del fenomeno fisico reale che permette di fare delle previsioni sull'evoluzione del fenomeno indagato.

Per eseguire l'analisi numerica è fondamentale avere presente quali siano gli obiettivi della simulazione, realizzando un modello che descriva il sistema con le relative caratteristiche. La costruzione del modello prevede: la scelta del tipo di simulazione, la definizione della geometria e della griglia di discretizzazione, l'assegnazione delle proprietà dei materiali, l'applicazione delle condizioni iniziali e al contorno, l'inizializzazione e l'interpretazione dei risultati.

In Figura 4.1 si introducono le fasi per un modello numerico.



Figura 4.1: "Schema del processo di analisi numerica" (Imiriland Project, 2004)

Inevitabilmente ognuna di queste fasi è soggetta ad errori che derivano dai dati derivanti dalle prove in situ o di laboratorio che potrebbero modificare il risultato finale; per cui è molto importante che l'intero lavoro sia eseguito in maniera critica. Si identificano tre processi che verranno descritti brevemente nei capitoli successivi:

- 1. dalla realtà al modello geo-meccanico;
- 2. dal modello geo-meccanico al modello numerico;
- 3. dall'analisi numerica ai risultati.

4.1 Dalla realtà al modello geo-meccanico

Nel primo processo si richiede la comprensione dei meccanismi agenti a livello globale, cercando di riprodurne i comportamenti nel modello geo-meccanico. Consiste nella raccolta dei dati necessari per una descrizione della realtà la più completa possibile; ciò è ottenuto tramite campagne di misura.

Lo scopo di questo lavoro consiste nell'identificazione accurata della geometria e della sua struttura tramite una caratterizzazione dei materiali.

La prima fase è sicuramente una delle maggiori fonti di errori, sia per l'approssimazione che possiamo trovare nella definizione di alcuni dati, sia per la determinazione e l'ottenimento di tutti gli elementi necessari per la cotruzione del modello. Questo può essere dovuto sia alla mancanza di fondi, sia all'impossibilità nell'utilizzo di alcuni strumenti, sia alle caratteristiche del fenomeno, che a volte impediscono fisicamente lo svolgimento di determinate indagini. È chiaro che la verifica e il modello sono una semplificazione della realtà, che si basa su delle ipotesi, soprattutto se i dati non sono completi.

Si parte dalla realtà per arrivare ad un modello che comunque risulterà qualitativo, la cui soluzione finale dovrà implementare l'analisi numerica, perciò chi ha eseguito prove o analisi in campo dovrà fornire dati su comportamento di propagazione dei carichi applicati, stato tensionale ecc...

4.2 Dal modello geo-meccanico al modello numerico

Nel caso in esame si è voluto verificare tramite l'analisi numerica che i risultati ottenuti siano abbastanza coerenti con la realtà investigata e per osservare la propagazione dei carichi nel sottofondo e nell'intorno della tubazione.

Come detto nel paragrafo precedente, bisogna discretizzare in maniera precisa gli aspetti caratterizzanti da inserire nel modello matematico. Inoltre, potrebbe essere necessario lo svolgimento di analisi di laboratorio, utili ad integrare i dati disponibili arrivando così ad una migliore caratterizzazione dei materiali e delle loro proprietà geotecniche; in questo caso una particolare attenzione dovrà essere posta nell'individuazione degli eventuali <u>effetti di scala</u> che potrebbero portare a risultati errati. Prima di arrivare allo sviluppo di modelli onnicomprensivi, sarebbe più utile svolgere delle analisi preliminari utilizzando programmi meno elaborati, che si basano su dei modelli semplificati.

Esistono diverse classificazioni dei modelli esistenti, basate sulla discretizzazione dello spazio che utilizzano. Si possono dividere in: **modelli continui** (ad esempio agli elementi finiti come Phase2), in cui si discretizzano delle equazioni di equilibrio per il controllo di stabilità e dello stato tensionale in materiale intatto o secondo un numero ristretto di discontinuità; **modelli discreti** (ad elementi distinti come PFC2D), quando non si lavora con un continuum ma un discontinuum o pseudo-discontinuum, in cui l'idea di base consiste nel considerare l'area di interesse come un insieme di particelle o blocchi rigidi, che muovendosi entrano in contatto tra loro, sviluppando reazioni che vengono aggiornate durante il processo.

Ciò che nella nostra analisi si vorrebbe verificare e modellare sono i fenomeni di distribuzione delle pressioni nel sottofondo, applicate in superficie, (Figura 2.14), di stabilità dei rinterri e quelli di natura statica nell'intorno della tubazione.

Inoltre, si è calcolato il valore del fattore di sicurezza per la stabilità delle pareti della trincea, così da poter osservare se lo scavo possa rimanere aperto o meno.

4.3 Dal modello numerico ai risultati

L'ultima parte è riferita al calcolo del modello, che come detto in precedenza non è esente da errori, specialmente nell'assegnazione dei valori e dei parametri di input. È evidente che in questa fase si rilevano i problemi di scala, se i risultati dipendono dalla griglia utilizzata, dalla geometria del modello e dalle proprietà dei materiali.

La qualità dei risultati che il modello numerico fornisce dipende in larga misura dalla qualità del processo precedente, della discretizzazione, dell'accettabilità delle ipotesi iniziali e dell'ipotesi iniziali. Ripetendo il calcolo apportando dei cambiamenti è possibile verificare la validità dei risultati ottenuti. Il primo passo per giungere al risultato finale è realizzare un modello preliminare, che descriva lo stato iniziale, questo è ottenibile ad esempio applicando la forza di gravità all'intera massa e ponendo gli spostamenti uguali a zero.

Infine, è possibile inserire le forze agenti, giungendo così ai risultati voluti; dopodiché si comparano le soluzioni ottenute con la realtà.

4.4 Caratteristiche di Phase2

Phase2 8.0 (Rocscience Inc., 2011) è un programma bidimensionale agli elementi finiti, che può essere utilizzato per risolvere problemi di ingegneria geotecnica e mineraria.

In questa analisi numerica qualitativa i terreni considerati sono trattati come dei pseudodiscontinuum e viene studiata la risposta dovuta a dei carichi statici e dinamici.

Con questa analisi si ha il vantaggio di includere nel modello sia il comportamento elastico che plastico. La particolarità fondamentale del metodo agli elementi finiti è di suddividere la geometria del modello in esame in porzioni discrete chiamate *elementi finiti*. Questi, che solitamente hanno una forma semplice (triangolare o quadrata), sono collegati fra di loro da *nodi* in condivisione. L'insieme di elementi finiti e nodi è conosciuto con il nome di *mesh*. Questa discretizzazione del modello viene applicata dopo aver assegnato le proprietà ai materiali che lo costituiscono (Figura 4.2).



Figura 4.2: "Esemplificazione di un modello nel metodo ad elementi finiti" (Fonte Gambassi 2007)

Il comportamento del materiale di rinterro può influenzare la scelta del modello da considerare e le proprietà in input per l'analisi, naturalmente, varieranno a seconda del criterio di rottura utilizzato.

Dopo aver assegnato le proprietà ai vari materiali, nel caso in esame si procede con il considerare la nostra tubazione come un *lining* nel sottosuolo, con caratteristiche meccaniche tipiche della tubazione scelta, in questa circostanza HDPE. Dopodiché si procede con la costruzione della geometria della trincea e l'inserimento della *mesh* adeguata con caratteristiche geo-meccaniche dei materiali considerati. Infine, cercando di simulare al meglio il passaggio di mezzi nell'intorno della trincea si applicano sulla superficie un ciclo di pressioni da 1 MPa a 20 MPa. In Phase2 quest'ultima analisi può essere applicata, per semplicità, suddividendo la modellazione in varie fasi (*stages*) ad ognuna delle quali si applica un carico sempre maggiore.

Nell'ambiente Phase2D, dopo la definizione delle impostazioni iniziali come l'unità di misura e il tipo di analisi, si è proceduto con l'inserimento della geometria, importando le coordinate da un foglio di AutoCAD e correggendole facendo coincidere lo 0 con il centro della tubazione.

Con l'analisi numerica, in prima battuta, si è voluto verificare la stabilità della trincea, con l'utilizzo del programma Slide 5.1, così da poter individuare quale possa essere la superficie di scivolamento più critica e il corrispondente fattore di sicurezza (SRF). Una trincea aperta per sottoservizio urbano in situazioni di normale profondità - da 1 a 3 m - può presentare degli smottamenti di entità variabile che, chiaramente, dipenderanno dalla natura dei terreni. Partendo da questa analisi, si vuole eseguire un esame accurato dello stato dei luoghi che, in un cantiere lineare (così detto per essere dominante la misura dello sviluppo in lunghezza, è di notevole importanza per definire, da un lato, i magisteri necessari per lo scavo di una trincea, la stabilità delle pareti e la posa di condotte e da un altro i tempi e i costi di esecuzione.

Nella Figura 4.3 sottostante si presentano le tipologie di cedimenti delle pareti laterali di una trincea dipendenti, principalmente, dalla tipologia di terreno.



Figura 4.3: "Possibili smottamenti nello scavo di trincee (L. Da Deppo-C. Datei, 2009"

La tipologia di terreno considerata, per effettuare l'analisi di stabilità delle pareti laterali della trincea, si è scelta osservando delle banche dati dell'Arpa Piemonte di prove penetrometriche (*S.P.T Standard Penetration Test*) effettuate nelle zone della Città Metropolitana di Torino. Per effettuare una analisi numerica realistica, si è voluto considerare un terreno che dal punto di vista litologico risulta essere un deposito fluvioglaciale di natura limosa argillosa con una matrice sabbiosa, tipico del centro urbano di Torino. Questa scelta è dovuta al fatto di effettuare una posa di tubazioni del gas in ambito urbano. Di seguito nella Figura 4.4 si osserva la stratigrafia tipica di una indagine geognostica.



Figura 4.4: "Stratigrafia risultante da prove SPT(Regione Piemonte 2008)"

La geometria della trincea in esame è osservabile nella Figura 4.5 sottostante, la quale presenta una larghezza di 0.5 m e una profondità di circa 1 metro.



Figura 4.5: "Geometria della trincea tramite software Slide 5.1"

Il terreno considerato ha delle caratteristiche geo-meccaniche tipiche di un Paleosuolo di natura argillosa-limosa con ghiaie in una matrice sabbiosa; essendo un terreno debolmente coerente si è deciso di utilizzare un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb descritto dall'*equazione di scorrimento* $\tau = c + \sigma \cdot tg \phi$, nella quale si inseriscono i valori di coesione *c* e angolo d'attrito ϕ . Tali valori per questa tipologia di materiale sono: $c = 0.00315 [N/mm^2]$ e $\phi = 37.23$ [°] ottenuti tramite una media ponderata, rappresentata dalla formula sottostante, dei valori raggruppati in classe di frequenza dei materiali che compongono il terreno. Con la stessa formulazione si ottiene il peso di volume $\gamma = 17.55 [kN/m^3]$.

$$\overline{x} = \frac{\sum_{i=1}^{k} m_i f_i}{\sum_{i=1}^{k} f_i}$$
[7]

in cui:

- m_i è il valore centrale della classe i-ma;
- f_i è la frequenza della classe i-ma.

