

POLITECNICO DI TORINO

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA MAGISTRALE



ANALISI DEGLI EFFETTI SISMICI SU TUBAZIONI DI GASDOTTI INTERRATI

Relatore:

Prof: Alberto Godio

Correlatore:

Prof: Donato Sabia

Candidato:

Pantaleone Paone

Matr. 232936

Anno accademico 2018/2019

SOMMARIO

Introduzione	9
1. Terremoti e conseguenze	11
1.1 Propagazione delle onde sismiche	14
1.1.1 Quantificazione dei terremoti	15
1.2. Rischio sismico	16
1.3. Classificazione sismica	19
2. I gasdotti interrati	23
2.1. Posa in opera	26
2.2. Incidenti sui gasdotti dovuti ad eventi sismici	28
2.2.1. Terremoto di Long Beach	29
2.2.2. Terremoto del Kern County	30
2.2.3. Terremoto di San Fernando	31
2.2.4. Terremoto di Northridge	31
2.2.5. Terremoto del Chi-Chi	32
2.3. Le saldature	33
2.3.1 Elettrodi rivestiti	35
2.3.2 Arco sommerso	36
2.3.3 Filo continuo (MIG/MAG)	37
2.3.4 TIG, Tungsten Inert Gas	38
2.4. Tipologia di rottura	39
2.4.1. Shell-buckling	39
2.4.2. Beam-Buckling	40
2.4.3. Rottura per tensione	41
	1

2.4.4.	Rottura a Flessione	42
2.4.5.	Ovalizzazione	42
2.5.	Verifiche di normativa	43
3.	Metodi analitici	45
3.1.	Metodo di verifica della condotta sottoposta allo shaking sismico	45
3.1.1.	Metodo di Newmark	47
3.2.	Caso in esame	51
3.3.	Metodi di verifica della condotta in presenza di faglia	55
3.3.1.	Interazione suolo-condotta	58
3.3.2	Stato dell'arte della modellazione analitica	64
3.3.3	Metodo di Newmark-Hall	67
3.3.4	Metodo di Karamitros	69
4	Modellazione agli elementi finiti	82
4.3	Costruzione del modello	82
4.3.2	Definizione della geometria	82
4.3.3	Caratteristiche dei materiali	83
4.3.4	Descrizione della fisica	84
4.3.5	Mesh	84
4.3.6	Studio	84
4.4	Modelli realizzati per faglia	85
4.4.2	Condotta avente lunghezza 100 metri in presenza di faglia normale senza scorrimento tra tubazione e terreno	88
4.4.3	Condotta avente lunghezza 100 metri in presenza di faglia normale con scorrimento tra tubazione e terreno	90
4.4.4	Confronto modello numerico e analitico	94

4.4.5	Analisi di sensitivity sui moduli elastici del terreno	95
4.4.6	Analisi di sensitivity sull'angolo di immersione ψ	96
4.5	Modello realizzati per frana	98
4.5.2	Condotta parallela alla direzione di scivolamento della frana	98
4.5.3	Analisi di sensitivity al variare della pendenza del pendio	103
4.6	Soluzioni per minimizzare gli impatti degli effetti sismici e co-sismici	105
	Conclusioni	107
	Bibliografia	109
	Allegato A	112
	Allegato B	114

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1:	Placche continentali	11
Figura 2:	Rappresentazione di faglia normale	12
Figura 3:	Rappresentazione di faglia inversa	13
Figura 4:	Rappresentazione di faglia trascorrente.....	13
Figura 5:	Onde sismiche e relativo moto	15
Figura 6:	Rappresentazione di una rete di distribuzione di metanodotti.....	23
Figura 7:	Sezione della pista di lavoro.....	26
Figura 8:	Sezione tipo della trincea	27
Figura 17:	Caratteristiche del terreno nella zona di Long beach	30
Figura 18:	Rottura della tubazione a causa del terremoto di San Ferdinando.....	31

Figura 19:Conseguenze del terremoto di Northridge.....	32
Figura 20: Tubazione a seguito del terremoto del Chi-Chi	33
Figura 7: Tipologie di saldature.....	34
Figura 8:Saldatura ossiacetilenica.....	35
Figura 9:saldatura a elettrodo rivestito	36
Figura 10: Saldatura ad arco sommerso	37
Figura 11:Saldatura a filo continuo	38
Figura 12:Saldatura TIG.....	39
Figura 13: Rottura Shell-buckling.....	40
Figura 14:Rottura beam buckling.....	41
Figura 15:Rottura per trazione.....	42
Figura 16:deformazione di ovalizzazione.....	42
Figura 21: Incidenza dell'onda S sulla tubazione	48
Figura 22: Incidenza dell'onda P sulla tubazione	49
Figura 23:Tubazione in presenza di faglia trascorrente.....	56
Figura 24:Tubazione in presenza di faglia normale	57
Figura 25: Schematizzazione con molle della tubazione interrata	59
Figura 26: Legge rigidezza-spostamento della molla assiale	59
Figura 27: Legge rigidezza-spostamento della molla laterale.....	61
Figura 28: Legge rigidezza-spostamento delle molle verticali.....	63
Figura 29: Lunghezza non ancorata della tubazione	68

Figura 30: Modello bilineare dell'acciaio	69
Figura 31: Suddivisione della condotta nei 4 tratti	70
Figura 32: Rappresentazione del primo segmento della tubazione	71
Figura 33: Rappresentazione del segmento ABC della tubazione	72
Figura 34: Modo di deformazione del segmento ABC per la stima di Δz_B	73
Figura 35: Diagramma della forza per un arco di lunghezza infinitesimo di tubazione	74
Figura 36: Distribuzione degli stress sulla sezione trasversale della condotta	79
Figura 37: Geometria del problema condotta-faglia	86
Figura 38: Legame costitutivo dell'acciaio X-65	87
Figura 39: Condizioni al contorno senza scorrimento tra tubazione-terreno	88
Figura 40: Sforzi di Von Mises lungo la condotta in assenza di scorrimento, per uno scorrimento verticale della faglia di 0.6 m	89
Figura 41: Deformazioni assiali lungo la condotta in assenza di scorrimento	90
Figura 42: Blocco degli spostamenti lungo x e y sulla sezione del tubo	91
Figura 43: Caratteristiche della mesh nel problema condotta soggetta a faglia	92
Figura 44: Geometria condotta-faglia discretizzata	92
Figura 45: Andamento delle deformazioni massime al variare di $\Delta f/D$	93
Figura 46: Deformazioni massime nei tre metodi	94
Figura 47: Variazione della deformazione massima modificando i moduli elastici ...	95
Figura 48: Andamento delle deformazioni modificando ψ	96
Figura 49: Andamento delle tensioni di Von Mises	97

Figura 50: Geometria del problema condotta-frana	99
Figura 51: Legame costitutivo per l'acciaio X-52	100
Figura 52: Condizioni al contorno del problema condotta-frana	101
Figura 53: Caratteristiche della mesh nel problema condotta soggetta a frana	102
Figura 54: Andamento delle deformazioni lungo la tubazione per uno spostamento longitudinale di 1.2 metri	103
Figura 55: Andamento delle deformazioni di trazione modificando β	103
Figura 56: Andamento delle deformazioni di compressione modificando β	104
Figura 57: Spettro di progetto SLV in termini di accelerazione	112
Figura 58: Spettro di progetto SLV in termini di velocità	112
Figura 59: Spettro di progetto SLV in termini di spostamento	113
Figura 60: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 30 cm	114
Figura 61: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 60 cm	114
Figura 62: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 90 cm	115
Figura 63: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 120 cm	115
Figura 64: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 150 cm	116
Figura 65: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 180 cm	116
Figura 66: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 210 cm	117
Figura 67: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 240 cm	117
Figura 68: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 270 cm	118
Figura 69: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia 300 cm	118
Figura 70: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 30 cm con $E=10$ MPa	119

Figura 71: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 60 cm con $E=10$ MPa	119
Figura 72: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 90 cm con $E=10$ MPa	120
Figura 73: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 120 cm con $E=10$ MPa	120
Figura 74: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 30 cm con $E=15$ MPa	121
Figura 75: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 60 cm con $E=15$ MPa	121
Figura 76: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 90 cm con $E=15$ MPa	122
Figura 77: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 120 cm con $E=15$ MPa	122
Figura 78: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 30 cm con $\psi=30^\circ$	123
Figura 79: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 60 cm con $\psi=30^\circ$	123
Figura 80: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 90 cm con $\psi=30^\circ$	124
Figura 81: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 120 cm con $\psi=30^\circ$..	124
Figura 82: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 30 cm con $\psi=50^\circ$	125
Figura 83: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 60 cm con $\psi=50^\circ$	125
Figura 84: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 90 cm con $\psi=50^\circ$	126
Figura 85: Deformazioni a seguito di dislocazione di faglia di 120 cm con $\psi=50^\circ$..	126
Figura 86: Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 30 cm ($\beta=30^\circ$)	127
Figura 87: Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 60 cm ($\beta=30^\circ$)	127

Figura 88:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 90 cm ($\beta=30^\circ$)	128
Figura 89:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 120 cm ($\beta=30^\circ$)	128
Figura 90:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 30 cm ($\beta=40^\circ$)	129
Figura 91:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 60 cm ($\beta=40^\circ$)	129
Figura 92:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 90 cm ($\beta=40^\circ$)	130
Figura 93:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 120 cm ($\beta=40^\circ$)	130
Figura 94:Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 30 cm ($\beta=50^\circ$)	131
Figura 95: Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 60 cm ($\beta=50^\circ$)	131
Figura 96: Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 90 cm($\beta=50^\circ$)	132
Figura 97: Deformazioni assiali allo spostamento di frana di 120 cm ($\beta=50^\circ$)	132

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Suddivisione zone sismiche in base all'accelerazione di picco	21
Tabella 2: Coefficienti di deformazione per i vari tipi di onda.....	50
Tabella 3: Valori di S_s e C_c per le varie categorie di sottosuolo	52
Tabella 4:Deformazioni a seguito dello shaking sismico	52
Tabella 5: Verifiche nel caso di Unrestrained Pipeline	54
Tabella 6:Verifiche nel caso di Restrained Pipeline	54
Tabella 7:Fattore di importanza delle condotte	58
Tabella 8:Fattore di rivestimento per ogni materiale.....	60
Tabella 9: Tabella fornita dalla normativa ALA per il calcolo di N_{ch} e N_{qh}	62
Tabella 10:Caratteristiche dell'acciaio	83

INTRODUZIONE

Il progetto antisismico per le condotte riveste notevole importanza nel campo dell'ingegneria civile.

Il sistema di tubazioni (in inglese "pipelines") trasporta materiali essenziali per il funzionamento e il supporto della vita quotidiana, motivo per cui molto spesso vengono chiamate "linee di vita" ("lifelines"): quindi il benessere della comunità richiede che essi continuino a funzionare anche dopo un eventuale danneggiamento subito dai terremoti.

Le tubazioni sono generalmente interrato per motivi economici, estetici ed ambientali. In alcune circostanze è richiesto l'utilizzo di tubazioni fuori terra ma si tratta di casi rari. Generalmente le tubazioni di gas sono progettate e costruite come "tubazioni continue" mentre le tubazioni dell'acqua sono progettate come "tubazioni segmentate".

In tale contesto si intende analizzare il comportamento delle tubazioni interrate sottoposte all'azione del terremoto, valutando nello specifico correlato gli effetti sulle tubazioni interrate come la deformazione permanente per faglia, per frana e per fenomeni di liquefazione.

Il lavoro di tesi si concentra, dopo aver riportato la casistica dei principali incidenti causati da terremoti, su tre principali effetti:

- Propagazione di onde sismiche;
- Deformazione permanente per faglia;
- Deformazione permanente per frana.

Il primo pericolo viene analizzato con una modellazione prettamente analitica, la quale seguendo le indicazioni presenti sulla normativa UNI EN 1998-4:2006 calcola il valore della deformazione assiale massima subita a causa del passaggio dell'onda sismica.

La deformazione permanente invece viene studiata inizialmente con una modellazione analitica (metodi di Newton e di Karamitros validi solamente per faglie normali e trascorrenti), successivamente si è passato ad una modellazione numerica tridimensionale mediante l'utilizzo del software Comsol Multiphysics.

Sono stati realizzati diversi modelli utili a rappresentare una condotta in acciaio in presenza di faglia. Essi hanno permesso di osservare l'aumentare della concentrazione degli sforzi in particolari punti della tubazione e la sua deformazione all'aumentare della dislocazione di faglia. Al fine di valutare la correttezza del modello agli elementi finiti viene fatto un confronto con i risultati ottenuti dalla modellazione analitica.

Infine, è stata sviluppata un'ulteriore modellazione (sempre attraverso il software Comsol Multiphysics) utile a rappresentare il comportamento della tubazione sottoposto a deformazione permanente causata dal fenomeno franoso.

1. TERREMOTI E CONSEGUENZE

La Terra è un sistema dinamico in continua evoluzione la cui struttura interna costituita essenzialmente da tre strati:

1. Crosta terrestre o litosfera: è l'involucro più esterno, dello spessore di 70-100 km;
2. Mantello: è lo strato intermedio. Ha uno spessore di 2890 km che, in base ai risultati di sismologia, viene suddiviso in due sezioni: mantello superiore e mantello inferiore;
3. Nucleo: è lo strato più interno. Ha un raggio di 3500 km.

Il terremoto è un fenomeno costituito da uno scuotimento associato ad una rottura che avviene in profondità all'interno della crosta terrestre o nella parte superiore del mantello, dove ha luogo una rapida evoluzione dello stato di equilibrio (fenomeni di tipo tettonico).

La litosfera, infatti, è suddivisa da circa una dozzina di placche aventi un movimento relativo tra di loro essendo trascinate dai moti convettivi che avvengono nella parte interna del mantello, in cui il materiale si trova allo stato fluido per alte temperature (Figura 1).

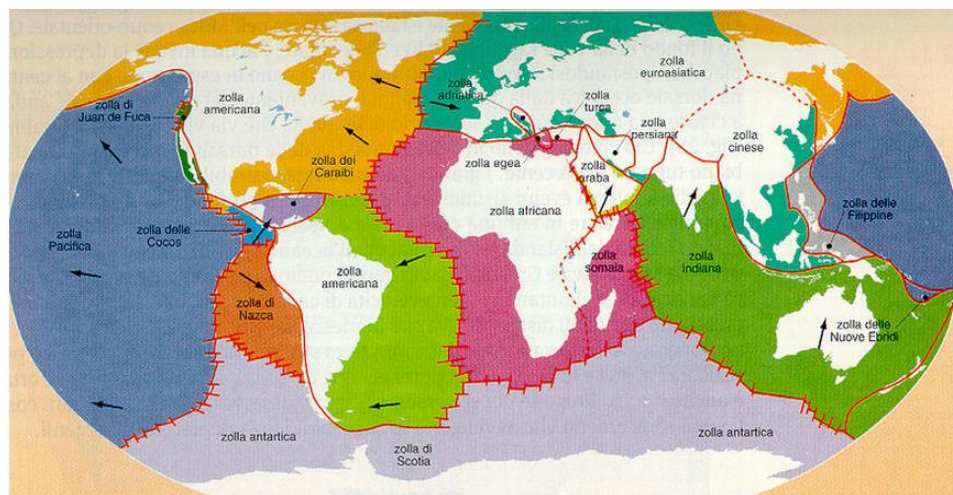


FIGURA 1:PLACCHE CONTINENTALI

In una prima fase le porzioni di crosta terrestre in contatto si deformano accumulando energia potenziale elastica; l'accumulo procede fino a che non si supera la resistenza: è proprio in questa circostanza che si verifica la frattura e avviene il rilascio di energia elastica accumulata, riportando le masse rocciose deformate in una nuova situazione di equilibrio.

Tipicamente si individuano due situazioni:

- I moti convettivi portano all'allontanamento delle zolle generando una rottura per trazione. In questo caso si ha una rottura superficiale; la sezione della zolla si assottiglia sempre di più prima di rompersi rilasciando una quantità ridotta di energia.
- Il moto fa collidere due porzioni di crosta terrestre individuando una rottura a compressione. In questo caso la rottura avviene a profondità maggiore rilasciando un grande quantità di energia.

Il piano di contatto delle placche lungo cui avviene la rottura viene chiamata faglia.

Ci sono tre tipi di faglia:

- Faglia normale (Figura 2): si verifica quando si ha un moto di distensione, ovvero un allontanamento tra le zolle. La rottura avviene su una piccola area poiché la crosta è assottigliata e quindi si accumula poca energia;

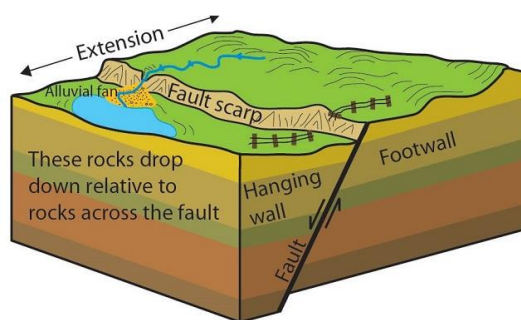


FIGURA 2: RAPPRESENTAZIONE DI FAGLIA NORMALE

- Faglia inversa (Figura 3): è dovuta ad un moto di collisione delle placche, ossia un sovrascorrimento. In questo caso l'area su cui si accumula energia è maggiore e quindi la frattura avviene con livelli di energia e di sforzo maggiori;

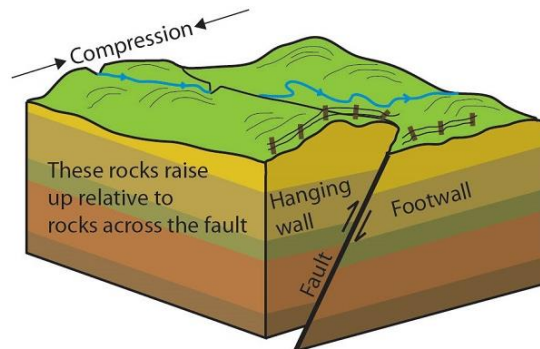


FIGURA 3: RAPPRESENTAZIONE DI FAGLIA INVERSA

- Faglia trascorrente (Figura 4): si ha quando le placche sono soggette a uno scorrimento relativo tra di loro. È una faglia subverticale.

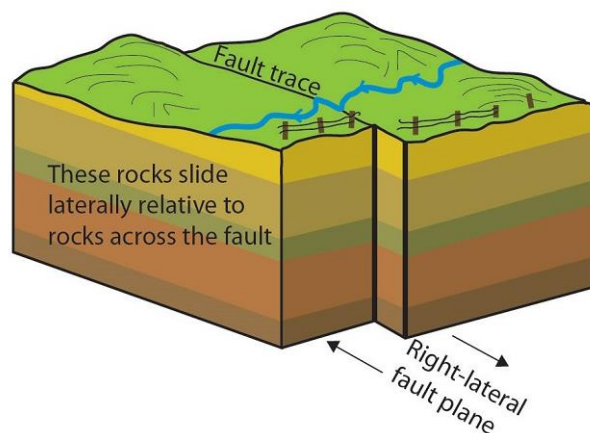


FIGURA 4: RAPPRESENTAZIONE DI FAGLIA TRASCORRENTE

Il luogo in cui avviene la rottura viene chiamato ipocentro mentre la proiezione di esso sulla superficie terrestre si chiama epicentro.

1.1 PROPAGAZIONE DELLE ONDE SISMICHE

L'energia elastica rilasciata si manifesta sotto forma di onde che viaggiano verso la superficie in tutte le direzioni.

Ci sono due tipologie di onde che implicano un diverso movimento:

- Onde di compressione: chiamate anche onde P (P=primarie) o onde longitudinali, corrispondono a successivi stati di compressione- dilatazione del materiale. In questo caso, il moto di oscillazione avviene lungo la direzione di propagazione;
- Onde di taglio: sono anche dette onde S (S=secondarie) o anche onde trasversali e comportano una pura distorsione del materiale senza che ci sia una variazione di volume. Il moto delle particelle avviene in direzione ortogonale alla direzione di propagazione.

Quando avviene il rilascio di energia, le onde P e le onde S si propagano verso la superficie. Quelle che arrivano per prima sono le onde P (poiché la velocità delle onde è legata al modulo di deformazione del mezzo in questione che in direzione longitudinale è maggiore rispetto alla direzione trasversale) che arrivano in superficie con una direzione subverticale generando quindi uno spostamento quasi verticale. Successivamente arrivano le onde di taglio e, arrivando anch'esse in direzione subverticale poiché generano un movimento che è ortogonale alla direzione di propagazione determinano uno spostamento orizzontale.

Le onde superficiali, chiamate onde di Rayleigh e onde di Love, si sviluppano sulla superficie libera per effetto delle condizioni al contorno (tensioni nulle). Esse vanno a comporre generalmente la parte finale del generico segnale.

In Figura 5 vengono rappresentate le varie onde che si propagano a seguito del sisma:

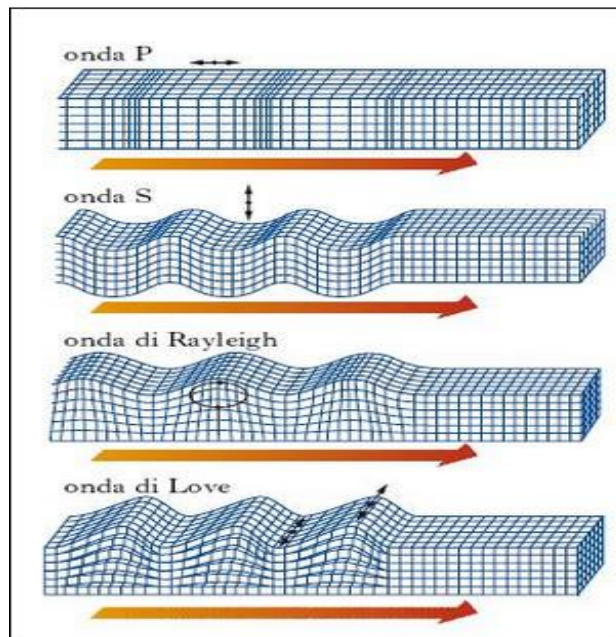


FIGURA 5: ONDE SISMICHE E RELATIVO MOTO

1.1. QUANTIFICAZIONE DEI TERREMOTI

Nei precedenti studi di sismologia fu di particolare interesse distinguere i diversi fenomeni in base alla loro intensità (terremoti forti e terremoti deboli). Nel 1902 il sismografo italiano Giuseppe Mercalli fu il primo ad elaborare una scala: essa, suddivisa in 12 gradi di intensità, era basata sulle osservazioni degli effetti prodotti dal terremoto sulle strutture ed eventuali fenomeni deformativi indotti.

La scala presentava però due problemi: 1) la classificazione dipendeva dalla tipologia e dalla densità del costruito e dunque non aveva una valutazione oggettiva; 2) il secondo problema scaturiva dall'impossibilità di assegnare un valore univoco di intensità a parità di sisma a causa della dipendenza dalla localizzazione (il danno infatti è massimo in corrispondenza dell'epicentro e va a diminuire allontanandosi da esso).

Nel 1935 venne introdotta una diversa scala (denominata Richter) in grado di definire in modo univoco e oggettivo l'entità del sisma. Essa è basata sulla magnitudo del

terremoto definita in base al confronto delle ampiezze degli spostamenti misurati dai sismometri con quelle da un sismometro campione.

Dal punto di vista analitico la magnitudo è definita come:

$$M = \log_{10} A - \log_{10} A_0$$

Dove A è l'ampiezza registrata dal sismografo mentre A_0 (pari a 0.001 mm) è l'ampiezza misurata dal sismometro campione del tipo Wood-Anderson collocato a 100 km dall'epicentro.

Si può notare che questa scala è logaritmica, ovvero un valore di magnitudo corrisponde ad un ordine di grandezza di differenza. La scala Richter misura la magnitudo locale, è valida dunque per distanze piccole dall'epicentro. Per distanze elevate vengono considerate altre magnitudo.

Per definire il comportamento di tutti i terremoti (vicini, lontani, superficiali e profondi) è stata introdotta la magnitudo di momento:

$$M = \frac{\log_{10} M_0}{1.5} - 10.7$$

In cui M_0 è il momento sismico; esso definisce l'energia rilasciata quando avviene la rottura e dipende dall'area della superficie di rottura, dallo spostamento medio sulla faglia e dal modulo di taglio del materiale, che è legato al punto di rottura. A titolo di esempio si può definire che se la rottura avviene più in profondità questo modulo è maggiore.

1.2. RISCHIO SISMICO

Le catastrofi naturali, avvenute negli ultimi decenni, hanno apportato danneggiamenti di notevole importanza agli impianti industriali causando nella maggior parte dei casi rilascio di sostanze tossiche nell'atmosfera e situazioni di emergenza difficili da gestire.

L'Italia, a causa della sua posizione geografica, è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo perché è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica e quindi è sottoposta a forti spinte di compressione, che causano l'accavallamento dei blocchi di roccia.

La sismicità più elevata, nel nostro Paese, si concentra nella parte orientale e centro-meridionale: la microzolla Adriatica tende ad andare in immersione in corrispondenza dei Balcani e quindi nell'arco alpino nord-orientale c'è un movimento di trazione lungo gli appennini. Esiste poi la zona complessa dell'arco calabro, che è una zona di transizione da un moto di subduzione a un'altra zona.

Ai fini della protezione civile, il rischio è rappresentato dalla possibilità che un fenomeno naturale o indotto dall'attività dell'uomo possa causare effetti dannosi sulla popolazione, sugli insediamenti abitativi e produttivi, all'interno di una piccola area e in un determinato periodo di tempo.