I range dei valori di riferimento sono stati acquisiti da ricerca bibliografica e per le varie tipologie di materiale si è considerato il terreno come compatto. La curva ottenuta è visibile in Figura 4.6. Questi parametri verranno inseriti all'interno della definizione dei parametri del software Slide, il quale calcolerà automaticamente le tensioni tangenziali agenti τ . Dopodiché si decidono i metodi di analisi della stabilità; si è scelto di considerare il metodo di Bishop semplificato nel quale il SRF è misurato come un prodotto tra le azioni destabilizzanti e stabilizzanti dei cunei che formano la superficie di scorrimento calcolato in maniera iterativa (Jambu semplificato è molto simile e si osserva che si ottengo valori pressoché simili). Tutto ciò è visibile nella Figura 4.7.



Figura 4.6: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite Slide 5.1"

Project Settings ?	Define Material Properties ? × Paleosuolo argilloso ghiaicos in matrice sabbiosa limosa Materia.
General Methods Groundwater Statistics Random Numbers Methods P Bishop simplified Corps of Engineers #1 Corps of Engineers #2 GLE/Morgenstem-Price P Janbu simplified Janbu corrected	Name Paecouloo ageoso g Coole Image: Paecouloo ageoso g Coole Image: Paecouloo ageoso g Image: Paecouloo ageoso ageoso g Image: Paecouloo ageoso ageoso g Image: Paecouloo ageoso a
Lowe-Karafiath Didnasy/Fellenius Spencer Halt Sine Dhange	Water Parameters Water Surfacer None + Hu Custom - 1
OK Cancel	Copy To. Statistics. OK. Cancel

Figura 4.7: "Definizione dei parametri di analisi e del materiale in Slide 5.1"

Il SRF minore ottenuto, come visibile nella Figura 4.9, è maggiore di 1 e questo indica una stabilità della trincea per il tempo necessario alla posa del sottoservizio urbano, che per il caso considerato nella distribuzione del gas varia dal tipo di diametro della tubazione e tipo di terreno scavato, ma intorno alle 2/3 ore come indicato nella Figura 4.8. Infine si è osservato come la superficie di scorrimento più gravosa è coerente con quanto supposto nell'analisi.

Evento	Durata
impatto (terremoto, battitura di pali)	<1s
Onda marina	10 s
Esecuzione di una trincea	$10^4 \mathrm{s} \approx 3 \mathrm{h}$
Carico di una piccola fondazione	$10^{\circ} s \approx 10$ giorn
Esecuzione di uno scavo di grosse dimensioni	$10^7{ m s}pprox 3{ m mesi}$
Rilevato	$10^8{ m s}pprox 3{ m anni}$
Erosione	$10^9 \mathrm{s} \approx 30 \mathrm{anni}$

Figura 4.8: "Tempi necessari alla costruzione in alcuni casi tipici (Ing. A. Nocilla, 2013)"



Figura 4.9: "Risultati di SRF ottenuti tramite Slide 5.1"

È chiaro, che con un aumento della profondità, che per un sottoservizio del gas può raggiungere i 2 metri, il fattore di sicurezza diminuirà e ciò indica una instabilità delle parti dello scavo a cui si dovrà rimediare tramite un'inclinazione adeguata delle pareti oppure con l'utilizzo di palancole in legno per il supporto temporaneo, così da eseguire l'opera a regola d'arte.

Infine si inserisce tramite un grafico (Figura 4.9) l'andamento del SRF della zona di scorrimento considerata, che corrisponde circa a $5\div10$ volte il diametro della tubazione utilizzata, nel nostro caso D=222 mm.



Figura 4.10: "Andamento del SRF lungo la superficie a sinistra della trincea"

4.5 Proprietà dei materiali di rinterro

Dall'analisi di laboratorio e di campo non si è giunti in possesso di informazioni complete su tutte le caratteristiche geo-meccaniche dei terreni del caso in esame; per cui per la loro valutazione si è ricorso all'utilizzo del programma RocData (Rocscience Inc., 2004) integrato in Phase2. Essendo in materiali debolmente coerenti, come sabbia e ghiaia principalmente, si inseriscono i valori di coesione c e angolo d'attrito ϕ derivanti dal calcolo tramite la formula [7] della media ponderata (Tabella 4.1). è osservabile come i materiali utilizzati per i rinterri abbiamo proprietà geomeccaniche molto simili, poiché contengono composizioni granulometriche simili.

Il criterio di analisi per la resistenza del materiale è quello Mohr-Coulomb, la cui curva sarà rettilinea e non passerà per l'origine. Dopo aver inserito i valori richiesti, RocData restituirà in output i valori di *tensile strenght* (resistenza a trazione), *uniaxial compressive strenght* (*UCS*) e *angle* α che è l'angolo tra la direzione della σ_I e la normale al piano di rottura. Con questi processo si è riusciti a stimare la resistenza a compressione del materiale e la resistenza a trazione, quest'ultima per i terreni studiati è tendente a zero.

Di seguito si inseriscono i criteri di resistenza ottenuti per il Paleosuolo e per la sezione 2.1 (nell'Allegato 2 si inseriranno le restanti sezioni) nelle Figure (4.10-11-12) sottostanti e nelle Tabelle 4.2, 4.3 i risultati ottenuti dalle formule [7] della media ponderata, [8] e [9] per il calcolo delle tensioni principali massima σ_1 e minima σ_3 da inserire nel programma.

Dalle tabelle si osserva come i materiali analizzati abbiano valori pressoché simili, ciò è dovuto alla loro composizione.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad [8] \qquad \sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad [9]$$

60

	Angolo d'Attrito φ (°)	Coesione <i>c</i> (MPa)	Peso di Volume γ (kN/m ³)	Modulo elastico <i>E</i> (MPa)	Coeff. Poisson v (-)
Paleosuolo	37,03	0,00315	17,55	120,90	0,318
2.1 A	39,28	0,00143	16,20	78,95	0,289
2.1 B	38,14	0,00095	17,15	93,26	0,318
2.2 A	39,51	0,00099	15,99	77,50	0,285
2.2 B	37,82	0,00090	17,41	108,93	0,315
2.3 A	38,58	0,00123	16,90	96,29	0,305
2.3 B	38,16	0,00090	17,17	103,99	0,311
2.4 A	37,81	0,00080	17,52	112,66	0,318
2.4 B	37,68	0,00070	17,70	117,71	0,322
2.5 A	37,62	0,00062	17,81	121,02	0,324
2.5 B	36,85	0,00090	18,65	138,55	0,342

Tabella 4.1: "Risultati ottenuti dalla formula di media ponderata per le varie percentuali ottenute dall'analisi granulometrica delle varie sezioni analizzate"

Dalle Formule [8] e [9] citate e inserite in precedenza, si è calcolato lo stato tensionale (*Field Stress*) per ogni sezione investigata, considerando un ambiente completamente drenato per dei materiali debolmente coerenti come osservato nella tabella precedente. Questi risultati ottenuti sono stati inseriti all'interno del programma.

	σ_l (MPa)	σ_3 (MPa)
Paleosuolo	0,0063	-0,0016
2.1 A	0,0030	-0,00068
2.1 B	0,00195	-0,00046
2.2 A	0,0021	-0,00046
2.2 B	0,0018	-0,00044
2.3 A	0,0025	-0,00059
2.3 B	0,0018	-0,00044
2.4 A	0,0016	-0,00039
2.4 B	0,0014	-0,00034
2.5 A	0,0013	-0,00030
2.5 B	0,0018	-0,00045

Tabella 4.2: "Tensioni principali massima e minima dei terreni"



Figura 4.11: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData del Paleosuolo rosso-bruno"



Figura 4.12: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.4 A"



Figura 4.13: "Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.4 B"

4.6 Proprietà della tubazione (lining)

All'interno del programma Phase2 la tubazione è considerata come un *lining* (cioè un rivestimento), a cui si è scelto di assegnare delle caratteristiche tipiche di un tubo flessibile in HDPE (Polietilene ad alta densità). Il polietilene HD ha un'elevata densità molecolare, ciò gli garantisce una elevata resistenza allo sfregamento e a trazione/compressione; appartiene alla categoria delle tubazioni flessibili, esse possono subire deformazioni significative prima di giungere alla rottura. La stabilità del sistema tubo flessibile-terreno dipende dalla capacità del rinterro di dar luogo ad una reazione passiva d'appoggio: cioè dal modulo del terreno schematizzato come suolo elastico, il cui valore dipende essenzialmente dalla qualità del rinterro e dalla sua compattazione.

Nell'analisi statica di una tubazione interrata come descritto nei capitoli precedenti, è importante considerare il sistema tubo-terreno: l'interazione del tubo col suolo dipende infatti dalla sua rigidità (o dalla sua flessibilità), la quale induce reazioni differenti da parte del terreno.

La tubazione considerata in Figura 4.14 ha un diametro esterno di 225 mm con uno spessore di 14 mm, di conseguenza un diametro interno di 211 mm.

Proprietà	Unità	Metodo ASTM	Valore
Densità (peso specifico a 23°C)	kg/dm ³	D792	0.941 - 0.965
Limite di impiego alle temperature	°C		-50° a +80°
Resistenza a trazione	kg/cm ²	D638	220 - 380
Modulo elastico a trazione	kg/cm ²	D638	4200 - 12500
Modulo elastico a flessione	kg/cm ²	D790	7000 - 20000
Resistenza alla compressione	kg/cm ²	D695	190 - 250
Coefficiente di Poisson	-		0.46

Di seguito nella Tabella 4.4 si possono osservare le proprietà di un Polietilene HDPE.



Tabella 4.3: "Proprietà meccaniche, termiche e fisiche di un Polietilene HDPE"

Figura 4.14: "Tipologia di tubazione utilizzata nell'analisi di campo con caratteristiche riportate in tabella 4.3"

4.7 Risultati

Utilizzando il software Phase2, è stato studiato l'andamento del cedimento superficiale con sovraccarico variabile, il carico applicato sul *lining* (HDPE) e l'andamento dello stato tensionale nel suo intorno.

Il vantaggio dell'utilizzo di un metodo agli elementi finiti consiste nel fatto che non è necessario formulare alcuna ipotesi sulle condizioni di cedimento o rottura.

Utilizzando la geometria di base descritta in precedenza ed illustrata successivamente in Figura 4.15, variando di volta in volta i parametri caratteristici relativi ai differenti rinterri esaminati, è stato possibile ottenere risultati (in termini di spostamenti) accettabili e dello stesso ordine di grandezza di quelli determinati in sede di sperimentazione in sito.

Di seguito si inseriranno i valori ottenuti per la sezione 2.4, la quale, nell'analisi di campo, ha ottenuto dei valori di cedimento molto gravosi e di costipamento scadente; i risultati ottenuti nelle restanti sezioni verranno inserite nell'Allegato 2. Infine, come si osserva dalle Figure 4.16-17-18 per l'esecuzione delle prove di campo le tubazioni sono messe in pressione con un valore di circa 0.5 MPa circa 5 bar, come da normativa, e verranno chiuse alle due estremità.



Figura 4.15: "Geometria di base della trincea e della tubazione"


Figura 4.16: "Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 1 MPa"



Figura 4.17: "Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 10 MPa"



Figura 4.18: "Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 20 MPa"



Figura 4.19: "Grafico dell'andamento dei cedimenti risultanti dal software Phase2 per la sezione 2.4"

È possibile osservare dalle Figure 4.14-15-16 e dal grafico 4.17 l'andamento dei cedimenti nel sottofondo causati dall'applicazione dei carichi in superficie; si nota, chiaramente, come all'aumento del carico, fino al raggiungimento dei 20 MPa di pressione, come vi sia un aumento graduale degli abbassamenti pressoché coerenti con quanto osservato nei capitoli precedenti. Al raggiungimento della pressione di 20 MPa, che durante la prova di campo quasi mai è stata avvicinata, il cedimento superficiale è di circa 8-9 cm. Lo stato tensionale di compressione nell'intorno della tubazione e agente sulla tubazione come osservabile nella Figura 4.18-19, all'applicazione del carico più gravoso possibile, è accettabile per le caratteristiche del materiale, il quale come descritto in precedenza possiede una resistenza ultima a compressione e trazione massime di circa, rispettivamente, 25 e 38 MPa. L'andamento dello stato tensionale lungo il perimetro della tubazione di 70 cm è osservabile nel grafico 4.19-20.



Figura 4.20: "Andamento dei dello stato tensionale σ₁ lungo il perimetro della tubazione con una pressione applicata in superficie di 20 MPa"



Figura 4.21: "Andamento dei dello stato tensionale σ₃ lungo il perimetro della tubazione con una pressione applicata in superficie di 20 MPa"

Si osserva dai grafici soprastanti come la tensione verticale σ_1 sia più elevata nell'intorno della generatrice superiore della tubazione mantenendosi pressoché costante nelle altre zone, ma osservando una diminuzione nelle zone delle due generatrici laterali della medesima.

Perciò che riguarda la tensione di confinamento laterale σ_3 a differenza della precedente, invece, è sicuramente minore ed inoltre avrà degli aumenti nelle zone laterali e nell'intorno della generatrice inferiore della tubazione.

Nel capitolo successivo si introdurrà e si svilupperà un'analisi tramite il metodo agli elementi distinti, che sicuramente è più rappresentativa del modello, soprattutto, per ciò che riguarda la composizione granulometrica dei rinterri analizzati e le forze di contatto tra le varie particelle svilpaate che è possibile schematizzare con l'utilizzo del software PFC2D.

5. VERIFICA DEI RISULTATI TRAMITE ANALISI NUMERICA AGLI ELEMENTI DISTINTI

Il DEM (Discrete Element Method) è, certamente, il metodo più rappresentativo per la modellazione del mezzo in scala particellare. Il metodo agli elementi discreti fu introdotto da Cundall nel 1971. L'analisi numerica è utilizzata per descrivere lo stato tenso-deformativo di un insieme di particelle, che hanno una forma circolare e sferica, sottoposte a forze esterne. Il DEM utilizza in maniera alternata la seconda legge di Newton, in cui si enuncia che l'accelerazione di un oggetto è direttamente proporzionale alla forza risultante agente su di esso e inversamente proporzionale alla sua massa, e la legge forza-spostamento.

La massa reale è schematizzabile come un insieme di particelle indeformabili che si scambiano tra loro delle forza nei punti di contatto. L'applicazione delle forze esterne è sviluppata con elementi di *boundary* o di particelle in movimento. Gli spostamenti sono determinabili osservando i movimenti effettuati dalle singole particelle. Questi moti sono causati dall'influenza delle pareti e dal moto proprio della singola particella nel sistema sottoposto alla forza di gravità.

Il DEM ha un comportamento dinamico descritto da un algoritmo numerico di *time-stepping* per ottenere un'accurata discretizzazione del flusso temporale del problema. Ma, nel singolo *time-step*, la forza esterna applicata viene trasferita tra coppie di elementi a contatto.

5.1 Nozioni di base

Il metodo agli elementi distinti si propone come una analisi numerica, con lo scopo di trovare soluzioni appropriate a modelli schematizzabili come sistemi di corpi/particelle rigidi o deformabili, le quali se soggette ad una forza interagiranno tra loro e saranno soggette a movimenti.

È chiaro che i problemi problemi ingegneristici caratterizzati da un comportamento discontinuo, come ad esempio il caso studio, sono di complessa risoluzione adottando una analisi continua, ma se come nel caso analizzato un terreno granulare ha una struttura omogenea senza la presenza di fasi liquide ed aeriformi elevate può considerarsi come un pseudo-continuum.

Il concetto chiave del DEM è relativamente semplice, poiché tratta il dominio del problema come particelle/corpi, i cui contatti devono essere identificati e aggiornati durante il processo.

5.1.1 Vantaggi del DEM

Questa tecnica è abbastanza efficiente, per cui ha trovato applicazione in diversi campi dell'ingegneria civile/ambientale come la meccanica delle rocce e dei terreni, l'analisi di strutture e la meccanica dei fluidi.

A differenza del continuo in cui i modelli di contatto tra i vari componenti sono fissati dall'inizio, nel DEM variano in continuazione durante il processo.

Una differenza sostanziale tra i modelli discreti e del continuo è che in quest'ultimo le condizioni di compatibilità tra gli spostamenti negli elementi interni devono essere imposte. Infatti, nei metodi ad elementi finiti tale condizione è assicurata mantenendo costante la connessione tra elementi e nodi; infine nel DEM la compatibilità tra spostamenti di blocchi/particelle non è richiesta ed è sostituita dalle condizioni di contatto.

5.2 Ciclo di calcolo

Come detto in precedenza il ciclo di calcolo consiste nell'applicazione successiva della legge del moto alle particelle e della legge forza-spostamento ai contatti. Quest'ultima viene utilizzata per aggiornare continuamente le forze di contatto agenti, dopodiché si ricavano le velocità e gli spostamenti relativi di ciascuna particella applicando la legge del moto.

I contatti sfera-sfera e sfera-parete si formano e si distruggono automaticamente durante la simulazione.



Figura 5.1: "Ciclo di calcolo dell'analisi DEM" (Itasca, 2002)

5.2.1 Legge Forza - Spostamento e Legge del moto

Con la legge forza-spostamento si mette in relazione lo spostamento tra le entità in contatto e le forze agenti su esse. Per i contatti sfera-sfera può agire anche una forza di coesione (*bond*).

Nella Figura 5.2 si osserva un generico contatto sfera-sfera, in cui la legge di forza-spostamento applica le sue equazioni nel punto x_i , centro si una sfera; questo punto sarà attraversato da un piano e da un versore normale ad esso n_i , congiungente i centri delle sfere a contatto, mentre la parete, come è possibile notare nella Figura 5.3. La forza di contatto verrà scomposta in due componenti: una normale che agisce nella direzione del vettore normale, ed un'altra tangenziale che giace sul piano. La legge forza-spostamento mette in relazione le due componenti di forza con gli spostamenti attraverso la rigidezza di contatto normale e tangenziale.



Figura 5.2: "Contato sfera-sfera" (Itasca, 2002)

Nella Formule sottostanti [9] si definira il versore normale per due sfere e la distanza tra esse:

$$n_{i} = \frac{x_{i}^{[B]} - x_{i}^{[A]}}{d} \quad dove \quad d = \left| x_{i}^{[B]} - x_{i}^{[A]} \right| = \sqrt{(x_{i}^{[B]} - x_{i}^{[A]})(x_{i}^{[B]} - x_{i}^{[A]})}$$
[10]

Il ragionamento da applicare per il contatto sfera-muro è pressoché uguale. Nella Formula [11] successiva si definisce la sovrapposizione U^n , che è definita come lo spostamento relativo al contatto nella direzione normale.

$$U^{n} = \begin{cases} R^{[A]} + R^{[B]} + d & sfera - sfera \\ R^{[b]} - d & sfera - muro \end{cases}$$
[11]

dove $R^{[i]}$ è il raggio della sfera *i*.



Figura 5.3: "Contato sfera-muro" (Itasca, 2002)

Come detto in precedenza la forza di contatto verrà scomposta nelle due componenti normali e tangenziali al piano:

$$F_i = F_i^n + F_i^s \tag{12}$$

dove F_i^n è la componente normale e F_i^s è la componente di taglio.

Le due componenti verranno calcolate come:

$$F_i^n = K^n U^n n_i \tag{13}$$

dove K^n è la rigidezza normale nel punto di contatto, costante e rappresentata da una molla. Si nota come la rigidezza normale sia un modulo secante che lega lo spostamento totale con la forza totale, invece, la rigidezza tangenziale k^s lega i valori incrementali di forza di taglio con lo spostamento tangenziale:

$$\Delta F_i^s = -k^s \Delta U_i^s \tag{14}$$

Creandosi il contatto, la forza di taglio è inizializzata a zero, dopodiché ad ogni incremento di uno spostamento a taglio si avrà un incremento della forza, che si aggiornerà.

La legge del moto per una singola sfera/particella rigida è applicata a partire dalla forza e dal momento risultante che agiscono su essa. Sarà descritto con un moto di rotazione della particella e di traslazione del baricentro; il primo è descritto in termini di velocità angolare ω_i e di accelerazione angolare $\dot{\omega}_i$, invece, il secondo è descritto dai termini di posizione x_i , di velocità \dot{x}_i e di accelerazione \ddot{x}_i . Le equazioni dei rispettivi moti in forma vettoriale sono:

$$M_i = \dot{H}_i$$
[15]

dove M_i è la risultante del momento agente e \dot{H}_i è il momento angolare della particella;

$$F_i = m(\ddot{x}_i - g_i) \tag{16}$$

dove F_i è la risultante delle forze esterne che agiscono, m è la massa e g_i è l'accelerazione di gravità.

5.3 Passo di calcolo temporale

Il passo di calcolo è inferiore ad un determinato time-step critico per cui la soluzione rimane stabile. Poiché il sistema è in continuo cambiamento, per il calcolo del time-step si considera un sistema massa-molla con massa puntiforme e rigidezza k (Figura 5.4).



Figura 5.4: "Sistema massa-molla"

Il time-step critico sarà calcolato con un metodo alle differenze finite del secondo ordine, che è dato dalla formula [16] sottostante:

$$t_{crit} = \frac{T}{\pi}$$
[17]

in cui il periodo del sistema pari a $T = 2\pi \sqrt{m/k} \Rightarrow t_{crit} = 2\sqrt{m/k}$; quindi si considera questo sistema per una serie infinita di masse puntiformi e di molle.

5.4 Modello di contatto (lineare)

Itasca indica che in PFC2D è possibile avere differenti modelli di contatto, tra i quali il più semplice è sicuramente il modello lineare, utilizzato nel caso in studio.

Le componenti di questo modello sono certamente le due rigidezze di contatto k_n e k_s , rispettivamente normali e tangenziali delle due entità in contatto (sfera-sfera o sfera-muro). Esse mettono in relazione le forze di contatto ai relativi spostamenti nelle due direzioni.

Nel modello di contatto lineare le rigidezze, assumendo che agiscano in serie, sono:

$$K^{n} = \frac{k_{n}^{[A]}k_{n}^{[B]}}{k_{n}^{[A]} + k_{n}^{[B]}}$$
[18]

$$k^{s} = \frac{k_{s}^{[A]}k_{s}^{[B]}}{k_{s}^{[A]} + k_{s}^{[B]}}$$
[19]

Questo modello di contatto permette di avere un comportamento di scivolamento; ciò è ottenibile imponendo una resistenza nulla nella direzione normale e limitando la forza di taglio.

Tale comportamento è definito da un coefficiente d'attrito μ al contatto, adimensionale, il quale risulta essere il minimo coefficiente d'attrito tra i due corpi in contatto.

Il programma, inoltre, permette di simulare il legame coesivo tra le particelle ai contatti. Questo legame (*bond*) è una sorta di colla unente le due entità nel solo punto di contatto, che trasmette solo forze. Nel modello il legame di contatto è implementato con una resistenza a trazione della molla e una di taglio. Nel momento in cui la forza di trazione normale uguaglia o supera la resistenza massima a trazione, il legame si rompe e sia la forza di contatto normale, sia la forza di taglio diventano nulle.