Rischio e pericolo non sono la stessa cosa: il pericolo è rappresentato dall'evento calamitoso che può colpire una certa area (la causa), il rischio è rappresentato dalle sue possibili conseguenze, cioè dal danno che ci si può attendere (l'effetto).

Per valutare concretamente un rischio, quindi, non è sufficiente conoscere il pericolo, ma occorre anche stimare attentamente il valore esposto, cioè i beni presenti sul territorio che possono essere coinvolti da un evento, e la loro vulnerabilità. Il rischio quindi si può esprimere come:

$$R = P * V * E$$

In cui:

P = PERICOLOSITA': è la probabilità che un fenomeno di una determinata intensità si verifichi in un certo periodo di tempo, in una data area.

V = VULNERABILITA': è la propensione di un elemento (edifici, infrastrutture, attività economiche) a subire danneggiamenti in conseguenza delle sollecitazioni indotte da un evento avente una certa intensità.

E = ESPOSIZIONE: è l'entità delle possibili conseguenze di un collasso o di prestazioni non adeguate dal punto di vista monetario.

L'Italia ha una pericolosità sismica medio-alta (per frequenza e intensità di fenomeni), una vulnerabilità molto elevata (per fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale) e un'esposizione altissima (per densità abitativa e presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo). Si può dedurre quindi che la nostra Penisola è ad elevato rischio sismico, in termini di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un terremoto.

Oggi la scienza non è ancora in grado di prevedere il tempo ed il luogo esatti in cui avverrà il prossimo terremoto. L'unica previsione possibile è di tipo statistico, basata sulla conoscenza della sismicità che ha storicamente interessato il nostro territorio e quindi sulla ricorrenza dei terremoti. Sappiamo quali sono le aree del nostro Paese interessate da una elevata sismicità, per frequenza ed intensità dei terremoti, e quindi dove è più probabile che si verifichi un evento sismico di forte intensità, ma non è possibile stabilire con esattezza il momento in cui si verificherà.

La previsione di tipo probabilistico consente di individuare le aree pericolose e di classificarle in funzione della probabilità che si verifichino forti terremoti e della frequenza con cui ce li possiamo aspettare. Per definire con maggiore precisione l'intervallo di tempo in cui in un dato luogo ci si può aspettare con maggiore probabilità un terremoto, occorrerebbe conoscere quanta energia si è accumulata nella struttura sismogenetica che può scatenare un terremoto in quel luogo e il modo in cui si libererà l'energia, cioè se un po' per volta con molte scosse di bassa magnitudo, oppure con pochi eventi molto forti. Ma anche attraverso lo studio approfondito delle strutture sismogenetiche non saremmo in grado di stabilire il momento esatto in cui avverrà il prossimo terremoto.

Negli ultimi anni sono stati fatti notevoli progressi nello studio dei precursori sismici, ovvero di quei parametri chimici e fisici del suolo e del sottosuolo che subiscono variazioni osservabili prima del verificarsi di un terremoto.

Nonostante la comprensione del fenomeno e la conferma della validità del modello genetico del terremoto ipotizzato dai sismologi, la previsione dei terremoti basata sui precursori ha dato finora risultati deludenti e contraddittori. Nessun precursore si verifica regolarmente prima di ogni terremoto importante, per questo la ricerca si sta orientando verso l'osservazione contemporanea di più fenomeni. Per evitare gli effetti di una scossa sismica è necessario ridurre i fattori di rischio, agendo in particolare sulla qualità delle costruzioni. La prevenzione - costruire bene - resta dunque l'unico modo efficace per ridurre le conseguenze di un terremoto.

In Italia, i criteri e le metodologie per la valutazione e la riduzione del rischio sismico sono valutati dal Servizio Rischio sismico del Dipartimento della Protezione Civile. Esso elabora e sviluppa le competenze tecnico-scientifiche per la previsione dell'impatto del terremoto sul territorio e opera per l'ottimizzazione degli interventi in condizioni di emergenza e di ricostruzione post-sisma.

Questi compiti vengono svolti con il supporto scientifico e operativo dei centri di competenza per il rischio sismico: INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, per gli aspetti sismologici, ReLUIS - Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e Eucentre - Centro Europeo per la formazione e la ricerca in ingegneria sismica, per gli aspetti ingegneristici.

1.3. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Per ridurre gli effetti del terremoto, il quadro normativo sismico si è concentrato sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti del passato, e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche.

La legislazione antisismica italiana (Norme Tecniche delle Costruzioni), allineata alle più moderne normative a livello internazionale prescrive norme tecniche in base alle

quali un edificio debba sopportare senza gravi danni i terremoti meno forti e senza crollare i terremoti più forti, salvaguardando prima di tutto le vite umane.

Sino al 2003 il territorio nazionale era classificato in tre categorie sismiche a diversa severità. I Decreti Ministeriali emanati dal Ministero dei Lavori Pubblici tra il 1981 ed il 1984 avevano classificato complessivamente 2.965 comuni italiani su di un totale di 8.102, che corrispondono al 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione.

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

I provvedimenti dettati i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta

Zona 2 - In questa zona forti terremoti sono possibili

Zona 3 - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2

Zona 4 - E' la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa

Di fatto, sparisce il territorio "non classificato", e viene introdotta la zona 4, nella quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A

ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g, zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

L'attuazione dell'ordinanza n.3274 del 2003 ha permesso di ridurre notevolmente la distanza fra la conoscenza scientifica consolidata e la sua traduzione in strumenti normativi e ha portato a progettare e realizzare costruzioni nuove, più sicure ed aperte all'uso di tecnologie innovative.

Le novità introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (Ingv, Reluis, Eucentre). Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), previsto dall'opcm 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'Opcm n. 3519, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (ag), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Suddivisione delle zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su terreno rigido (OPCM 3519/06) Tabella 1:

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)
1	$ag > 0.25$
2	$0.15 < ag \leq 0.25$
3	$0.05 < ag \leq 0.15$
4	$ag \leq 0.05$

TABELLA 1: SUDDIVISIONE ZONE SISMICHE IN BASE ALL'ACCELERAZIONE DI PICCO

Nel rispetto degli indirizzi e criteri stabiliti a livello nazionale, alcune Regioni hanno classificato il territorio nelle quattro zone proposte, altre Regioni hanno classificato diversamente il proprio territorio, ad esempio adottando solo tre zone (zona 1, 2 e 3) e introducendo, in alcuni casi, delle sottozone per meglio adattare le norme alle

caratteristiche di sismicità. Per il dettaglio e significato delle zonazioni di ciascuna Regione, si rimanda alle disposizioni normative regionali.

Qualunque sia stata la scelta regionale, a ciascuna zona o sottozona è attribuito un valore di pericolosità di base, espressa in termini di accelerazione massima su suolo rigido (a_g).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008) infatti, hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona – e quindi territorio comunale – precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Dal 1° luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

Con l'entrata in vigore delle nuove norme (NTC 2018) sono eliminati i riferimenti alle zone sismiche.

2. I GASDOTTI INTERRATI

I gas che vengono maggiormente utilizzati sono il metano, un idrocarburo semplice appartenente alla famiglia degli alcani costituito da un atomo di carbonio e quattro di idrogeno, e il GPL, una miscela di gas in cui propano e butano rappresentano la componente prioritaria.

Il metano è un gas di origine naturale presente in giacimenti sotterranei a pressioni molto elevate, da qui viene estratto attraverso pozzi e veicolato verso i punti di utilizzo attraverso un'estesa rete di condotte.

In Figura 6 è presente una rappresentazione schematica della rete di distribuzione di gasdotti:

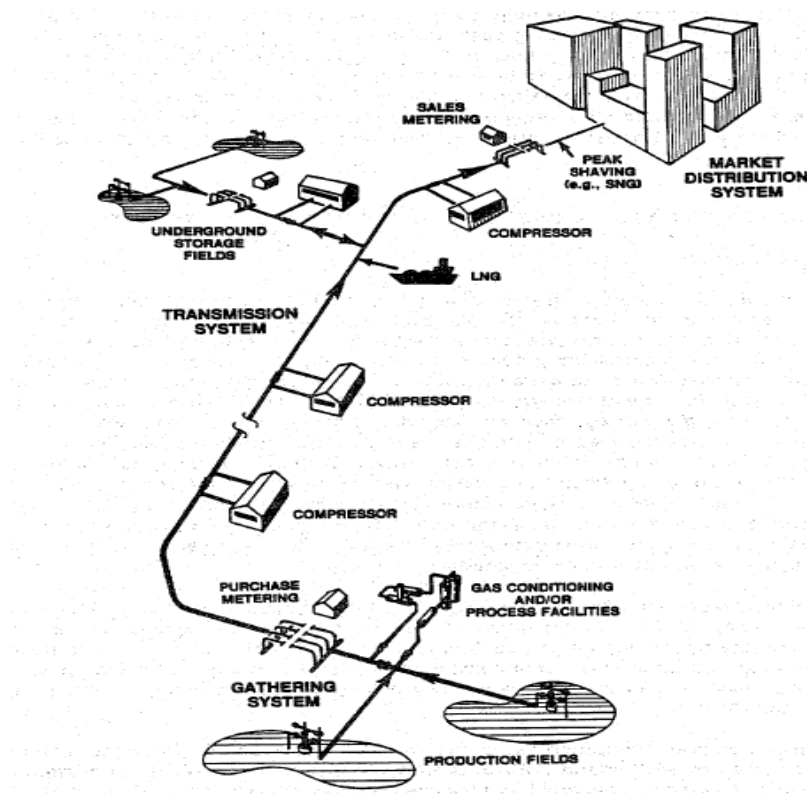


FIGURA 6:RAPPRESENTAZIONE DI UNA RETE DI DISTRIBUZIONE DI METANODOTTI

Dal punto di vista impiantistico si possono identificare le seguenti componenti:

- impianti di stoccaggio;
- unità di compressione, costituite essenzialmente da compressori centrifughi azionati da turbine a gas e complete di propri sistemi di controllo;
- tubazioni e relative apparecchiature meccaniche di processo (filtri, valvole, air-coolers ecc);
- sistemi di controllo per la gestione dei turbocompressori e degli impianti di processo della centrale;
- sistema elettrico in grado di assicurare la necessaria alimentazione in funzione delle varie esigenze e priorità;
- infrastrutture civili (sala quadro, sala controllo, uffici, officina, magazzino, ecc.).

Le tubazioni si trovano a circa un metro di profondità nelle aree popolate, oppure sono collocate a terra nelle aree desertiche o nelle aree dove lo scavo diventa complicato o oneroso. A seconda della tipologia di impiego, i gasdotti possono essere suddivisi in tre tipologie principali:

- Gasdotti di raccolta, che trasportano la materia prima verso serbatoi di stoccaggio sotterranei;
- Gasdotti di transito, che trasportano la materia prima ad alta pressione in prossimità degli utenti finali (abitazioni, zone industriali);
- Gasdotti di distribuzione, che trasportano la materia prima a bassa pressione direttamente agli utenti finali.

La pressione del gas naturale nei gasdotti di transito è molto elevata (può raggiungere anche i 75 bar) per cui per raggiungere l'interno delle abitazioni, dove la pressione massima ammessa dalla norma vigente raggiunge i valori di qualche decina di millibar, serve una serie di cabine di decompressione che riducono la pressione del

gas, la quale passa da 50-60 bar a 12 bar (rete di alta pressione) e successivamente da 12 a 0,5 bar (rete di media pressione).

Il DM 16/04/2008 che fornisce la “Regola tecnica per la progettazione, prestazione, 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”, suddivide i metanodotti in base alla pressione di esercizio per i tubi costituenti la rete:

- Condotte di 1ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 24 bar.
- Condotte di 2ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 12 bar ed inferiore od uguale a 24 bar.
- Condotte di 3ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 5 bar ed inferiore od uguale a 12 bar.
- Condotte di 4ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 1,5 bar ed inferiore od uguale a 5 bar.
- Condotte di 5ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 0,5 bar ed inferiore od uguale a 1,5 bar.
- Condotte di 6ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio superiore a 0,04 bar ed inferiore od uguale a 0,5 bar.
- Condotte di 7ª Specie: condotte per pressione massima di esercizio inferiore od uguale a 0,04 bar.

La pianificazione del tracciato avviene a seguito di indagine conoscitiva del territorio e in particolare devono essere acquisiti i fattori geologici, topografici, idrogeologici, gli insediamenti urbani e i programmi dei Piani Regolatori, l'esistenza di eventuali aree protette ed i vincoli che su queste gravano, la presenza di infrastrutture di trasporto quali ad esempio strade, ferrovie e linee elettriche, di corsi d'acqua e di aree di bonifica.