Figura 5.5: "Relazione forza/spostamento con coesione per rigidezza normale e tangenziale (Itasca 2002)"

Nella Figura 5.5 a sinistra, F^n è la forza di contatto normale, in cui $F^n > 0$ indica tensione, mentre U^n è lo spostamento normale relativo, dove $U^n > 0$ indica la sovrapposizione delle particelle, invece a destra si osserva che F^s è la forza di taglio totale sul contatto, mentre U^s è lo spostamento totale tangenziale misurato relativamente al punto in cui si è venuto a creare il legame.

5.5 Unità di misura

PFC2D accetta qualsiasi serie di unità di misura dell'ingegneria, purché coerenti. Nella Tabella 5.1 vengono mostrate una serie di unità di misura, per le quali l'utente dovrà fare attenzione quando convertirà da altre unità. PFC non attua nessuna conversione.

Tabella 5.1: "Unità di sistema per i parametri meccanici" (Itasca 2008)

	SI			
Length	m	m	m	cm
Density	kg/m ³	10^{3} kg/m^{3}	10^{6} kg/m^{3}	10^{6} g/cm^{3}
Force	Ν	kN	MN	Mdynes
Stress	Ра	kPa	MPa	bar
Gravity	m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²	cm/s ²
Ball stiffness	N/m	kN/m	MN/m	Mdynes /cm
Parallel bond stiffness	Pa/m	kPa/m	MPa/m	bar/cm

where: 1 bar = 10^6 dynes/cm² = 10^5 N/ m² = 10^5 Pa;

1 atm = 1.013 bars = 14.7 psi = 2116 lbf/ft² = 1.01325×10^5 Pa;

 $1 \text{ slug} = 1 \text{ lbf} - \frac{\text{s}^2}{\text{ft}} = 14.59 \text{ kg};$

 $1 \text{ snail} = 1 \text{ lbf} - s^2/\text{in};$

1 gravity = $9.81 \text{ m/s}^2 = 981 \text{ cm/s}^2 = 32.17 \text{ ft/s}^2$.

5.6 Costruzione del dominio di calcolo

Riferimento: ALLEGATO 3, File: TUBAZIONE.DAT

Il dominio di studio è una trincea di circa 1 m di profondità e 0.5 di larghezza, al cui interno si inserisce del materiale di rinterro con la granulometria studiata in precedenza.

Le superfici che andranno a definire il contorno della trincea, in PFC2D, sono denominate *wall*. Tali elementi hanno spessore nullo, perciò non è possibile distinguere il diametro esterno da quello interno al dominio. I bordi della trincea sono principalmente tre *wall*: due superfici laterali e una di fondo. All'interno della trincea si inseriranno 47 *balls*, alle quali si sono attribuite delle coordinate ricavate costruendo la geometria con un software di grafica vettoriale (AutoCAD). Queste particelle costituiscono la tubazione in HDPE, per cui si sono assegnate a ciascuna *ball* le proprietà adeguate. Tutti i *wall* possono essere movimentati indipendentemente uno dall'altro, ai fini di simulazioni, in

controllo di sforzi o spostamenti, ma nel caso in esame verranno tenuti fermi. L'intero dominio costruito in AutoCAD è visualizzato nella Figura 5.6, nella quale, inoltre, si osserva il modello generato dalle conseguenti coordinate CAD in PFC2D, ponendo lo spigolo in alto a sinistra coincidente con il punto d'origine degli assi.



Figura 5.6: "Dominio costruito in AutoCAD ed esportazione delle coordinate della tubazione in PFC2D"

I muri sono indeformabili, per cui sono i parametri di rigidezza normale k_n e tangenziale k_s a controllare il comportamento al contatto muro-sfera. Tali parametri si sono scelti uguali anche per le *balls*, affinché la risposta dello strato di sfere a contatto con il muro sia analoga al resto del campione.

In seguito si inserisce l'immagine (Figura 5.7) del dominio completamente riempito di sfere; il numero di particelle impiegate per aver una compattazione e costipazione molto alta è di circa 20000.



Figura 5.7: "Dominio riempito con le particelle"

Si osserva come i rinfianchi del rinterro della tubazione siano molto costipati e con una granulometria sabbiosa.

5.5.1 Proprietà dei materiali

Riferimento: ALLEGATO 3, File: TUBAZIONE.DAT e SEZIONE.DAT

Il valore della porosità del materiale e la grandezza delle varie particelle sono inseriti all'interno del modello. Per quanto riguarda la porosità, si è asssunto un valore tra 0.37 e 0.38, per l'intero modello, utilizzando la formula della media ponderata [7] in accordo con quanto riscontrato da bibliografia, per il secondo parametro si sono considerate le curve granulometriche precedentemente ottenute e discusse.

La prima operazione eseguita è la linearizzazione (Figura 5.8 e 5.9) delle curve granulometriche per valutare il diametro massimo e minimo delle sfere, pari rispettivamente a 0.22 mm e 13 mm per ciò che riguarda il materiale A e 0.31 mm e 15 mm per il materiale B della sezione 2.4.

Per quanto riguarda la densità dei materiali, terreno e tubazione, si sono scelti i parametri utilizzati nei paragrafi precedenti: ad esempio per le particelle che simulano la tubazione di HDPE si è scelta una $\gamma = 950 \text{ kg/m}^3$.



Figura 5.8: "Linearizzazione semplificata della curva granulometrica del materiale A della sezione 2.4 per la modellazione PFC".



Figura 5.9: "Linearizzazione semplificata della curva granulometrica del materiale B della sezione 2.4 per la modellazione PFC".

Il programma richiede, per la generazione delle sfere, che vengano indicati il raggio massimo e minimo per le varie classi granulometriche. Le classi granulometriche scelte sono quelle indicate in precedenza normate dalla UNI 933-1. Il numero di particelle inserito all'interno del dominio è stato individuato su base proporzionale in riferimento alle classi granulometriche, cercando di individuare la disposizione migliore per le particelle.

Inoltre il programma PFC2D permette tramite il parametro *rad mul* di riprodurre in maniera più coerente il terreno per avvicinarci maggiormente alla realtà; nel caso in studio, in seguito ad analisi successive, si è deciso di applicare fattori moltiplicativi per il raggio delle sfere tra 1.2 e 1.5.

L'angolo d'attrito della singola sfera è calibrato tenendo bloccata la rotazione della stessa; ciò è assunto poiché, essendo esse realisticamente irregolari, presentano una maggior resistenza alla rotazione rispetto ad un normale elemento sferico. È chiaro che se fosse libera di ruotare ogni singola particella riprodurrebbe angoli d'attrito non molto alti. Impedendo la rotazione, si crea una dipendenza lineare tra ϕ e ϕ_{μ} (coefficiente d'attrito intergranulare), descritta dall'equazione [20] sottosante:

$$\phi = a \cdot \phi_{\mu} + b \tag{20}$$

I coefficienti *a* e *b* dell'equazione [20] dipendono dalla porosità del campione, dalla curva granulometrica e dal confinamento. Dal grafico (Figura 5.11) si osserva il legame tra le due tipologie di angolo di attrito da cui si ottiene il valore di ϕ_{μ} . Si è considerato un angolo d'attrito per l'intero modello pari a $37\div39^{\circ}$ come è risultato dai calcoli effettuati in precedenza.



Figura 5.10: "Legame fra l'angolo d'attrito della singola particella e quello globale nei due casi di rotazione consentita e impedita (Itasca, 2004)"

Successivamente tramite la relazione [21], il valore del coefficiente d'attrito intragranulare μ da inserire all'interno del modello numerico.

$$\mu = \tan(\phi_{\mu}) = 0.37 \div 0.40$$
[21]

5.5.2 Generazione del campione

Riferimento: ALLEGATO 3, File: GRAVITÀ.DAT

Il campione è realizzato inserendo particelle di diverse dimensioni all'interno del modello costruito in posizioni casuali all'interno del dominio, raggiungendo il numero massimo di elementi che possa essere generato. In particolare, PFC2D richiede che si definisca un parallelepipedo nel quale generare le sfere tramite la funzione *generation*; queste durante la loro formazione interagiranno tra di loro e si muoveranno nel dominio reale cilindrico. Come detto in precedenza le sfere sono assogettate a un fattore moltiplicativo per raggiungere il grado di compattazione richiesto.

Per il rilassamento del campione si osservano circa 300 cicli: si nota dal grafico sottostante (Figura 5.12) come il campione tenda a stabilizzarsi quando la media delle forze non bilanciate (*mean unbalanced forces*) tendono a zero. Nel grafico 5.13 considera anche la media delle forze di contatto (*mean contact force*).



Figura 5.11: "Assestamento del terreno dopo aver applicato 800 cicli, osservando le mean unbalance force"



Figura 5.12: "Mean contact force"

Infine è possibile, come detto in precedenza, attivare il modello d'attrito nella direzione tangenziale al contatto tra le particelle (*friction*), utilizzando un coefficiente d'attrito $\mu = 0.38$.

Dopo aver generato il campione all'interno del dominio (trincea), si applica l'accelerazione di gravità g a tutte le particelle di terreno, in direzione y con modulo negativo per indicare che il verso di applicazione è il basso. Si osserva che tale forza, 9,81 m/s², applicata a ciascuna particella, è a sua volta responsabile degli sforzi agenti sulle pareti di contorno. Si applicano circa altri 500 cicli di calcolo così da garantire l'assestamento definitivo del terreno

5.5.3 Applicazione del carico

Riferimento: ALLEGATO 3, File: SEZIONELOAD.DAT

Il carico in superficie, non essendo impartibile ad un *wall*, che sarà eliminato tramite il comando *delete wall*, sarà applicato tramite una serie ("*raft*") di *balls* in superficie aventi un diametro di circa 30 mm, poiché la normativa (BU C.N.R 146/92) impone uno spessore minimo di 20 mm, con estensione a tutta la trincea. Le *balls* si comportano come un "basamento" rigido poiché saranno connesse da vincoli (*bonds*) ad alta resistenza e rigidità.

La forza (con il comando *initial yforce*) è applicata da ogni *balls* creando una compressione nella direzione y-negativa. Questo "basamento" è forzato, obbligato nella direzione x da una velocità iniziale pari a zero che sarà specificata tramite il comando *fix x*. Tramite l'utilizzo del comando *macro* si raggruppano le balls che fanno parte della serie per facilitare l'applicazione delle proprietà e delle condizioni al contorno.

Nella tabella 5.2 sottostante si osservano le forze applicate dalle varie particelle in Newton.

Pressione (MPa)	Carico della singola particella (N)
1	5.00E+03
5	2.50E+04
10	5.00E+05
15	7.50E+04
20	1.00E+05

Tabella 5.2: "Carichi applicati dalle single particelle in base alla pressione di riferimento"

I cedimenti non sono controllati direttamente dal programma, infatti non prendono parte al processo di calcolo, ma li si impone mediante il comando *prop xdisp 0.0 ydisp 0.0*, che ne setta il valore iniziale tendente a zero; ma il cedimento è individuabile indirettamente osservando la posizione delle particelle e il loro andamento durante i cicli.

Nelle Figura 5.13 si osserva l'andamento dei carico tra le particelle nel sottofondo all'applicazione del carico maggiore. Si nota come la pressione nel sottosuolo si propaghi maggiormente tra le particelle che hanno una maggiore superficie, ossia tra gli elementi con diametro maggiore; è chiaro che si tratta di una semplificazione poiché le particelle sono simulate circolari anche se nella realtà hanno differenti geometrie. Le 47 *balls* che compongono la tubazione risentono debolmente dell'applicazione del carico, limitatamente ad alcune zone come nell'intorno della generatrice superiore del tubo e nelle zone laterali.



Figura 5.13: "Diffusione del carico nel sottosuolo ad una pressione tra 10-20 MPa"



Figura 5.14: "Figura 5.14: "Andamento delle particelle all'applicazione di un carico particellare corrispondente a 1 MPa per la sezione 2.4"



Figura 5.15: "Andamento delle particelle all'applicazione di un carico particellare corrispondente a 5 MPa per la sezione 2.4"



Figura 5.16: "Andamento delle particelle all'applicazione di un carico particellare corrispondente a tra 10 e 20 MPa per la sezione 2.4"

Tramite il comando *history*, si osserva (Figure 5.14-15-16) come, all'applicazione di un carico sempre maggiore, le particelle si approfondiscano sempre di più all'interno della trincea. È chiaro che seguendo due particelle posizionate a profondità differenti, si avrà un comportamento diverso tra loro: infatti, la particella ad una profondità maggiore è affetta in modo più blando dalla presenza del carico applicato rispetto ad una *ball* collocata in superficie.

Tramite questo programma, inoltre, è possibile calcolare l'andamento delle velocità particellari delle *balls* (Figura 5.17) mediante la funzione *history ball yvel*. I valori osservabili nelle figure sono tutti negativi poiché seguono la direzione y negativa verso il basso.



Figura 5.17: "Andamento delle velocità per due particelle posizionate a profondità differenti"

Si nota inoltre che per una particella (segnalata in rosso nella figura) la velocità assume un valore positivo, che indica che nell'intono dei 500 cicli l'assestamento è verso l'alto; dopo l'applicazione della gravità subisce una sensibile riduzione per poi assestarsi ad un valore pressoché costante.

Tutti i diagrammi sono stati ottenuti tramite l'utilizzo della funzione *plot* all'interno del codice di calcolo.

Infine si sono inseriti (Tabella 5.3) i valori di picco delle pressioni tensionali ottenute nella zona della generatrice superiore e laterale della tubazione, tramite il comando *export ball yforce*.

Si osserva come i valori siano abbastanza consoni con quanto fu osservato nelle analisi di campo effettuate tramite trasduttori ed estensimetri applicati sulla tubazione (metodi USBM e CSIR).

Р	σ_v sup.	σ_v lat.	$\sigma_v USBM$	$\sigma_v CSIR$
[MPa]	[Mpa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0.17	0.25	0.077	0.05
5	0.83	0.96	0.376	0.3
10	1.65	1.86	1.05	1.07
15	2.47	2.76	2.132	1.66
20	3.30	3.66	5.61	2.73

Figura 5.3: "Valori delle tensioni verticali agenti sulle particelle nell'intorno della generatrice superiore e laterale"

6. ANALISI STATICA DELLE DEDORMAZIONI DELLA TUBAZIONE

L'analisi è ricavata da normative e studi applicati alla posa in trincea di tubazioni flessibili per il trasporto di liquidi, perciò è da considerarsi qualitativa. Tale studio è presentato all'interno del testo Fognature di (Da Deppo e Datei, del 2009).

Dai dati e dai conseguenti risultati ottenuti precedentemente, si è voluto verificare l'effetto che i carichi superficiali applicati possono avere sulla tubazione. La tubazione utilizzata, come osservato ai capitoli precedenti, è di polietilene ad alta densità (HDPE), per cui, sottoposta a carichi, presenta un comportamento flessibile, tipico di tutti i materiali plastici utilizzati per le tubazioni (PVC, PRFV, LDPE ecc...).

Una tubazione flessibile, sottoposta ad un azione di rinterro in una trincea, ha un comportamento molto differente rispetto ad una rigida come si osserva in figura 6.1; difatti, una tubo flessibile induce un assestamento maggiore del rinterro con una conseguente deformazione elastica del medesimo.



Figura 6.1: "Assestamento del rinterro in presenza di una tubazione flessibile (L. Da Deppo, C. Datei, 2009)"

Le tubazioni flessibili possono subire, sotto l'azione di carichi agenti, prima del raggiungimento della rottura delle deformazioni significative (Figura 6.2). Le azioni agenti su una tubazioni posta in una trincea sono, chiaramente, la reazione laterale del terreno di rinfianco, la presenza di carico esterno, e l'eventuale presenza di falda, che nel caso in esame è assente.



Figura 6.2: Carichi agenti su una tubazione in una trincea e sotto l'azione di carichi esterni (L. Da Deppo, C. Datei, 2009)"

L'analisi statica delle deformazioni ha anzitutto lo scopo di determinare i carichi agenti, permanenti e accidentali. Per il calcolo dei primi l'azione maggiormente interessata è quella riservata al rinterro, il cui studio è stato oggetto di molteplici ricerche teoriche e sperimentali nei primi decenni del secolo scorso (*Marston A, Spangler M. G., 1941*). Queste analisi sono basate sul rapporto tra il terreno rimosso e rinterrato, le possibili forme della trincea e gli assestamenti dovuti al legame terreno/tubazione. Le tipologie di posa considerate dagli autori sono: trincea larga o stretta; in campo indefinito e, infine, in uno stato intermedio. Queste modalità sono normate dalla Norma 7517 che tratta di tubazioni di fibra.

La presente UNI distingue due condizioni delle quali una deve essere rispettata per stabilire se una trincea sia stretta:

- 1^{a} condizione $B \leq 2D$ con $H \geq 1,5B$;
- 2^{a} condizione $2D \le B \le 3D$ con $H \ge 3,5B$.

Nel caso in studio, nessuna delle due condizioni è rispettata poiché *B* è uguale a circa 0.5 m e *H* è pari a 0.6 m. Ne deriva che la trincea nei calcoli è da considerarsi larga, per cui l'analisi si differenzia per un coefficiente dovuto alla geometria di assestamento del rinterro ed è leggermente più elaborata. Si considerano le tensioni tangenziali agenti sulle superficie laterali, essendo la coesione molto bassa, come $\tau = f\sigma$ dove $f \le tg\varphi$ e σ è la spinta unitaria attiva esercitata dai prismi laterali di terreno.

È possibile che la distribuzione delle tensioni non si estenda fino alla sommità della trincea, ma si blocchi in un piano intermedio chiamato di *equal settlement* ossia di ugual assestamento che si trova ad una altezza H*, al di sopra del quale non c'è più scorrimento tra le varie parti.

Il valore di H^* nel caso in esame è di circa 0.4 m, ottenuto tramite una formulazione empirica, nella quale si considera la geometria della tubazione e della trincea per un tasso di assestamento unitario tipico per una trincea larga; quindi, essendo H^* inferiore di H, l'equazione [22] del coefficiente C_e per il calcolo del carico Q del rinterro gravante sulla tubazione sarà:

$$C_{e} = \pm \frac{1}{\beta} \left[-1 + \exp(\pm \beta H^{*} / D) \right] + \left(H / D - H^{*} / D \right) \exp(\pm \beta H^{*} / D)$$
[22]

dove

- $\beta = 2K_a f;$
- $K_a = tg^2(45-\varphi/2)$, il coefficiente di spinta attiva.

La tubazione è da considerare flessibile se viene rispettata la condizione di un coefficiente $n \ge 1$, dove n è il coefficiente di elasticità, definito dall'equazione [23].

$$n = \frac{E_t}{E} \left(\frac{r}{s}\right)^3$$
[23]

dove:

- E_t ed E sono i moduli elastici, rispettivamente della condotta di spessore s = 0.014 m e raggio r = (D-s)/2 con D=0.225 m;

Infine l'equazione [24] indica il carico che grava sulla tubazione, dipendente dalla massa di volume γ , dall'angolo d'attrito φ e dal coefficiente *f* definito in precedenza.

$$Q_{rinterro} = C_e \gamma D^2$$
 [24]

Calcolato il carico del rinterro si considerano i sovraccarichi distribuiti che gravano sulla tubazione, applicati con modalità statica (lentamente). Questi si diffonderanno nel terreno e solleciteranno la

condotta, tanto meno quanto più è profonda la tubazione. La diffusione del carico è legato, quindi, alla profondità, alla tipologia di carico e all'estensione dello stesso.

Il processo di diffusione di un carico in un mezzo isotropo fu trattato da J. Boussinesq (1885), dopodiché si riprese tale teoria per applicarla numericamente ed ottenere gli elementi per il calcolo in funzione della geometria (diametro *D*, larghezza *B* e profondità *H*) e delle modalità di carico (ad esempio l'ampiezza della piastra di carico), come osservabile in Figura 6.3. I parametri fondamentali da prendere in considerazione sono D/2H oppure A/2H e L/2H; nel caso in esame *A* ed *L* sono la larghezza e l'ampiezza della piastra, assunta come quadrata con A=L=0.3 m. Nella tabella 6.1 si riportano tutti i parametri utilizzati per la trincea e la tubazione e i risultati ottenuti; per il terreno si sono utilizzati il valore medio di angolo d'attrito e la massa volumica dei risultati della formula [7]. Entrando nella Figura 6.4 si può estrapolare il valore Cd pari a 0.037 essendo D/2H=0.1 e L/2H=0.25.



Figura 6.3: "Azione del carico distribuito al di sopra della tubazione (L. Da Deppo, C. Datei, 2009)"

Trincea				
Н	(m)	0,60		
В	(m)	0,50		
γ_t	(kN/m^3)	17,25		
ϕ	(°)	38,15		
ϕ	(rad)	0,66		
K _a	-	0,24		
f	-	0,79		
C_t	-	0,97		
β	-	0,37		
C_e	-	4,24		
п	-	11.52		
Tub	oazione (HDPH	E)		
γ	(kN/m^3)	9,5		
DN	(m)	0,225		
D_i	(m)	0,211		
S	(m)	0,014		
D_{medio}	(m)	0,218		
E (HDPE)	(kPa)	950000		

Tabella 6.1: "Parametri e risultati ottenuti dalle formule precedenti per trincea e la tubazione"

L'equazione [25], facendo riferimento ad un sistema di assi x,y, permette di calcolare, in un punto e alla profondità assegnata, il carico che agisce sulla condotta per dei sovraccarichi *p* che, nel caso in esame, saranno equivalenti alle pressioni applicate per la prova di carico su piastra, ossia da 1 a 20 MPa.

La *p* dx dy è distribuita con una legge p(x,y) qualsiasi, estendendola per tutta la superficie caricata, in modo uniforme. Per l'area AL considerata, il carico agente sulla generatrice superiore del tubo è dato da:

$$P_{\nu d} = C_d p D \varphi$$
[25]

dove:

- C_d è un coefficiente funzione di A/2H e L/2H, che nel caso in esame è pari a 0.037 (Figura 6.4);
- φ è un coefficiente funzione della tipologia di carico, pari a 1 per un carico statico; 1 + 0.3/*H* per strade e autostrade; 1 + 0.6/*H* per ferrovie.

Nella Tabella 6.2 si elencano i risultati ottenuti.