2.1. POSA IN OPERA

Prima di ogni operazione di posa della condotta, lo strato superficiale di terreno (lo scotico), che supporta la vita delle piante e contiene al suo interno i semi delle stesse viene rimosso dalla pista di lavoro, utilizzando un adeguato veicolo per il movimento terra. Il terreno sarà stoccato sottoforma di cumulo continuo lungo un lato del corridoio di costruzione. I cumuli di scotico, tipicamente, non dovranno essere alti più di 2 metri, al fine di prevenirne l'erosione, e metterli al sicuro da eventuali danneggiamenti o compattamenti indesiderati.

Lo stoccaggio avverrà su un lato della pista di lavoro in modo tale da evitarne la miscelazione con il materiale di scavo della trincea o che sia smosso dai veicoli.

La pista di lavoro (Figura 7) viene quindi livellata per eliminare irregolarità, rocce, e altre anomalie che possano creare disturbo alle attività di costruzione.

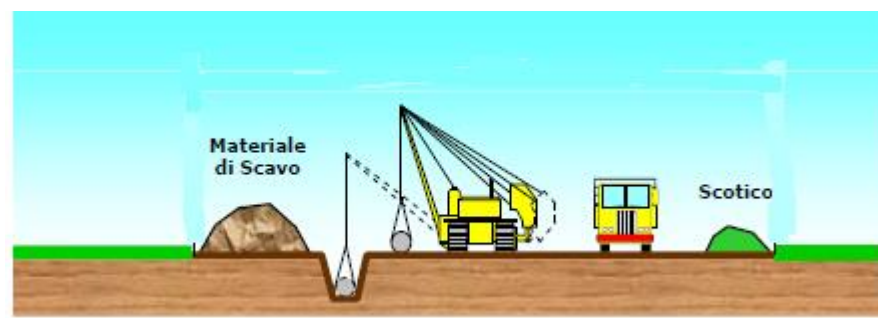
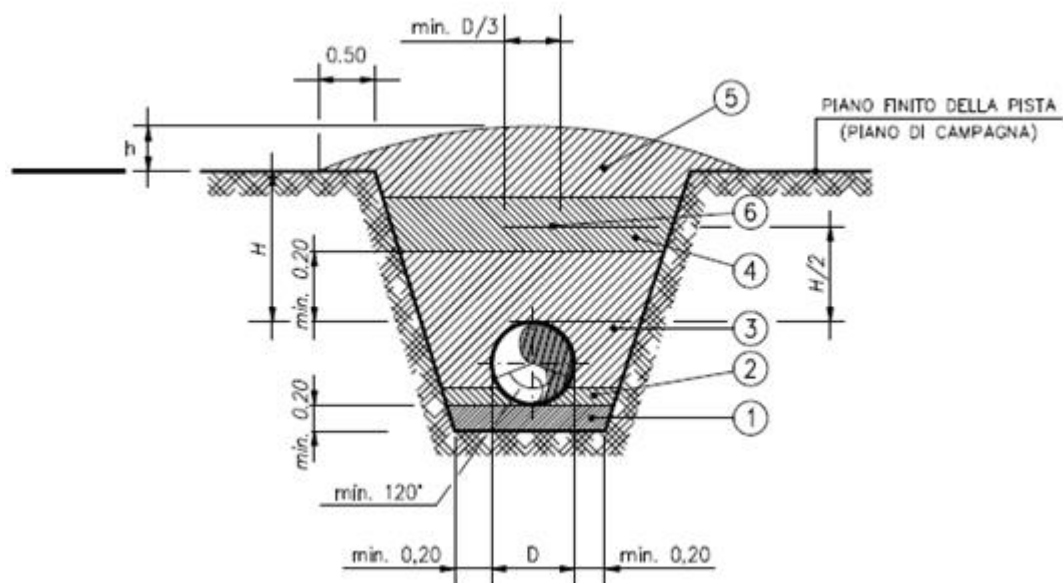


FIGURA 7: SEZIONE DELLA PISTA DI LAVORO

La condotta a terra viene posata all'interno di una trincea che, generalmente, ha una profondità che va da 2 a 3 metri e una larghezza compresa tra 0.8 m e 1.6 m al fondo.

Una volta ultimata la trincea, viene realizzato un fondo scavo di circa 20 cm che deve essere livellato in maniera uniforme e privo di rocce o ogni altro oggetto che possa arrecare danno al rivestimento. Successivamente vi verrà posta la condotta, precedentemente saldata, utilizzando un gruppo di *side boom*, mezzi cingolati dotati di braccio laterale.

Immediatamente dopo la posa ed ultimate le normali procedure di controllo qualità, la condotta viene ricoperta dal materiale di scavo. Il materiale di rinterro posizionato nelle immediate vicinanze del tubo sarà compattato in strati.



LEGENDA

1. ZONA FONDO SCAVO
2. RINFRANCO
3. RINTERRO FINO A 20 cm SOPRA LA GENERATRICE SUPERIORE DELLA TUBAZIONE
4. COMPLETAMENTO DEL RINTERRO
5. STRATO SUPERFICIALE INCOLTO: COME 4
INVECE PER COLTIVO, PRATO, BOSCHIVO: RIPRISTINARE CON HUMUS COME PREESISTENTE
6. NASTRO O RETE PLASTICA DI AVVERTIMENTO

h = DA VALUTARE SULLA BASE E NATURA E SPESSORE DELLO STRATO SUPERFICIALE

FIGURA 8: SEZIONE TIPO DELLA TRINCEA

Come si osserva dalla Figura 8 il primo rinterro deve avere uno spessore almeno di 20 cm dalla generatrice superiore della condotta. I materiali utilizzati sono:

- Sabbia, argilla e terra priva di sassi e/o ciottoli per il fondoscavo;
- Sabbia, argilla e terra, misti a ciottoli con peso non superiore a 5 kg;
- Sabbia, argilla e terra, misti a sassi con peso non superiore a 2 kg;

Per la salvaguardia del metanodotto, verrà posizionato un nastro di segnalazione al di sopra del ricoprimento.

Il rinterro verrà completato con il materiale accantonato in seguito allo scavo della stessa e, conclusa tale operazione, si disporrà lo strato umico superficiale,

accantonato separatamente, distribuendolo sulla superficie precedentemente scoticata. La copertura del metanodotto è di circa 1.5 m.

Il rinterro deve sempre terminare con un'adeguata baulatura per compensare gli assestamenti successivi.

Si utilizzerà un escavatore per movimentare il materiale di scavo in trincea e per coprire il gasdotto.

2.2. INCIDENTI SUI GASDOTTI DOVUTI AD EVENTI SISMICI

L'azione sismica rappresenta una delle principali cause per il danneggiamento delle condutture poiché essa, a differenza dell'incidente casuale, può portare a delle rotture in vari punti della tubazione. È possibile comunque asserire, in base alle esperienze passate, che il comportamento delle tubature all'azione dei terremoti è stato complessivamente buono anche se alcune volte si sono verificate rotture catastrofiche, in particolare nelle aree di terreno instabile.

Le tubazioni moderne, realizzate in acciaio e saldate, con un'adeguata protezione alla corrosione sono molto resistenti all'azione sismica, tuttavia, si sono verificate delle rotture causate da grandi spostamenti del terreno. Le antiche tubazioni, ovvero quelle progettate prima del 1930 secondo le normative meno stringenti di quelle attuali, sono state seriamente danneggiate.

Una preoccupazione primaria per le tubazioni interrato riguarda la capacità di esse a consentire brusche distorsioni del terreno o cedimenti differenziali. La presenza di spostamenti del terreno è uno dei maggiori problemi da considerare nel progetto sismico di una tubazione, tuttavia è molto difficile prevederli e di conseguenza risulta complicato sviluppare un piano per proteggerla dai loro effetti. Le più comuni forme di spostamento sono dovute alla presenza di faglie, espansione laterale del terreno dovuta alla liquefazione, rotture di versante.

In tutto il mondo, infatti, i maggiori danni causati alle tubazioni interrato non sono dovuti alla incidenza delle onde sismiche sulla condotta, ma dalla combinazione dell'azione sismica e particolari condizioni del terreno che ha portato a conseguenze come il movimento di faglie, frane o liquefazione.

Le evidenze del passato hanno indicato che le condotte sotterranee si comportano male in aree dove ci sono stati grandi spostamenti o rotture del terreno. Ciò è stato sottolineato in cinque terremoti:

- Long Beach nel 1933;
- Kern County nel 1952;
- San Fernando nel 1971;
- Northridge nel 1994;
- Chi-Chi nel 1999.

2.2.1. TERREMOTO DI LONG BEACH

In questa città della California del Sud, situata sulla costa dell'oceano Pacifico, a causa di un terremoto avente una magnitudo di momento di 6.4 ci furono più di 500 rotture in tubazioni di acqua, gas e petrolio nella zona di massima sismicità. In particolare, nel sistema di distribuzione del gas della città di Long Beach ci furono in totale 119 rotture principali, delle quali 91 erano presenti nei principali alimentatori di pressione. Tutte le rotture scoperte si sono verificate in corrispondenza dei giunti saldati. La causa principale dei danni fu il fenomeno di liquefazione. Infatti, riportando i sistemi di tubazione su una mappa (Figura 9), risulta abbastanza evidente che la natura del terreno avesse un peso importante sulla formazione delle rotture. L'area in cui ci sono stati i danni maggiori è situata vicino il fiume Gabriel, nel distretto di Alamitos Bay. Questa zona era una grande pianura paludosa che era interamente o parzialmente inondata dall'alta marea. È interessante notare che in corrispondenza di tale area si siano formati piccoli crateri che si formano spesso quando ci sono terremoti forti quando il terreno è sabbioso.

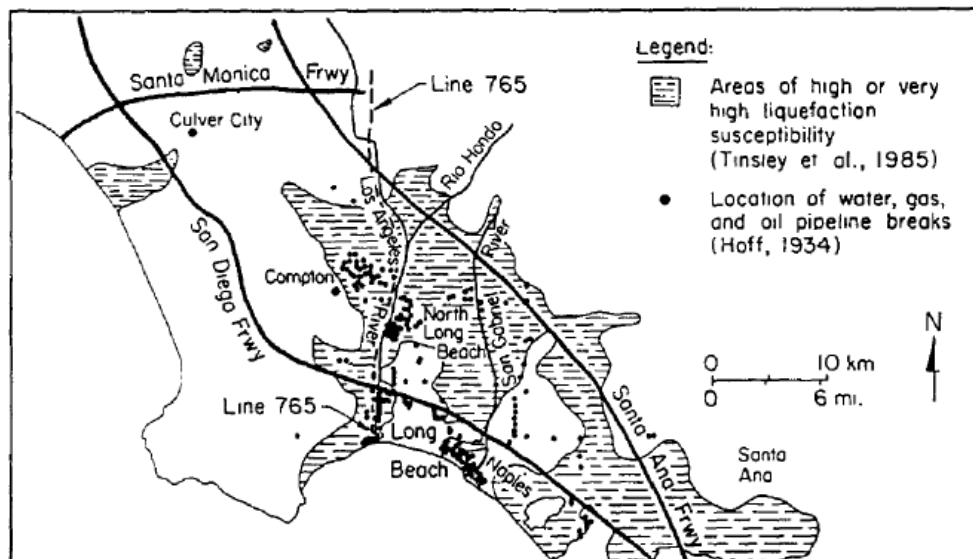


FIGURA 9: CARATTERISTICHE DEL TERRENO NELLA ZONA DI LONG BEACH

2.2.2. TERREMOTO DEL KERN COUNTY

Il terremoto del Kern County del 1952, avente una magnitudo di momento di 7.3, fu uno dei più forti avvenuti in tutta la California. Esso si verificò sulla faglia White Wolf, una faglia inversa con qualche componente laterale di scorrimento. L'area scossa fu straordinariamente grande, tanto che ci furono danni anche in alcune città lontane dall'epicentro. Il sisma causò delle rotture al gasdotto che attraversava la faglia. Ci fu uno spostamento laterale nel punto di attraversamento di un metro mentre lo spostamento inverso fu di 40 cm. Come conseguenza di questo terremoto e del successivo terremoto del Gennaio del 1954 ci furono 10 danneggiamenti nei giunti saldati (delle quali 9 erano saldati con saldatura ossiacetilenica e uno con saldatura ad elettrodo) e 2 incidenti di perdite dovuti alla corrosione.

2.2.3. TERREMOTO DI SAN FERNANDO

Durante il terremoto di San Fernando avvenuto nel 1971, con una magnitudo di momento di 6.5, si verificarono delle rotture nelle tubazioni. L'espansione laterale dovuta alla liquefazione fu la causa scatenante dei moltissimi danni avvenuti (circa 450 rotture). Furono cinque le condotte seriamente incidentate e i danneggiamenti maggiori furono per le tubature di gas lungo San Fernando Road dove si osservarono movimenti laterali di circa 1.6 metri. Le sostituzioni, riparazioni e restauri costarono circa 2 milioni di dollari. In Figura 10 viene mostrata l'immagine di un tubo danneggiato per effetto delle forze di compressione:

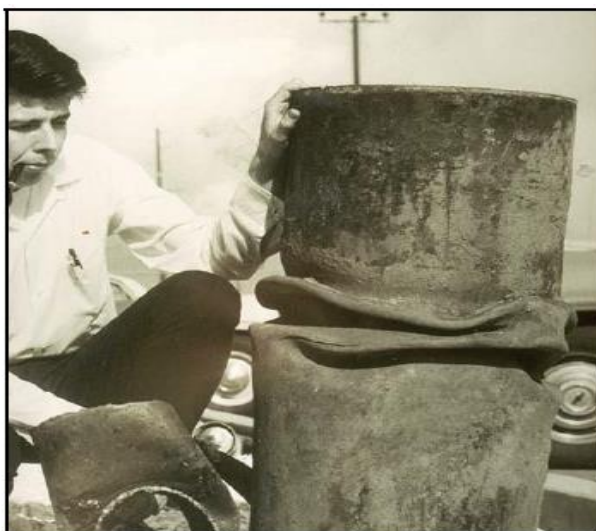


FIGURA 10:ROTTURA DELLA TUBAZIONE A CAUSA DEL TERREMOTO DI SAN FERDINANDO

2.2.4. TERREMOTO DI NORTHRIDGE

Nel 1994, a causa del terremoto avente una magnitudo di momento di 6.7, molte tubazioni si ruppero a causa di deformazioni permanenti del terreno causate da liquefazione. Ci furono 209 riparazioni per le tubazioni in acciaio. Inoltre, in una delle rotture ci fu una dispersione di gas sulla Balboa Boulevard che provocò un incendio dovuto all'accensione del motore di un camion. L'incendio distrusse cinque case e

provocò molte vittime. Nella seguente Figura 11 sono riportate due immagini relative alle conseguenze portate dal terremoto:



FIGURA 11:CONSEGUENZE DEL TERREMOTO DI NORTHRIDGE

2.2.5. TERREMOTO DEL CHI-CHI

Il terremoto del Chi-Chi (Taiwan) del 1999, con magnitudo di momento di 7.3, oltre a provocare migliaia di vittime ha causato anche seri danneggiamenti a tubazioni interrate di acqua e gas. In particolare, queste ultime subirono una deformazione curva dovuta a spostamenti del terreno di una faglia inversa (circa 2 metri in direzione verticale) vicino il Wushi Bridge. Per quanto concerne le tubazioni saldate in acciaio, non si sono mai riscontrate deformazioni comparabili a quanto verificatosi a seguito di questo evento. La Figura 12 raffigura la rottura di una tubazione a seguito del terremoto.



FIGURA 12: TUBAZIONE A SEGUITO DEL TERREMOTO DEL CHI-CHI

Tutti questi danni sulle tubazioni di gas hanno portato come conseguenze danneggiamenti alle persone per il rilascio di sostanze altamente infiammabili ma anche perdite economiche rappresentate dall'interruzione del servizio di distribuzione e dal costo della riparazione sia della condotta che delle infrastrutture e delle proprietà circostanti. Dunque, risulta fondamentale prevenire possibili danni anche a livello locale.

2.3. LE SALDATURE

La saldatura consiste nell'unire 2 o più parti di un giunto, utilizzando calore, pressione o entrambi; realizza la continuità dei materiali base che vengono uniti, si tratta di un collegamento stabile e permanente; può essere utilizzato (o meno) un materiale d'apporto con temperatura di fusione prossima (o inferiore) a quella del materiale base. La saldatura deve garantire caratteristiche meccaniche del giunto almeno pari

a quelle del materiale base; si fa riferimento a 4 categorie di saldatura che riuniscono procedimenti affini: per fusione, a resistenza, per pressione, brasatura. (materiale d'apporto con basso punto di fusione il materiale base non fonde). Nella Figura 13 vengono riportate le principali categorie di saldatura utilizzate per connettere i tubi di trasporto per il gas.

Autogena	per fusione	ad arco	alla fiamma (ossiacetilenica, ossidrica, ecc.) con elettrodi rivestiti con elettrodo infusibile in atmosfera inerte (TIG) sommerso a filo continuo in atmosfera inerte (MIG) in atmosfera attiva (MAG) senza protezione di gas a elettrogas al plasma ad elettroscoria alluminotermica a fascio elettronico a laser
	per pressione	elettrica	a fuoco (bollitura) a resistenza (a punti, a rilievi, a rulli, di testa) a scintillio a induzione ad attrito a esplosione a ultrasuoni
Eterogena	Brasatura capillare (alla fiamma, elettrica a resistenza, a induzione) Saldobrasatura (alla fiamma, all'arco)		

FIGURA 13: TIPOLOGIE DI SALDATURE

Le saldature ossiacetileniche (Figura 14) sono state usate principalmente nel periodo che andava dal 1911 al 1920, anno in cui è stata introdotta la saldatura ad arco elettrico. Si riscontrano infatti danni dovuti alle saldature acetileniche solo per condotte costruite prima del 1930.

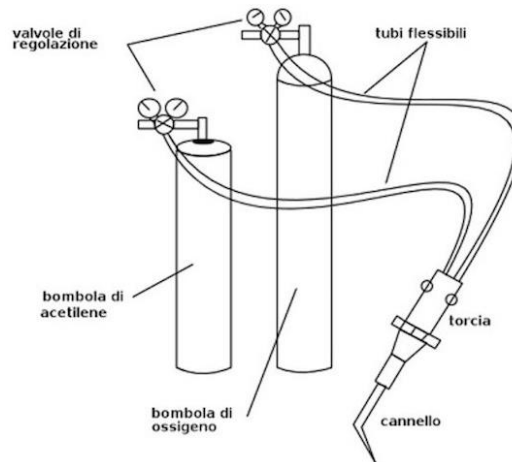


FIGURA 14: SALDATURA OSSIA CETILENICA

2.3.1 Elettrodi rivestiti

È un procedimento di saldatura manuale dove la sorgente termica è costituita dall'arco elettrico che, scoccando tra un elettrodo ed il materiale base, provoca un surriscaldamento che fonde entrambi. L'elettrodo è rivestito. Il rivestimento dell'elettrodo fonde e forma una scoria protettiva sul metallo fuso. La scoria ha funzione:

- protettiva: impedisce il contatto tra O₂ dell'atmosfera esterna e il bagno;
- disossidante: assorbe eventuali tracce di O₂ nel bagno;
- scorificante: assorbe sostanze indesiderate come zolfo e fosforo;
- ha inoltre funzione di "sostegno" del bagno utile per saldature ad asse verticale o sopra testa.

Nella Figura 15 è riportata questo tipo di saldatura:

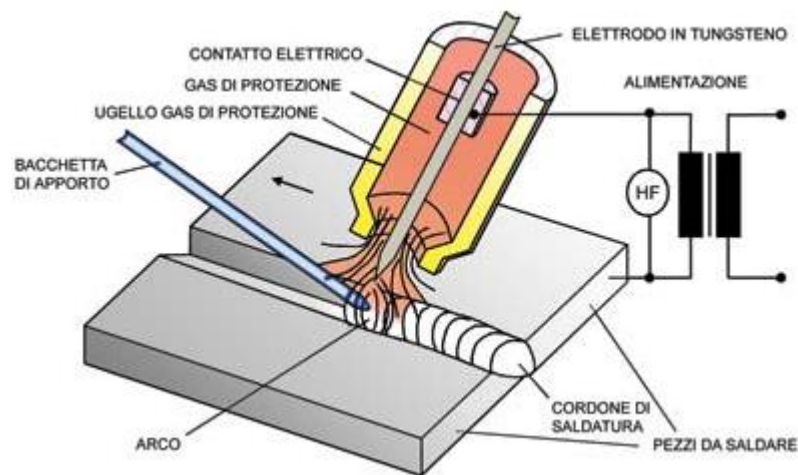


FIGURA 15: SALDATURA A ELETTRODO RIVESTITO

2.3.2 ARCO SOMMERSO

È un procedimento di saldatura autogena per fusione dove l'energia termica viene fornita dall'arco che scocca tra un filo elettrodo fusibile alimentato in automatico e il pezzo da saldare. In analogia al sistema ad elettrodo rivestito è necessario proteggere il bagno di saldatura dal contatto con l'aria attraverso un flusso che ha le stesse funzioni della scoria dell'elettrodo. Un impianto ad arco sommerso (Figura 16) è costituito dai seguenti elementi: - un generatore di corrente (simile a quello impiegato per la saldatura ad elettrodo rivestito) di forte amperaggio (1000-3000 A); - un traina-filo che alimenta il filo di apporto da almeno 2 mm; - una tramoggia che contiene il flusso di protezione. Il flusso copre la zona d'arco proteggendola dall'ossidazione dell'aria. Questo sistema di saldatura viene universalmente utilizzato nelle saldature di forte spessore. Sono le maggiormente utilizzate oggi nella saldatura dei tubi atti al trasporto del gas.

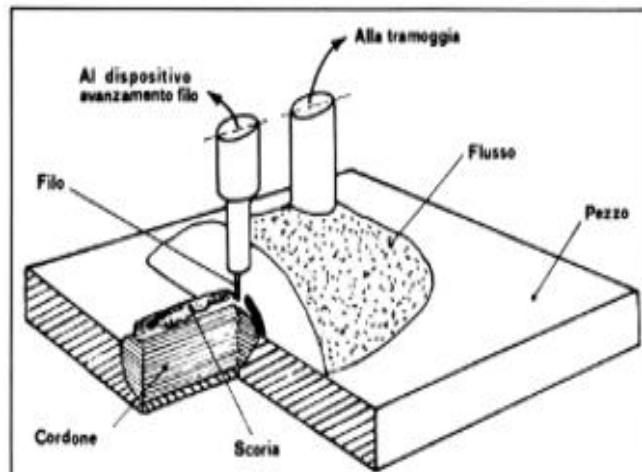


FIGURA 16: SALDATURA AD ARCO SOMMERSO

2.3.3 FILO CONTINUO (MIG/MAG)

Tale processo di saldatura è lo stesso della saldatura ad arco sommerso. Unica differenza è la protezione dall'aria che viene fornita da un gas inerte (MIG acronimo di Metal Inert Gas) che non partecipa alla fusione o da un gas attivo (MAG, acronimo di Metal Active Gas) che partecipa alla fusione. Si considera MIG la saldatura che utilizza gas inerti (es. Argon), mentre si considera MAG la saldatura che utilizza gas attivo (CO₂) oppure miscele di ArCO₂ che contengono una parte attiva anche se minima. L'Argon puro si usa prevalentemente nella saldatura dell'alluminio, del rame e delle sue leghe (ad.es. il bronzo). La miscela ArCO₂ in diverse percentuali si usa, invece, in tutti gli altri materiali (ferro, inox, ecc.). Nella saldatura a filo continuo (Figura 17), a seconda di come si staccano le gocce di materiale di apporto, si può parlare di trasferimento a corto circuito o *shortarc* e trasferimento in *sprayarc*.

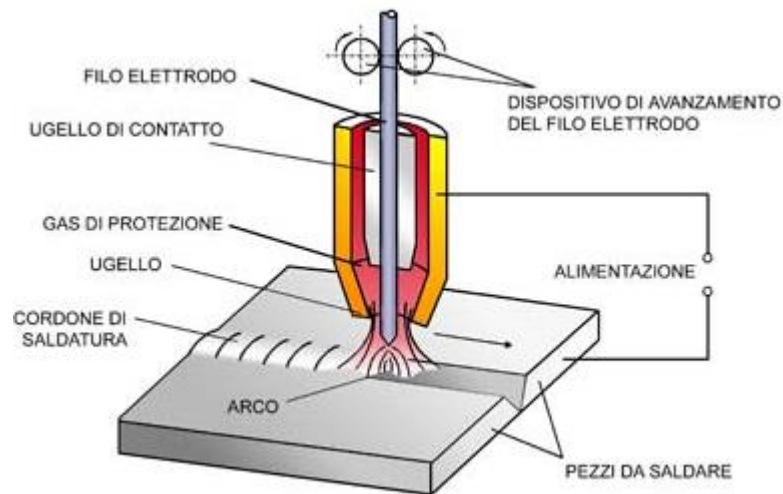


FIGURA 17: SILDATURA A FILO CONTINUO

2.3.4 TIG, TUNGSTEN INERT GAS

È un procedimento di saldatura ad arco dove il calore è prodotto da un arco elettrico che scocca tra un elettrodo di tungsteno che non fonde e il pezzo da saldare in atmosfera di gas inerte (argon). La saldatura porta a fusione i lembi del pezzo da saldare, apportando manualmente con la bacchetta il materiale da riporto. Le bacchette di materiale di apporto devono avere caratteristiche paragonabili a quelle del materiale base. Si possono saldare gli acciai, leghe di alluminio e di magnesio. Per evitare pericolose inclusioni di tungsteno nel giunto, l'elettrodo non deve mai venire a contatto con il pezzo. Il procedimento TIG ha le seguenti caratteristiche: arco molto concentrato facilmente controllabile; regolarità di fusione; buon trasferimento del materiale di apporto; impiego praticamente universale. Difetto: lentezza esecutiva.