Sovraccarichi distribuiti					
p ₍₁₎	1000	kN/m ²	$P_{vd(1)}$	8.33	kN/m
p(2)	2500	kN/m ²	$P_{vd(2)}$	20.81	kN/m
p ₍₃₎	5000	kN/m ²	P _{vd (3)}	41.63	kN/m
p ₍₄₎	7500	kN/m ²	$P_{vd}(4)$	62.44	kN/m
p(5)	10000	kN/m ²	P _{vd (5)}	83.25	kN/m
p(6)	12500	kN/m ²	P _{vd (6)}	104.06	kN/m
p ₍₇₎	15000	kN/m ²	$P_{vd(7)}$	124.88	kN/m
p(8)	17500	kN/m ²	P _{vd (8)}	145.69	kN/m
p(9)	20000	kN/m ²	P _{vd (9)}	160.50	kN/m

Tabella 6.2: "Valore dei sovraccarichi distribuiti per la rispettiva pressione applicata in superficie a simulazionedel carico veicolare da 1 MPa e 20 MPa"

Il modo di trattare la statica delle tubazioni dipende principalmente dal rapporto esistente tra proprietà geometriche e meccaniche della tubazione e quelle del terreno. Le tubazioni flessibili, come quelle trattate nel caso in esame, subiranno deformazioni laterali per i carichi agenti e attiveranno una reazione sui fianchi, che seguirà il modello secondo *Winkler - terreno elastico lineare -*. Nelle Figura 6.4 si osserva l'andamento dei carichi distribuiti agenti sulla tubazione.

A/2H oppure D/2H	l/2H oppure L/2H						
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0,1	0,019	0,037	0,053	0,067	0,079	0,089	0,097
0,2	0,037	0,072	0,103	0,131	0,155	0,174	0,189
0,3	0,053	0,103	0,149	0,190	0,224	0,252	0,274
0,4	0,067	0,131	0,190	0,241	0,284	0,320	0,349
0,5	0,079	0,155	0,224	0,284	0,336	0,379	0,414
0,6	0,089	0,174	0,252	0,320	0,379	0,428	0,467
0,7	0,097	0,189	0,274	0,349	0,414	0,467	0,511
0,8	0,103	0,202	0,292	0,373	0,441	0,499	0,546
0,9	0,108	0,211	0,306	0,391	0,463	0,524	0,574
1.0	0,108	0,219	0,318	0,405	0,481	0,544	0,597
1.2	0,117	0,229	0,333	0,425	0,505	0,572	0,628
1.5	0,121	0,238	0,345	0,440	0,525	0,596	0,650
2,0	0,124	0,244	0,355	0,454	0,540	0,613	0,674

Figura 6.4: "Valori del coefficiente Cd per carichi distribuiti centranti sulla condotta verticalmente (L. Da Deppo C. Datei, 2009)"



Figura 6.5: "Andamento delle reazioni distribuite sulla tubazione (L. Da Deppo, C. Datei, 2009)"

L'impostazione utilizzata è quella di *Spangler* (1941), è ancora oggi molto attendibile, specialmente per la valutazione del grado di deformabilità di una tubazione flessibile, inteso come il rapporto tra lo scostamento elastico del diametro orizzontale e quello della fibra media: tale rapporto non deve superare pochi punti percentuali.

La relazione riportata nell'equazione [26], indica la deformazione Δx del diametro orizzontale, nella quale *r* è il raggio della fibra media, *E* ed E_t (kN/m³)sono rispettivamente i moduli della condotta e il modulo di reazione del terreno di sottofondo, posto il momento d'inerzia $I = s^3/12$.

$$\Delta x = \frac{Qr^3}{EI} \cdot \frac{KF}{1 + 0.061(E_t r^4 / EI)}$$
[26]

dove:

- *K* è un parametro che dipende dalla modalità di posa e dall'angolo d'appoggio, che nel nostro caso sarà di 180°, per cui tale coefficiente sarà uguale a 0.083;
- F è un termine incrementale delle deformazioni che la tubazione subisce nel tempo, posto pari a 1.25÷1.5; nel caso in esame ci si pone nelle condizioni più pessimistiche e si adotta il valore di 1.5.

La formula [27] calcola il carico Q come la somma del carico di rinterro e del carico distribuito.

$$Q = Q_{rinterro} + P_{vd}$$
[27]

Nella tabella 6.3 si riportano i risultati ottenuti per il rinterro 2.4 (in Allegato 4 si inseriscono le restanti tabelle per le differenti tipologie di rinterro per un diverso *Et*, ottenuto da una formulazione empirica in cui $E=45\div54E_t$ oppure dal rapporto tra la differenza tra carico massimo e minimo applicato e lo spostamento massimo ottenuto, osservando valori pressoché confrontabili.

Q	Δx	$\Delta x/D$
kN/m	m	%
12.03	9.23E-05	0.042
24.51	0.000188	0.086
45.33	0.000348	0.160
66.14	0.000508	0.233
86.95	0.000667	0.306
107.76	0.000827	0.379
128.58	0.000987	0.453
149.39	0.001146	0.526
170.20	0.001306	0.599

Tabella 6.3: "Valori di deformazione ottenuti in metri e in percentuale rispetto al diametro orizzontale della tubazione (Sezione 2.4)"

Si osserva come dai valori ottenuti circa la flessibilità di una tubazione sono accettabili, in quanto rispettano il vincolo definito entro l'ordine del 5-8%. Ciò implica che anche con un carico molto elevato le deformazioni di una tubazione flessibile posizionata all'interno di una trincea, che non possiede una grande profondità, sono decisamente inferiori a quanto si può pensare. Inoltre, come osservato in precedenza le tubazione flessibile devono subire deformazioni significative prima di giungere a rottura.

Conclusioni

Obiettivo del presente elaborato è stato quello di studiare l'interazione tra tubazione interrata e terreno di confinamento attraverso metodi di calcolo empirici e numerici. La validazione dei metodi di calcolo utilizzati è stata effettuata simulando numericamente alcune prove di carico su piastra eseguite su trincee dotate di tubazioni interrate, a scala reale, in un campo prova appositamente predisposto.

Nei primi capitoli sono state analizzati i risultati ottenuti dalle determinazioni sperimentali condotte su differenti terreni di rinterro, nello specifico analisi granulometriche, al fine di individuarne le distribuzioni caratteristiche e da queste definirne la classificazione geotecnica. Inoltre, sono state descritte le modalità esecutive della generica prova di carico su piastra che, eseguita reiteratamente nel citato campo prova, su differenti terreni di rinterro, ha consentito la determinazione sperimentale dell'intensità dei cedimenti superficiali per ciascuna tipologia di materiali esaminata. Dalle analisi granulometriche si è osservato che la caratterizzazione geotecnica più frequente e maggiormente utilizzata per i rinterri di reti di distribuzione del gas è di tipo sabbioso-ghiaioso.

Inoltre, dalle prove di carico su piastra, condotte secondo la norma BU CNR 146/92, applicando carichi ciclici da 1 MPa a 20 MPa, maggiori rispetto a quelli indicati nella normativa per simulare con buona affidabilità il passaggio di mezzi pesanti, si sono calcolati il modulo di deformazione ed il coefficiente di costipazione per ogni differente terreno di rinterro. Dai risultati ottenuti si evince come una errata compattazione del sottofondo possa causare cedimenti di entità centimetrica, (ad esempio, nella sezione 2.4, al secondo ciclo di carico si è osservato un assestamento di circa 9.5 cm); ciò comporterebbe, a livello di pavimentazione stradale, una elevata e rapida usura del conglomerato bituminoso.

Nei capitoli successivi si sono effettuate analisi numeriche verificare l'attendibilità dei risultati e comprendere l'interazione terreno-tubazione. L'approccio agli elementi distinti con il software PFC2D, si è rivelato utile al fine di valutare con buona affidabilità la natura granulometrica di un rinterro e soprattutto a sua variabilità in presenza di elementi di pezzatura grossolana.

Da una analisi continua ad elementi finiti si sono riscontrati cedimenti abbastanza conformi con quanto osservato dalle prove di carico; invece, lo stato tensionale agente sulla tubazione è risultato accettabile rispetto alla resistenza a compressione di una tubazione in HDPE, anche se maggiore (quasi il doppio) rispetto a ciò che fu osservato nelle campagne di misura tramite una strumentazione inserita all'interno del tubo (USBM e CSIR), composta da una serie di trasduttori ed estensimetri.

L'analisi ad elementi discreti ha consentito di analizzare e valutare l'assestamento delle particelle di terreno, con la possibilità di seguire l'andamento, in termini di posizione e velocità, di una o più sfere. Seguendo due particelle posizionate a profondità differenti, si è osservato un comportamento diverso tra loro: la particella ad una profondità maggiore, infatti, risente in modo minore della presenza del carico applicato rispetto ad una particella (*ball*) in superficie (Figure 5.14-15-16).

La pressione applicata sulla tubazione rispetto a quella osservata nell'analisi del continuo è maggiormente conforme a ciò che fu osservato nelle campagne di misura tramite le strumentazioni nominate in precedenza, divergendo soltanto di qualche MPa (Tabella 5.3). La differenza tra il modello continuo e quello discontinuo risiede nell'azione di smorzamento che ogni particella subisce al contatto con la successiva, causando una dissipazione del carico applicato in superficie man mano che la profondità cresce.

Infine nel capitolo conclusivo si è analizzata la statica delle deformazioni che potrebbero occorrere alla tubazione. Tale livello deformativo è ottenibile dal rapporto tra lo spostamento elastico, in corrispondenza del diametro orizzontale, e il diametro della fibra media. Dai risultati ottenuti si è osservata una percentuale di deformazione molto al di sotto dei vincoli prestabiliti (circa 5-8% del diametro orizzontale), anche inserendo nella formulazione coefficienti cautelativi maggiorati che riguardano l'incremento eventuale di deformazione che il tubo potrebbe subire nel tempo. Difatti, si è osservata una deformazione massima di circa 1% con una pressione di 20 MPa (Tabella 6.3). Ciò fa comprendere che un carico applicato esternamente ad una trincea non esercita una notevole influenza su una condotta interrata, ma sicuramente provoca degli assestamenti a livello superficiale che dal punto di vista urbano devono essere tenuti in conto.

RINGRAZIAMENTI

E così sono giunto alla fine della tesi

Un ringraziamento speciale va al Prof. Giorgio Iabichino, ed ad i suoi borsisti Simone ed Igor, che per tutti questi mesi mi hanno seguito nello svolgimento e nella stesura della tesi di laurea, mettendomi, inoltre, a disposizione tutto il materiale necessario per lo sviluppo dell'elaborato finale.

Ringrazio particolarmente la Prof.ssa Marilena Cardu per la sua disponibilità e cordialità, fornendomi utili e preziosi consigli per la migliore riuscita del lavoro.

Ringrazio quelle persone che hanno reso possibile questi anni di Politecnico, mio papà e mia mamma, che hanno saputo motivarmi, incoraggiarmi e supportarmi nei momenti difficili e belli della vita universitaria, senza dimenticare mio fratello che mi ha sopportato in tutti questi anni.