Si riporta in Figura 18 questo tipo di saldatura:

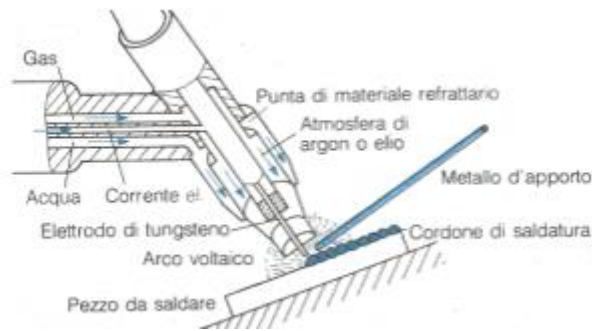


FIGURA 18:SALDATURA TIG

2.4. TIPOLOGIA DI ROTTURA

La prima distinzione da fare è quella tra rotture di tubi saldati o tubi uniti attraverso giunti meccanici. Ci sono cinque tipi principali di rottura per tubi saldati, tutti e cinque innescati da deformazioni del terreno circostante, quindi a discontinuità nella composizione, quindi come le liquefazioni a loro volta innescate dai terremoti. Queste cinque classi sono il modello Shell-buckling, il modello a trave, la rottura a tensione, la rottura a flessione e l'ovalizzazione della condotta.

2.4.1. SHELL-BUCKLING

Per quanto concerne la prima categoria (Figura 19) si può dire che è una deformazione puntuale o locale del tubo. Essa può essere ricondotta a perdite di stabilità del tubo dovute alla crescita in loco dei carichi di compressione o anche dei momenti flettenti. Di solito questo tipo di danni determina deformazioni in campo plastico. Questo è dovuto anche alle dimensioni tipiche dei tubi per il trasporto del gas ($Raggio/spessore < 33$) ed al materiale di cui sono composte quindi alla relativa tensione di snervamento. I danni si rilevano soprattutto in zone in cui il tubo presenta pieghe rispetto alla geometria lineare. Queste deformazioni sono puntualmente localizzate e possono dare vita a fuoriuscite di gas.



FIGURA 19: ROTTURA SHELL-BUCKLING

2.4.2. BEAM-BUCKLING

La seconda modalità di rottura è il cedimento a trave. Esso avviene specialmente in condotti di gas naturale a basse profondità i quali sono soggetti alla forza di compressione esercitata dal terreno. I condotti soggetti a questo tipo di rottura possono essere ricondotti a modelli per il cedimento di Eulero per una colonna. In questo tipo di rottura la tubatura è forzata a piegarsi verso l'esterno, e cioè dove la resistenza del terreno è minore, questo comporta che la tubazione possa uscire dal terreno nella quale è sotterrata. Questo è un fenomeno riscontrato in vari terremoti. Rispetto al Modello Shell buckling però la deformazione non è puntuale quindi l'eventuale fessurazione e dunque fuoriuscita di gas è più rara. Infatti, questa modalità di rottura è definita come la meno pericolosa rispetto alla precedente ed a tutte le altre che analizzeremo. Lo stato limite di questa modalità di rottura dipende da molti parametri, tra i quali la rigidezza flessionale della sezione del tubo e dalla possibilità nella profondità di interrimento del tubo. Nei terremoti analizzati possiamo riscontrare questo tipo di rottura. Tra i fattori che possono indurre questo tipo di rottura si possono anche inserire i piccoli diametri della tubazione, ed anche piccoli rapporti di raggio e spessore R/s . Di solito però le modalità di rottura a shell ed a beam interagiscono. Questo perché coppie di compressione assiale e di momento flettente possono produrre delle deformazioni puntuali, questo dove il tubo cede, e dunque dove il carico al cedimento è più piccolo di quello già menzionato per la semplice modalità shell. Si può aggiungere inoltre che tubazioni interrate e

ricoperte con materiale sciolto sono più soggette a questo tipo di rottura, il fatto è dovuto alla bassa resistenza del terreno.

Nella seguente Figura 20 si riporta la rottura per beam-buckling:

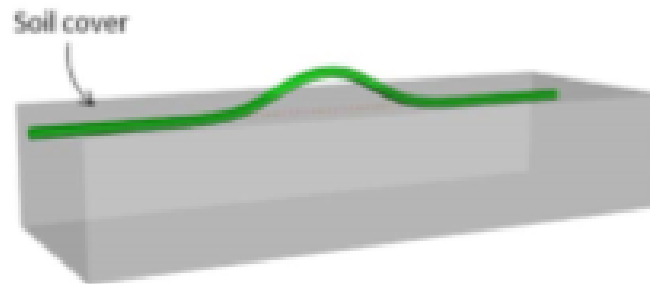


FIGURA 20:ROTTURA BEAM BUCKLING

2.4.3. ROTTURA PER TENSIONE

Quando sulla parete della tubazione, si sviluppano tensioni plastiche e longitudinali, eccessive, allora è probabile la rottura del tubo. Ciò avviene quando la condotta è sottoposta ad uno stato tensionale assiale. Questo tipo di rottura (Figura 21) è difficilmente riscontrabile in tubi saldati ad arco elettrico, poiché la saldatura ad arco elettrico garantisce una migliore resistenza del materiale stesso della tubazione. A tale tipologia di rottura possono essere molto soggette invece le tubazioni che presentano saldatura a gas, come le vecchie saldature ossiacetileniche: si può dire dunque che questo tipo di rottura è riscontrato soprattutto in tubazioni molto vecchie.

In generale, sulla base dei riscontri a seguito di danneggiamenti provocati da terremoti passati, le tubazioni presentano una sufficiente resistenza limite, almeno per quanto riguarda le tensioni, nonostante ciò le moderne tecniche di costruzione possono sopperire anche alla possibilità di avere zone a minor duttilità.



FIGURA 21:ROTTURA PER TRAZIONE

2.4.4. ROTTURA A FLESSIONE

Questo tipo di rottura è piuttosto rara. La bassa probabilità che questo tipo di rottura accada è correlata principalmente al fatto che la duttilità dell'acciaio di cui sono costituite le linee di trasporto è sufficientemente alta. Nonostante ciò, a seguito del terremoto del 1971 di San Fernando si sono riscontrate tubature sotterrate con deviazioni di anche 2,5 m. Inoltre, tali curvature potrebbero indurre la tubazione a superare i propri limiti di ovalizzazione o instabilità. Il tutto dipende ancora una volta dal rapporto tra raggio e spessore della tubatura.

2.4.5. OVALIZZAZIONE

Anche nota come effetto Brazier, questo tipo di rottura, rappresentata nella Figura 22, consiste in una grande deformazione radiale della sezione del tubo. Tale deformazione porta appunto all'ovalizzazione del condotto. La resistenza al momento flettente viene dunque via via persa dalla tubazione, in considerazione del fatto che, ovalizzandosi, diventa di forma più piatta e bidimensionale. Il tutto non comporta il raggiungimento di un vero e proprio stato limite di rottura, comunque danneggia la capacità ed il rendimento di trasporto della conduttura, creando un collo di bottiglia.

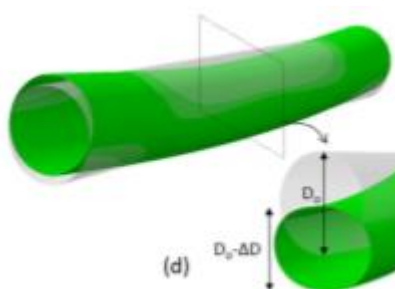


FIGURA 22:DEFORMAZIONE DI OVALIZZAZIONE

2.5. VERIFICHE DI NORMATIVA

Le verifiche effettuate sulle tubazioni dipendono dal tipo di fenomeno a cui è soggetta la tubazione.

- **Verifica della tubazione soggetta a shaking sismico**

Secondo la normativa UNI EN 1998-4:2006 la combinazione di deformazioni assiali e di curvature deve essere compatibile con la duttilità disponibile del materiale in trazione e con la resistenza locale e globale all'instabilità a compressione; pertanto per tubazioni in acciaio la verifica che si effettua è:

- Deformazione ammissibile a trazione 0.05;
- Deformazione ammissibile a compressione $\varepsilon_{cr} = 0.4 * \frac{t}{R} \leq 0.05$

Dove t e R sono rispettivamente spessore e raggio del tubo.

La normativa ASME B31.8 (para 833.6) prescrive di effettuare una verifica sulle tensioni. Vengono distinti due casi:

1. Unrestrained pipeline;
2. Restrained pipeline;

Nel caso di "Unrestrained pipeline" si deve controllare che la tensione longitudinale sia compresa entro un valore ammissibile pari al 75% della tensione di snervamento:

$$\sigma_{LO} \leq 0.75\sigma_y$$

Con $\sigma_{LO} = 0.5\sigma_H + \sigma_{sisma}$;

Dove:

$$\sigma_H = \frac{P*D}{2t} \quad \text{in cui P è la pressione del tubo, D il diametro e t lo spessore;}$$

$\sigma_{sisma} = E * \varepsilon$ in cui è il modulo elastico del materiale e ε è la deformazione della tubazione a seguito del sisma.

Nel caso di “Restrained pipeline” la normativa ASME prescrive di verificare che la tensione longitudinale sia minore del 90% della tensione di snervamento:

$$\sigma_{LT} \leq 0.90\sigma_y$$

Con $\sigma_{LT} = -\nu\sigma_H + \sigma_{\Delta T} + \sigma_{sisma}$

Dove:

$$\sigma_{\Delta T} = \alpha * \Delta T * E$$

- **Verifica della tubazione soggetta a deformazione permanente**

L'Eurocodice 8 fornisce i seguenti limiti di deformazione massima ammissibile, a trazione e a buckling locale e globale:

$$\varepsilon_{traz} = 3\%$$

$$\varepsilon_{compr} = \min\left(1\%, \frac{20t}{R} (\%)\right)$$

Con t spessore e R raggio della tubazione.

I limiti di deformazione presenti, invece, nella normativa americana (ASCE ALA: “Guidelines for the design of buried steel pipe”), sono:

$$\varepsilon_{traz} = 2\%$$

$$\varepsilon_{compr} = 0.5 \frac{t}{D} - 0.0025 + 3000 \left(\frac{pD}{2Et} \right)^2$$

3. METODI ANALITICI

Nel presente capitolo vengono illustrati i metodi analitici che permettono di descrivere il comportamento della tubazione a seguito di determinati fenomeni sismici, come ad esempio la propagazione delle onde sismiche che interagiscono con la condotta (shaking sismico), la presenza di faglia lungo la percorrenza del tubo, il fenomeno della liquefazione oppure la presenza di deformazioni permanenti del terreno a seguito di frane.

Ci si è concentrati in particolare ai fenomeni di shaking sismico, presenza di faglia e frana per capire quali conseguenze possono essere arrecate alle condotte.

Il vantaggio di questi metodi è la semplificazione del problema e quindi di giungere quasi immediatamente ad una soluzione, la quale risulta essere molto importante per gli scopi pratici.

Tali procedure analitiche tuttavia consentono infatti di definire soltanto la massima deformazione assiale subita dal gasdotto che può essere confrontata con la deformazione ammissibile dell'acciaio.

Il fenomeno dello shaking sismico viene descritto in modo adeguato da questi modelli, mentre per il fenomeno della presenza di faglia risulta essere migliore la modellazione numerica (ad esempio agli elementi finiti) sia perché definisce alcuni aspetti importanti tra i quali ad esempio la deformata della condotta, sia perché permette di studiare l'analisi evolutiva del fenomeno.

3.1. METODO DI VERIFICA DELLA CONDOTTA SOTTOPOSTA ALLO SHAKING SISMICO

In questo paragrafo si studia come una tubazione interrata reagisce quando viene investita dalle onde sismiche.

Per quanto concerne l'azione, essa è stata valutata in conformità con le indicazioni riportate nella "Norma tecnica per le costruzioni" del 2008 e successivi aggiornamenti (NTC2018), la quale definisce, a partire dalla pericolosità sismica, gli spettri di progetto a seconda della scelta progettuale che si vuole.

La pericolosità sismica è stata definita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Note le coordinate del sito si possono ricavare gli spettri di progetto, secondo i seguenti stati limite:

- SLO avente una probabilità di superamento dell'81%;
- SLD avente una probabilità di superamento del 63%;
- SLV avente una probabilità di superamento del 10%;
- SLC avente una probabilità di superamento del 5%.

Per l'ottenimento degli spettri è necessario conoscere:

- Il Coefficiente di topografia (S_T);
- Il Coefficiente di stratigrafia (S_S);
- La vita nominale della tubazione;
- Il coefficiente d'uso (C_U).

A partire dagli spettri, si possono determinare i valori di deformazione massima della condotta attraverso il modello rigido di Newmark (UNI EN 1998-4:2006).

Secondo le indicazioni degli studi riportati dalla letteratura tecnica internazionale, l'azione di contenimento esercitata sulla tubazione dal terreno circostante, consente di trascurare gli effetti dinamici di amplificazione (Hindy, Novak 1979).

Pertanto, la condotta può considerarsi semplicemente investita dalle onde:

- Onde di volume P (o onde di compressione);
- Onde di volume S (o onde di taglio);
- Onde di superficie R (o di Rayleigh);

3.1.1. METODO DI NEWMARK

Il metodo di Newmark ammette la simultaneità delle azioni delle onde P, S ed R; tuttavia assume che la condotta si adatti al movimento del terreno al passaggio dell'onda sismica, ipotizzando di conseguenza una deformazione uguale a quella del suolo e trascurando, quindi, le caratteristiche della stessa nella modellazione del fenomeno. Questa ipotesi è considerata valida nella trattazione dei tubi rettilinei.

Nel presente modello, inoltre, non si tiene conto di fenomeni localizzati come liquefazione, frane, dislocazione di faglie ecc.

Un gasdotto interrato soggetto al passaggio delle onde sismiche subisce sollecitazioni sia longitudinali che flessionali, ma queste ultime rappresentano un effetto del secondo ordine, per cui vengono trascurate.

L'equazione per il calcolo della deformazione assiale massima è:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\omega * d}{\alpha_{\varepsilon} * c}$$

In cui:

- ω è la frequenza angolare pari a $2 \pi f$, espressa in rad/s;
- d è lo spostamento massimo del terreno;
- c è la velocità apparente dell'eccitazione;
- α_{ε} è il coefficiente di deformazione, dipendente dal tipo di onda e dall'angolo di incidenza formato da essa con l'asse longitudinale della tubazione.

Dal prodotto tra la frequenza angolare e lo spostamento massimo si ottiene la velocità massima (v) delle particelle di terreno, soggette alla propagazione delle onde sismiche.

Per valutare le deformazioni indotte dal sisma, secondo l'EN 1998-4 cap. 6.3.3, la regola generale è quella di riferirsi alla velocità delle onde di volume per distanze del gasdotto prossime all'epicentro, mentre per distanze maggiori sono più significative le velocità delle onde di superficie. In accordo con ciò, ci si può riferire alla velocità

delle onde di volume per distanze dall'epicentro fino a 5 volte la profondità dell'ipocentro, mentre per distanze maggiori si considera appunto la velocità delle onde di superficie.

Gli effetti sulla tubazione dipendono dall'angolo di incidenza tra la direzione della propagazione sismica e l'asse della tubazione.

In Figura 23 viene riportato lo schema rappresentante l'onda S che interferisce con la tubazione:

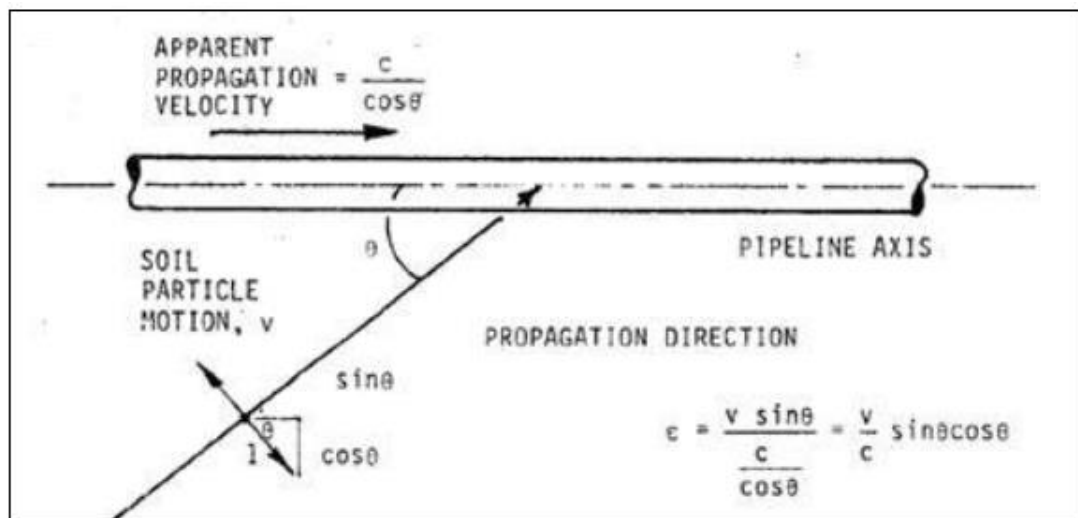


FIGURA 23: INCIDENZA DELL'ONDA S SULLA TUBAZIONE

Poiché non si conosce l'angolo di incidenza, si considera il valore tale per cui sono massime le deformazioni, ovvero per $\theta = \gamma = 45^\circ$:

$$\varepsilon = \frac{v}{\frac{c}{\sin \theta \cos \gamma}} = \frac{v}{\frac{c}{1/\sqrt{2} * 1/\sqrt{2}}} = \frac{v}{2c}$$

Le onde P, inducono un moto delle particelle nella stessa direzione di propagazione come mostrato nella Figura 24:

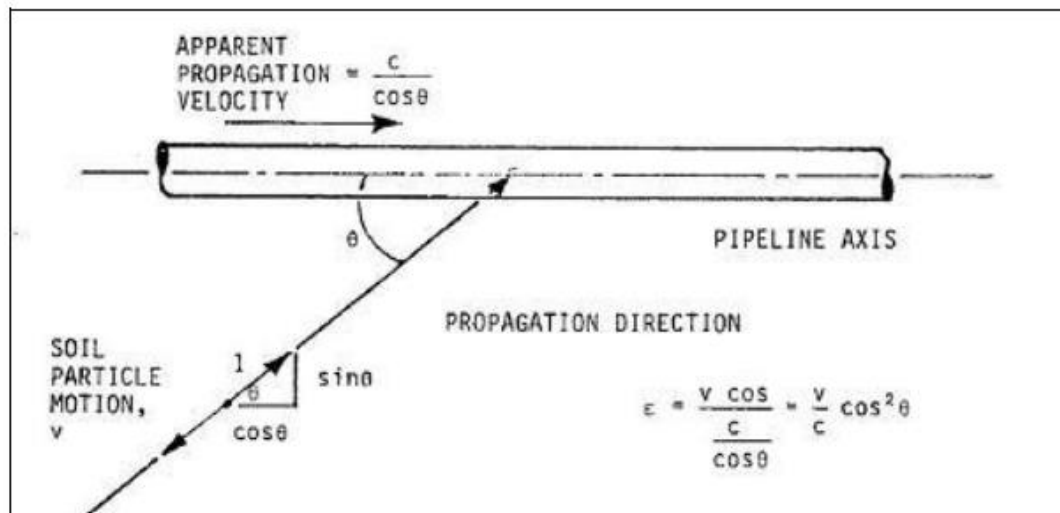


FIGURA 24: INCIDENZA DELL'ONDA P SULLA TUBAZIONE

L'angolo γ che porta ad avere le deformazioni massime è di 0° :

$$\varepsilon = \frac{v}{\frac{c}{\cos \gamma}} = \frac{v}{c}$$

Infine, nelle onde superficiali R, le componenti di moto sono ortogonali e parallele alla direzione di moto, per cui si considera il caso conservativo delle onde P.

L'equazione per il calcolo della curvatura massima è:

$$k_{max} = \frac{a_{max}}{(\alpha_k * c)^2}$$

dove:

- a_{max} è l'accelerazione massima prevista in sito;
- α_k è il coefficiente di curvatura, dipendente dal tipo di onda e dall'angolo di incidenza formato da essa con l'asse longitudinale della tubazione;

Nella Tabella 2 vengono riportati i coefficienti di deformazione assiale e di curvatura per onde S, P ed R.

Tipo Onda	Massima Deformazione	Fattori
S	$\varepsilon_g = -\frac{v}{2c}$	$\alpha_\varepsilon = 2.0$
	$k_g = \frac{a}{c^2}$	$\alpha_k = 1.0$
P	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1.0$
	$k_g = \frac{a}{2.6c^2}$	$\alpha_k = 1.6$
R	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1.0$
	$k_g = \frac{a}{c^2}$	$\alpha_k = 1.0$

TABELLA 2: COEFFICIENTI DI DEFORMAZIONE PER I VARI TIPI DI ONDA

Il corretto valore della velocità apparente dell'eccitazione sismica è stato oggetto di molti studi. Secondo ASCE (4-98) (para C3.5.2.1), infatti, la velocità apparente da considerare è eccessivamente conservativa se corrisponde a quella associata al terreno più superficiale. In particolare, le deformazioni indotte dal sisma in superficie sembrano essere maggiormente legate alle velocità dei materiali in prossimità della zona dove l'energia sismica viene rilasciata (Hadjian e Hadley, 1981; Goodling, 1980).

O'Rourke et. al, (1982) hanno dimostrato che le onde di corpo possono portare in superficie la velocità apparente di propagazione per le onde S in un range da 2.1 km/s fino a 5.3 km/s, senza considerare l'effetto dell'angolo di incidenza.

Manolis et al. (1995) suggeriscono che C possa assumere valori compresi tra 1.2÷3 la velocità delle onde S. Valori di 2000 m/s per onde P e Rayleigh e 4000 m/s per onde S (vale a dire, considerando l'effetto dell'angolo di incidenza, 2 x 2000 m/s) vengono ritenuti ancora conservativi.

Inoltre, secondo la normativa ASCE 1984 (elaborato dal Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines) e ASCE (4-98) usare valori sotto i 900 m/s circa è "generalmente inappropriato" ed eccessivamente conservativo, proprio per i motivi sopracitati.

Questo metodo, la cui precisione è stata dimostrata essere paragonabile ad approcci più rigorosi, dà in ogni caso una stima di limite superiore delle deformazioni della tubazione, poiché essa risulta abbastanza flessibile da seguire senza scorrimenti, né interazioni la deformazione del terreno.

3.2. CASO IN ESAME

Nel caso in esame viene chiesto di verificare un metanodotto in progetto avente un DN 1200 e pressione interna 75 bar.

Conoscendo le coordinate geografiche del sito è stato possibile conoscere la pericolosità sismica dal sito INGV. A questo punto, sono stati quindi calcolati gli spettri di progetto, in termini di accelerazione, velocità e spostamenti (allegato).

Per la determinazione di essi sono stati utilizzati:

- Un Coefficiente di topografia (S_T) pari a 1;
- Un Coefficiente di stratigrafia (S_S) pari al valore ottenuto dalla formula contenuta nella seguente tabella (Tabella 3) considerando una **categoria di sottosuolo C**:

Tabella 3.2.V - Espressioni di S_s e di C_c



Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

TABELLA 3: VALORI DI S_s E C_c PER LE VARIE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

- Una vita nominale pari a 100 anni;
- Un coefficiente d'uso (C_u) pari a 2 (relativo alla classe d'uso IV).

La massima deformazione assiale della condotta si ottiene dalla velocità spettrale. Una volta individuato il valore massimo di velocità, tramite si ricavano le seguenti deformazioni descritte in Tabella 4:

	V [m/s]	$\alpha\epsilon$	c [m/s]	ϵ
Onda S	0.932372	2	2000	0.000233093
Onda P	0.932372	1	2000	0.000466186
Onda R	0.932372	1	2000	0.000466186

TABELLA 4: DEFORMAZIONI A SEGUITO DELLO SHAKING SISMICO

Come si può osservare dalla tabella le deformazioni sono ampiamente dentro i limiti di normativa visto che in questo caso:

$$\epsilon_{traz} = 0.05$$

$$\varepsilon_{cr} = 0.4 * \frac{t}{R} = 0.012$$

Per quanto concerne le tensioni da verificare, i dati che si hanno a disposizione sono:

- P = 7.5 MPa;
- DN = 1220 mm;
- t = 18.9 mm;
- E = 210000 MPa;
- u = 0.3;
- $\alpha = 0.00012 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$;
- $\Delta T = 45^{\circ}$.

Sulla base di essi, vengono effettuate le verifiche sia nel caso di “Unrestrained pipeline” che di “Restrained pipeline”.

La tensione massima σ_{sisma} è data da:

$$\sigma_{sisma} = \sigma_{\varepsilon sisma} + \sigma_{k sisma}$$

Dove $\sigma_{\varepsilon sisma}$ è la tensione massima assiale e $\sigma_{k sisma}$ è la tensione massima di flessione.