Non potrei dimenticare i miei amici Andrea e Pierpaolo, miei compagni di corso in particolare Gabriele, Valerio, Andrea, Elena e quelli di squadra, con cui abbiamo condiviso belli e brutti momenti, vittorie e sconfitte, aiutandoci e supportandoci a vicenda per raggiungere la metà tutti insieme; siete veramente tanti ma ad ognuno di voi devo dire GRAZIE DI TUTTO.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bottigelli C., Progettare la città sicura, Manuale, Hoepli, 2011;
- [2] Tropeano G., Corso di Integrato di Sismica Applicata e Geotecnica, Modulo di Geotecnica, 2014;
- [3] Cianci S., Garbin F., Scarapazzi M., La caratterizzazione geotecnica mediante prove di laboratorio, Professione Geologo, 2014;
- [4] Mauro S., Report Preliminare su Prove di usura delle tubazioni del gas, Politecnico di Torino, 2016;
- [5] Alasia U., Pugno N., Corso di Costruzioni, SEI, 2011;
- [6] C.N.R, Portanza dei sottofondi, "Redazione di un Catalogo delle pavimentazioni stradali", Napoli, 1989;
- [7] Imiriland Project, Guidelines on the use of numerical methods, 2004;
- [8] Da Deppo L., Datei C., Fognature, Padova, 2009;
- [9] Relazione Geologica e Caratterizzazione Geotecnica, Regione Piemonte, 2008;
- [10] Nocilla A., Slide Corso Meccanica Rocce, UNIBS, 2013;
- [11] De Palo S., Analisi di acquisizioni sperimentali relative a prove di carico su piastra condotte su trincee per sottoservizi urbani, Tesi di Laurea Magistrale, 2017;
- [12] ENI- Italgas, Capitolato Speciale d'Appalto per costruzione e Manutenzione Reti di distribuzione del gas, Impianti di derivazione d'utenza e opere accessorie, 2010;
- [13] D.M. 16/04/2008 "Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e dei sistemi di distribuzione e di linee dirette del gas naturale con densità non superiore a 0,8";
- [14] D.M. 17/04/2008 "Regola tecnica per la progettazione, costruzione, collaudo, esercizio e sorveglianza delle opere e degli impianti di trasporto di gas naturale con densità non superiore a 0,8";
- [15] UNI 9165 Reti di distribuzione del gas "Condotte con pressione massima di esercizio minore o uguale a 5 bar - Progettazione, costruzione, collaudo, conduzione, manutenzione e risanamento";
- [16] UNI EN 12620:2008 "Aggregati per calcestruzzo";
- [17] UNI EN 933-1:2009 "Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati
 Parte 1: Determinazione della distribuzione granulometrica Analisi granulometrica per setacciatura";

- [18] UNI EN 932-5 "Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati -Parte 5: Attrezzatura comune e taratura";
- [19] ASTM USCS D2487 "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes";
- [20] CBR BU 146/92 "Determinazione dei moduli di deformazione M_d e M'_d mediante prova di carico su piastra a doppio ciclo con piastra circolare";
- [21] Itasca, PFC2D Version 4.0, Particle Flow Code in 2 Dimensions, Online Manual Table of Contents, User's Guide;
- [22] Rocscience Inc., Verification Manual, Phase 8.0, 2009;
- [23] Rocscience Inc., Verification Manual, Slide 5.1, 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock scope, 2003;
- [24] Celli N., Analisi delle condizioni di stabilità dei versanti in località Le Celle, Tesi di Laurea, UniBo, 2010;
- [25] Zanchetti S., Un'analisi numerica critica della frana di Carrè (VI), esi di Laurea, UniPd, 2016.

ALLEGATO 1



"Granulometria della Sezione 2.2 Rinterro A"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.2 A"



"Composizione del Materiale di Rinterro A"


"Granulometria della Sezione 2.2 Rinterro B"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.2 B"



"Composizione del Materiale di Rinterro B"



"Granulometria della Sezione 2.3 Rinterro A"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.3 A"



"Composizione del Materiale di Rinterro A"



"Granulometria della Sezione 2.3 Rinterro B"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.3 B"



"Composizione del Materiale di Rinterro B"



"Granulometria della Sezione 2.4 Rinterro A"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.4 A"



"Composizione del Materiale di Rinterro A"



"Granulometria della Sezione 2.4 Rinterro B"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.4 B"



"Composizione del Materiale di Rinterro B"



"Granulometria della Sezione 2.5 Rinterro A"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.5 A"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.5 B"



"Composizione del Materiale di Rinterro 2.5"

ALLEGATO 2



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.1 A"



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.1 B"



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.2 A"



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.2 B"



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.3 A"



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.3 A"



"Criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb ottenuta tramite RocData della sezione 2.5 A e B"

τ	
Total Displacement m 0.00e+000 9.00e-004 1.80e-003 2.70e-003 3.60e-003 4.50e-003 6.30e-003 7.20e-003 9.00e-003 9.00e-003 9.90e-003 1.08e-002 1.17e-002 1.26e-002 1.35e-002 1.62e-002 1.62e-002 1.71e-002 1.80e-002	

"Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 20 MPa (Sezione 2.1)"



"Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 20 MPa (Sezione 2.2)"



"Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 20 MPa (Sezione 2.3)"



"Andamento dei cedimenti lungo la trincea per una pressione superficiale di 20 MPa (Sezione 2.5)"

ALLEGATO 3

FILE 1:

;fname: Tubazione.DAT

wall id=1 kn=1e8 ks=1e8 node (0,0) (0,-0.95) wall id=2 kn=1e8 ks=1e8 node (0,-0.95) (0.52,-0.95) wall id=3 kn=1e8 ks=1e8 node (0.52,-0.95) (0.52,0) wall id=4 kn=1e8 ks=1e8 node (0.52,0) (0,0)

;---Inserire letto di posa

gen id=2501,3500 rad 0.0015 0.004 x=0,0.52 y=-0.95,-0.786

;-----Tubazione con coordinate da CAD e rinfianco ball id=47 radius 0.0074 x=0.145983 y=-0.674622 gen id=3501,3600 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.14 y -0.675 -0.6606 ball id=1 radius 0.0074 x=0.146861 y=-0.688489 gen id=3601,3700 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.14 y -0.6885 -0.6745 ball id=2 radius 0.0074 x=0.146961 y=-0.660761 gen id=3701,3805 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.142 y -0.661 -0.64676 ball id=3 radius 0.0074 x=0.149579 y=-0.702116 gen id=3806,3940 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.1435 y -0.7095 -0.688 ball id=4 radius 0.0074 x=0.149779 y=-0.647154 gen id=3941,3990 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.144 y -0.6545 -0.64 ball id=5 radius 0.0074 x=0.154089 y=-0.715259 gen id=3991,4080 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.148 y -0.7227 -0.7095 ball id=6 radius 0.0074 x=0.154384 y=-0.634045 gen id=4081,4140 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.148 y -0.64785 -0.63305 ball id=7 radius 0.0074 x=0.160311 y=-0.727683 gen id=4151,4240 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.154 y -0.735083 -0.720283 ball id=8 radius 0.0074 x=0.160696 y=-0.621666

gen id=4261,4390 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.155 y -0.633 -0.614266 y=-0.739168 ball id=9 radius 0.0074 x=0.168133 gen id=4391,4490 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.161 y -0.74657 -0.7318 ball id=10 radius 0.0074 x=0.168602 y=-0.610239 gen id=4491,4580 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.161 y -0.61764 -0.603 ball id=11 radius 0.0074 x=0.177416 y=-0.749507 gen id=4581,4680 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.17 y -0.75691 -0.7425 x=0.177960 y=-0.599967 ball id=12 radius 0.0074 gen id=4681,4760 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.17 y -0.607367 -0.592567 ball id=13 radius 0.0074 x=0.187995 y=-0.758517 gen id=4761,4850 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.18 y -0.7659 -0.7511 ball id=14 radius 0.0074 x=0.188604 y=-0.591035 gen id=4851,4930 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.181 y -0.598435 -0.583635 ball id=15 radius 0.0074 x=0.199679 y=-0.766036 gen id=4931,5010 rad 0.0017 0.0017 x 0.0001 0.192 y -0.773436 -0.758636 ball id=16 radius 0.0074x=0.200343 y=-0.583600 gen id=5011,5100 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.193 y -0.591 -0.5762 ball id=17 radius 0.0074 x=0.212262 y=-0.771931 gen id=5101,5170 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.208 y -0.77933 -0.7645 ball id=18 radius 0.0074 x=0.212969 y=-0.577797 gen id=5171,5230 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.208 y -0.5852 -0.570397 ball id=19 radius 0.0074 x=0.225519 y=-0.776096 gen id=5231,5280 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.218 y -0.78347 -0.76867 ball id=20 radius 0.0074 x=0.226255 y=-0.573729 gen id=5281,5340 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.218 y -0.581129 -0.56633 ball id=21 radius 0.0074 x=0.239212 y=-0.778457 gen id=5341,5380 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.2318 y -0.785857 -0.77 ball id=22 radius 0.0074 x=0.239965 y=-0.571467 gen id=5381,5410 rad 0.0017 0.0017 x 0 0.232 y -0.578867 -0.564 ball id=23 radius 0.0074 x=0.253498 y=-0.778972 gen id=5411,5510 rad 0.0017 0.0017 x 0.285 0.52 y -0.786372 -0.771572

- ball id=24 radius 0.0074 x=0.253854 y=-0.571054
- gen id=5511,5610 rad 0.0017 0.0017 x 0.29 0.52 y -0.5785 -0.563
- ball id=25 radius 0.0074 x=0.266928 y=-0.777631
- gen id=5611,5690 rad 0.0017 0.0017 x 0.296 0.52 y -0.7850 -0.770231
- ball id=26 radius 0.0074 x=0.267674 y=-0.572495
- gen id=5691,5760 rad 0.0017 0.0017 x 0.298 0.52 y -0.5799 -0.565095
- ball id=27 radius 0.0074 x=0.280456 y=-0.774459
- gen id=5761,5820 rad 0.0017 0.0017 x 0.31 0.52 y -0.78186 -0.7651
- ball id=28 radius 0.0074 x=0.281179 y=-0.575765
- gen id=5821,5870 rad 0.0017 0.0017 x 0.32 0.52 y -0.5831 -0.563
- ball id=29 radius 0.0074 x=0.293441 y=-0.769512
- gen id=5871,6000 rad 0.0017 0.0017 x 0.324 0.52 y -0.776512 -0.7521
- ball id=30 radius 0.0074 x=0.294128 y=-0.580806
- gen id=6001,6055 rad 0.0017 0.0017 x 0.32 0.52 y -0.58821 -0.573406
- ball id=31 radius 0.0074 x=0.305651 y=-0.762879
- gen id=6056,6070 rad 0.0017 0.0017 x 0.32 0.52 y -0.770279 -0.7535
- ball id=32 radius 0.0074 x=0.306289 y=-0.587528
- gen id=6071,6140 rad 0.0017 0.0017 x 0.322 0.52 y -0.595 -0.58013
- ball id=33 radius 0.0074 x=0.316867 y=-0.754677
- gen id=6141,6260 rad 0.0017 0.0017 x 0.335 0.52 y -0.7621 -0.74
- ball id=34 radius 0.0074 x=0.317445 y=-0.595811
- gen id=6261,6350 rad 0.0017 0.0017 x 0.334 0.52 y -0.6032 -0.5884
- ball id=35 radius 0.0074 x=0.326891 y=-0.745054
- gen id=6351,6440 rad 0.0017 0.0017 x 0.344 0.52 y -0.7525 -0.73
- ball id=36 radius 0.0074 x=0.327398 y=-0.605508
- gen id=6441,6540 rad 0.0017 0.0017 x 0.335 0.52 y -0.61291 -0.59811
- ball id=37 radius 0.0074 x=0.335542 y=-0.734180
- gen id=6541,6620 rad 0.0017 0.0017 x 0.348 0.52 y -0.74158 -0.722
- ball id=38 radius 0.0074 x=0.335970 y=-0.616444
- gen id=6621,6725 rad 0.0017 0.0017 x 0.345 0.52 y -0.62384 -0.60904
- ball id=39 radius 0.0074 x=0.342667 y=-0.722250

gen id=6726,6810 rad 0.0017 0.0017 x 0.352 0.52 y -0.72965 -0.713 ball id=40 radius 0.0074 x=0.343008 y=-0.628425 gen id=6811,6920 rad 0.0017 0.0017 x 0.355 0.52 y -0.635825 -0.62103 ball id=41 radius 0.0074 x=0.348138 y=-0.709478 gen id=6921,7020 rad 0.0017 0.0017 x 0.357 0.52 y -0.7169 -0.7021 ball id=42 radius 0.0074 x=0.348386 y=-0.641237 gen id=7021,7180 rad 0.0017 0.0017 x 0.356 0.52 y -0.655637 -0.63384 ball id=43 radius 0.0074 x=0.351857 y=-0.696090 gen id=7181,7280 rad 0.0017 0.0017 x 0.36 0.52 y -0.7035 -0.6887 x=0.352008 y=-0.654652 ball id=44 radius 0.0074 gen id=7281,7340 rad 0.0017 0.0017 x 0.36 0.52 y -0.6621 -0.6473 ball id=45 radius 0.0074 x=0.353759 y=-0.682325 gen id=7341,7450 rad 0.0017 0.0017 x 0.3612 0.52 y -0.6897 -0.67493 ball id=46 radius 0.0074 x=0.353810 v=-0.668430 gen id=7451,7550 rad 0.0017 0.0017 x 0.36121 0.52 y -0.6758 -0.661 gen id=7551,7640 rad 0.0009 0.0017 x 0 0.52 y -0.57 -0.5623

;---Inserire elementi da contorno al di fuori della trincea dx e sx gen id=48,800 rad 0.005 0.008 x=-0.3,-0.005 y=-0.91,0 gen id=801,1500 rad 0.005 0.008 x=0.525,0.82 y=-0.91,0 ;---Inserire elementi al di sotto della trincea gen id=1501,2500 rad 0.005 0.008 x=-0.3,0.82 y=-1.2,-0.905

;---Proprietà ai materiali con raggio maggiorato prop xdisp 0.0 ydisp 0.0 ;prop s_bond 2e15 n_bond 2e15 range id=1,47 prop density 950 kn 1e9 kn 1e9 c_index 1 range id=1,47 prop density 1752 kn 1e9 kn 1e9 c_index 0 range id=48,2500 prop density 1752 kn 1e9 kn 1e9 c_index 0 range id=2501,8000 ;---Fattori moltiplicativi per maggiorare i diametri

ini rad mul 1.5 range id=48,2500

ini rad mul 1.66 range id=2501,3500

ini rad mul 1.5 range id=3501,8000

;---Non ciclo poichè voglio tutto bloccato e altre proprietà per fissare il tutto

fix x range id=1,2500

property xvel=0 range id=1,2500

fix y range id=1,2500

property yvel=0 range id=1,2500

fix spin range id=1,2500

property spin=0 range id=1,2500

set dt dscale solve save Tubazione.DAT

FILE 2:

;fname: SEZIONE.DAT

rest Tubazione.sav

set random

set disk on

;----Eliminare il muro superficiale

delete wall 4

;----INSERIRE LA GRANULOMETRIA CORRETTA PER LE VARIE SEZIONI ;----sezione 2.1 A SABBIA CON GHIAIA ;---Sabbia (Diam 4mm-1mm) arrivando fino a 0.25mm gen id=8001,8500 rad 0.0017 0.005 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45 gen id 8501,8700 rad 0.0009 0.0017 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45 ;---disturbo: 4

gen id 8701,9000 rad 0.0008 0.000999 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45

;----sezione 2.1 B SABBIA CON GHIAIA ;---Ghiaia (Diam 31.5mm-5mm) con disturbo: 4 gen id=9001,9030 rad 0.015 0.02 x=0,0.52 y=-0.5, -0.05 ;disturbo gen id=17000,17035 rad 0.004 0.02 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 gen id=9051,9200 rad 0.004 0.015 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 ;---Sabbia (4mm-1mm) con disturbo: 4 gen id=9201,9500 rad 0.0017 0.004 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 ;---disturbo gen id=12751,13000 rad 0.0009 0.004 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 gen id=9501,12620 rad 0.000999 0.0017 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

gen id=13001,16100 rad 0.0008 0.001 x=0,0.52 y=-0.562, -0.05

;----sezione 2.2 A SABBIA CON GHIAIA ;---Sabbia (Diam 4mm-1mm) arrivando fino a 0.25mm ;gen id=8001,8500 rad 0.0017 0.005 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45 ;gen id 8501,8700 rad 0.0009 0.0017 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45 ;---disturbo: 4

;gen id 8701,9000 rad 0.0008 0.000999 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45

;----sezione 2.2 B SABBIA CON GHIAIA ;---Ghiaia (Diam 31.5mm-5mm) con disturbo: 4 ;gen id=9001,9030 rad 0.015 0.02 x=0,0.52 y=-0.5, -0.05 ;disturbo ;gen id=17000,17035 rad 0.004 0.02 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 gen id=9051,9200 rad 0.004 0.015 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 ;---Sabbia (4mm-1mm) con disturbo: 4 ;gen id=9201,9500 rad 0.0017 0.004 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 ;---disturbo ;gen id=12751,13000 rad 0.0009 0.004 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05 ;gen id=9501,12620 rad 0.000999 0.0017 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

;----sezione 2.3 A SABBIA CON GHIAIA

;---Sabbia (Diam 4mm-1mm) arrivando fino a 0.25mm ;gen id=8001,8500 rad 0.0017 0.005 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45 ;gen id 8501,8700 rad 0.0009 0.0017 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45 ;---disturbo: 4 ;gen id 8701,9000 rad 0.0008 0.000999 x=0,0.52 y=-0.562, -0.45

;----sezione 2.3 B SABBIA CON GHIAIA

;---Ghiaia (Diam 31.5mm-5mm) con disturbo: 4

```
;gen id=9001,9030 rad 0.015 0.02 x=0,0.52 y=-0.5, -0.05
```

;disturbo

;gen id=17000,17035 rad 0.004 0.02 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

;gen id=9051,9200 rad 0.004 0.015 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

;---Sabbia (4mm-1mm) con disturbo: 4

;gen id=9201,9500 rad 0.0017 0.004 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

;---disturbo

;gen id=12751,13000 rad 0.0009 0.004 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

;gen id=9501,12620 rad 0.000999 0.0017 x=0,0.52 y=-0.52, -0.05

prop density=1650 kn=1e8 ks=1e8 c_index 0 range id=8001,20000;densità espressa in kg/m3 ;prop s bond 2e6 n bond 2e6 range id=8001,20000

;---Fattori moltiplicativi per dare la costipazione e compattazione necessaria al problema

ini rad mul 1.3 range id=8001,9000

ini rad mul 1.15 range id=9001,9200

ini rad mul 1.25 range id=9201,13000

ini rad mul 1.3 range id=13001,16100

save SEZIONE.sav

FILE 3:

;fname: Gravità.DAT rest SEZIONE.sav set dt dscale set grav 0 -9.810 prop fric 0.4 cycle 800 plot create model plot set back white

plot set cap size 20

plot add axes blue plot add wall black plot add ball green red plot add cfor black plot show model solve

save Gravità.sav

FILE 4:

;fname: SEZIONE21LOAD.DAT rest SEZIONE21.sav set hist_rep 7

;---Strato bituminoso di pochi cm, si può anche non inserire

gen id=30000,30340 rad 0.002 0.0025 x=0,0.52 y=-0.05,-0.026 prop density 1300 kn=1e8 ks=1e8 c_index 3 range id=30000,30360;kg/m3 ini rad mul 1.2 range id=30000,30360

;---Impongo proprietà di legame tra le particelle

prop s_bond 2e5 n_bond 2e5 range id=48,16100 prop s_bond 2e5 n_bond 2e5 range id=30000,30340

;-----Piastra di carico in superficie

- ball id=20001 rad 0.026 x=0.026 y=-0
- ball id=20002 rad 0.026 x=0.078 y=-0
- ball id=20003 rad 0.026 x=0.13 y=-0
- ball id=20004 rad 0.026 x=0.182 y=-0
- ball id=20005 rad 0.026 x=0.234 y=-0
- ball id=20006 rad 0.026 x=0.286 y=-0
- ball id=20007 rad 0.026 x=0.338 y=-0
- ball id=20008 rad 0.026 x=0.39 y=-0
- ball id=20009 rad 0.026 x=0.442 y=-0
- ball id=20010 rad 0.0261 x=0.4921 y=-0

;---Proprietà piastra

macro Piastra 'id=20001,20010' prop density 7800 kn=1e9 ks=1e9 range Piastra ;kg/m3 prop n_bond 1e10 s_bond 1e10 range Piastra prop pb_rad 1 pb_s 1e20 pb_n 1e20 range Piastra ini xv 0 range Piastra fix x range Piastra

ini yforce -3.4e5 range Piastra change c_index 2 range Piastra

;---Storia delle particelle e delle forze di contatto hist diag muf hist diag mcf hist ball ypos 0.24 -0.027 hist ball ypos 0.26 -0.075 hist ball yvel 0.24 -0.027 hist ball yvel 0.26 -0.075 hist wall yforce id 2

set dt auto ;---Impongo cedimenti a zero prop xdisp 0.0 ydisp 0.0

;cycle 3500 set grav 0 -9.81

prop fric 0.4

set echo on

print info

;cycle 2500

plot create model

plot set cap size 20 plot set back white plot add axes blue

plot add wall black

plot add ball green red lgray black

plot add cfor black

;plot add disp blue

;plot show disp_view

plot create disp_view

plot set back white

plot show model

solve

cycle 1300

plot hist 1 2

pause

plot hist 3 4

pause

plot hist 5 6

pause

plot hist 7

pause

save SEZIONELOAD.sav

ALLEGATO 4

Q	Δx	$\Delta x/D$
kN/m	m	%
12.03	3.95E-05	0.018
24.51	8.87E-05	0.041
45.33	0.000171	0.078
66.14	0.000253	0.116
86.95	0.000335	0.154
107.76	0.000417	0.191
128.58	0.000499	0.229
149.39	0.000581	0.266
170.20	0.000663	0.304

"Valori di deformazione ottenuti in metri e in percentuale rispetto al diametro orizzontale della tubazione (Sezione 2.1)"

Δx	$\Delta x/D$
m	%
6.95E-05	0.03
1.42E-04	0.07
2.63E-04	0.12
3.83E-04	0.18
5.04E-04	0.23
6.24E-04	0.29
7.45E-04	0.34
8.66E-04	0.40
9.86E-04	0.45
	$\frac{\Delta x}{m}$ 6.95E-05 1.42E-04 2.63E-04 3.83E-04 5.04E-04 6.24E-04 7.45E-04 8.66E-04 9.86E-04

[&]quot;Valori di deformazione ottenuti in metri e in percentuale rispetto al diametro orizzontale della tubazione (Sezione 2.2)"

Q	Δx	$\Delta x/D$
kN/m	m	%
12.03	9.36E-05	0.043
24.51	1.91E-04	0.088
45.33	3.54E-04	0.16
66.14	5.16E-04	0.23
86.95	6.78E-04	0.31
107.76	8.41E-04	0.38
128.58	1.00E-03	0.46
149.39	1.17E-03	0.53
170.20	1.33E-03	0.61

Valori di deformazione ottenuti in metri e in percentuale rispetto al diametro orizzontale della tub:	azione
(Sezione 2.3)"	

Q	Δx	$\Delta x/D$
kN/m	m	%
12.03	5.11E-05	0.023
24.51	1.04E-04	0.048
45.33	1.93E-04	0.088
66.14	2.82E-04	0.13
86.95	3.71E-04	0.17
107.76	4.59E-04	0.21
128.58	5.48E-04	0.25
149.39	6.37E-04	0.29
170.20	7.26E-04	0.33

[&]quot;Valori di deformazione ottenuti in metri e in percentuale rispetto al diametro orizzontale della tubazione (Sezione 2.5)"