Esse sono calcolate con il metodo SRSS (Square Route Square Sum):

$$\sigma_{\varepsilon sisma} = \sqrt{\sigma_{\varepsilon sisma}^S{}^2 + \sigma_{\varepsilon sisma}^P{}^2 + \sigma_{\varepsilon sisma}^R{}^2}$$

$$\sigma_{k sisma} = \sqrt{\sigma_{k sisma}^S{}^2 + \sigma_{k sisma}^P{}^2 + \sigma_{k sisma}^R{}^2}$$

In cui la generica tensione relativa al tipo di onda viene ottenuta come:

$$\sigma_{\varepsilon sisma}^{onda} = E * \varepsilon^{onda}$$

$$\sigma_{k sisma}^{onda} = E * k^{onda}$$

Vengono riassunti i risultati nelle seguenti Tabella 5 e Tabella 6:

Unrestrained pipeline				
σ_y [MPa]	σ_h [MPa]	σ_{sisma} [MPa]	σ_{LO} [MPa]	Verifica
450	242.06	140.337222	261.369	VERO

TABELLA 5: VERIFICHE NEL CASO DI UNRESTRAINED PIPELINE

Restrained pipeline					
σ_y [MPa]	σ_h [MPa]	σ_{sisma} [MPa]	$\sigma_{\Delta T}$ [MPa]	σ_{LT} [MPa]	Verifica
450	242.06	140.337222	108	175.7182	VERO

TABELLA 6: VERIFICHE NEL CASO DI RESTRAINED PIPELINE

Queste tensioni sono state ottenute considerando la velocità apparente delle onde sismiche pari a 2000 m/s. Il valore minimo di c per cui le tensioni sono ancora verificate è pari a 1300 m/s.

3.3. METODI DI VERIFICA DELLA CONDOTTA IN PRESENZA DI FAGLIA

Nel presente paragrafo verranno esposti i metodi analitici utili a risolvere il problema della condotta in presenza di faglia.

Per poter utilizzare questi metodi è necessario conoscere lo spostamento della faglia. Esso è possibile conoscerlo attraverso lo studio di Well e Coppersmith (1994). Essi utilizzarono i dati di 421 terremoti storici avvenuti nel mondo aventi una magnitudo approssimativamente di circa 4.5. Nella loro indagine esclusero i terremoti intraplacca e quelli occorrenti da placche oceaniche. Successivamente selezionarono 244 terremoti, poiché i dati erano più attendibili rispetto ad altri, e svilupparono una relazione empirica tra lo spostamento di faglia e la magnitudo di momento.

Le relazioni che si ottennero per i vari tipi di faglie sono:

- Faglia trascorrente:

$$\log \delta_{fs} = -6.32 + 0.9M$$

- Faglia normale:

$$\log \delta_{fn} = -4.45 + 0.63M$$

- Faglia inversa:

$$\log \delta_{fr} = -0.74 + 0.08M$$

dove:

δ_{fs} , δ_{fn} , δ_{fr} rappresentano gli spostamenti medi rispettivamente di faglia trascorrente, faglia normale e faglia inversa mentre M rappresenta la magnitudo.

Per ognuno di questi spostamenti si calcolano le componenti assiale e trasversale alla direzione della condotta.

Nel caso di faglie trascorrenti, in cui la rappresentazione è riportata nella seguente Figura 25, la componente di spostamento nella direzione assiale della condotta è data da:

$$\delta_{fax} = \delta_{fs} * \cos(\beta)$$

La componente nella direzione trasversale è calcolabile con la formula:

$$\delta_{ftr} = \delta_{fs} * \sin(\beta)$$

In cui β rappresenta l'angolo tra la condotta e la linea di faglia.

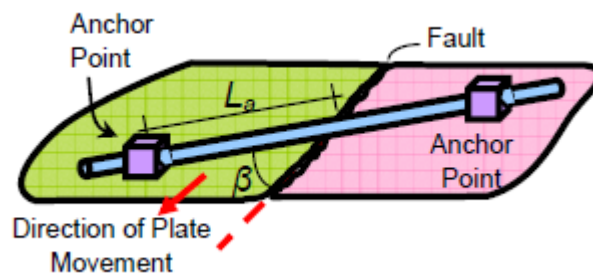


FIGURA 25:TUBAZIONE IN PRESENZA DI FAGLIA TRASCORRENTE

In presenza di faglie normali (Figura 26) le componenti in direzione assiale e trasversale dello spostamento possono essere ottenute con le seguenti formule:

- Componente assiale:

$$\delta_{fax} = \delta_{fn} * \cos(\psi) * \sin(\beta)$$

- Componente trasversale:

$$\delta_{ftr} = \delta_{fn} * \cos(\psi) * \cos(\beta)$$

- Componente verticale:

$$\delta_{fv} = \delta_{fn} * \sin(\psi)$$

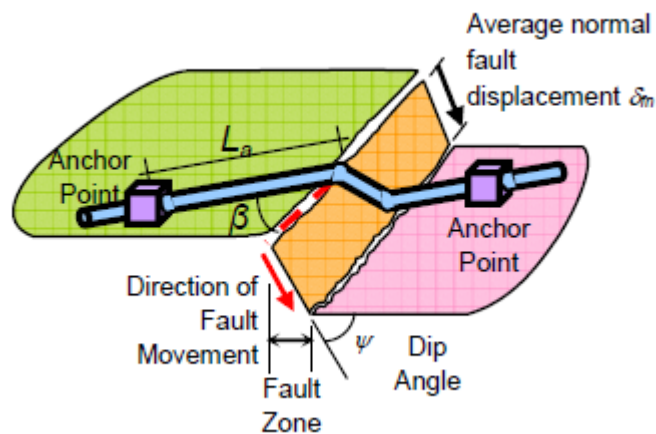


FIGURA 26: TUBAZIONE IN PRESENZA DI FAGLIA NORMALE

Per quanto concerne le faglie inverse, non esistono modellazioni analitiche che definiscano correttamente il comportamento delle tubazioni, poiché in presenza di faglia inversa si sviluppa in maniera preponderante il fenomeno buckling, ovvero di instabilizzazione per carico di punta, previsto già nel metodo di Newmark-Hall ma in maniera troppo conservativa.

A partire da tali componenti di spostamento si calcolano le componenti di spostamento di progetto:

$$\delta_{fax-design} = \delta_{fax} * I_p$$

$$\delta_{ftr-design} = \delta_{ftr} * I_p$$

dove I_p rappresenta il fattore di importanza per le differenti classi di pipeline (Tabella 7):

Classe di condotta	I_p
I	2.3
II	1.5
III	1
IV	*

TABELLA 7: FATTORE DI IMPORTANZA DELLE CONDOTTE

3.3.1. INTERAZIONE SUOLO-CONDOTTA

In tutti i metodi analitici l'interazione tra il suolo e la condotta viene schematizzata attraverso una serie di molle aventi un comportamento non lineare (Figura 27):

Il comportamento del terreno circostante viene simulato introducendo 4 diversi tipi di molla:

1. Molla assiale, rappresenta la resistenza del suolo sulla superficie del tubo lungo tutta la sua lunghezza;
2. Molla laterale, la quale indica la resistenza laterale del terreno al movimento del tubo;
3. Molla verticale alla base, che rappresenta la resistenza verticale del terreno alla base del tubo;
4. Molla di sollevamento verticale, rappresentante la resistenza del terreno al sollevamento del tubo.

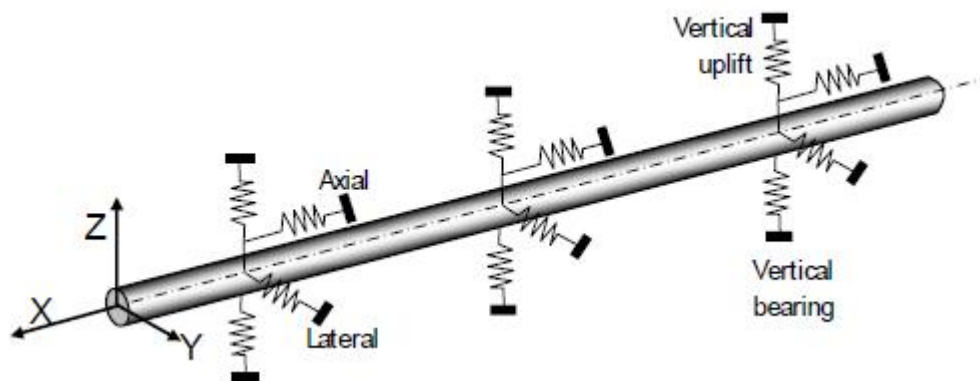


FIGURA 27: SCHEMATIZZAZIONE CON MOLLE DELLA TUBAZIONE INTERRATA

Molla assiale

Le proprietà della molla assiale del terreno sono stimate considerando le proprietà del terreno del materiale di riempimento utilizzato nella trincea del gasdotto. La Figura 28 mostra la rappresentazione idealizzata della molla assiale del terreno:

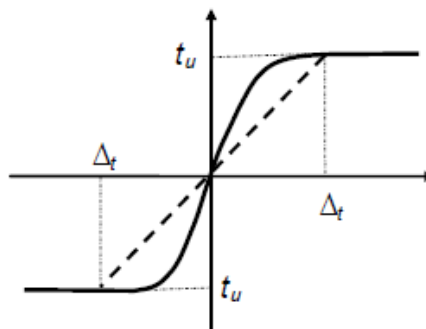


FIGURA 28: LEGGE RIGIDEZZA-SPOSTAMENTO DELLA MOLLA ASSIALE

Il valore massimo della resistenza assiale per unità di lunghezza è pari a:

$$t_u = \pi D \alpha c + \pi D H \gamma' \frac{1 + K_0}{2} \tan(\delta)$$

Dove:

- D è il diametro esterno della condotta [m];

- c è la coesione (drenata o non drenata) del materiale, nulla per terreni non coesivi quali sabbie e ghiaie in condizioni secche [kPa];
- α è un coefficiente adimensionale di adesione che dipende dalla coesione attraverso una curva empirica pari a:

$$\alpha = 0.608 - 0.123c - \frac{0.274}{c^2 + 1} + \frac{0.695}{c^3 + 1}$$

- γ' è il peso specifico efficace [kN/m³];
- H è la profondità dell'asse della condotta dal piano campagna [m];
- K_0 è il coefficiente di spinta a riposo ($=1-\sin\phi$, con ϕ angolo di attrito interno del terreno espresso in radianti);
- δ' è l'angolo di attrito all'interfaccia tra suolo e condotta, dipende linearmente dall'angolo di attrito interno e il rapporto δ/ϕ è definito come fattore di rivestimento (coating factor, Tabella 8), indicato con f , e dipende dal materiale di rivestimento della condotta.

Rivestimento della condotta (<i>external pipe coating</i>)	Coefficiente f
Calcestruzzo (<i>concrete</i>)	1
Catrame minerale (<i>Coal tar</i>)	0.9
Acciaio grezzo (<i>Rough steel</i>)	0.8
Acciaio liscio (<i>Smooth steel</i>)	0.7
Polietilene	0.6
FBE Anticorrosivo (<i>Fusion Bonded Epoxy</i>)	0.6

TABELLA 8: FATTORE DI RIVESTIMENTO PER OGNI MATERIALE

Il valore massimo di spostamento del terreno mobilitato Δt nella direzione assiale è:

$\Delta t = 3$ mm per sabbie dense;

= 5 mm per sabbie sciolte;

= 8 mm per argille dure;

=10 mm per argille morbide;

Molla laterale

La resistenza del terreno che si oppone allo spostamento laterale della condotta viene raffigurata dalla seguente legge (Figura 29):

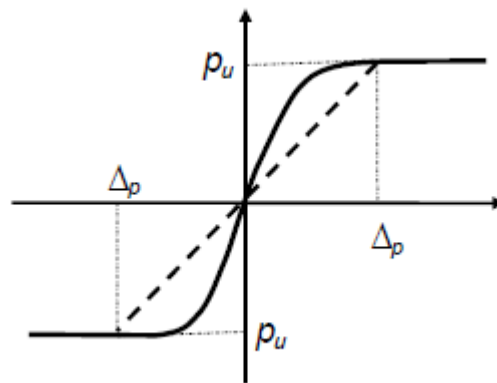


FIGURA 29: LEGGE RIGIDEZZA-SPOSTAMENTO DELLA MOLLA LATERALE

Il massimo valore raggiunto da P_u può essere calcolato come:

$$P_u = N_{ch}cD + N_{qh}\gamma'HD$$

In cui:

- N_{ch} e N_{qh} sono i coefficienti di capacità portante orizzontale; il primo è per i terreni non coesivi mentre il secondo è per terreni coesivi. Essi sono ricavabili attraverso le seguenti relazioni empiriche:

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4$$

La normativa ALA fornisce una tabella utile per il calcolo dei due coefficienti (Tabella 9):

Factor	f	A	b	C	D	E
N_{ch}	0	6.752	0.065	-11.063	7.119	
N_{qh}	20	2.399	0.439	-0.03	1.059×10^{-3}	-1.754×10^{-5}
N_{qh}	25	3.332	0.839	-0.090	5.606×10^{-3}	-1.319×10^{-4}
N_{qh}	30	4.565	1.234	-0.089	4.275×10^{-3}	-9.159×10^{-5}
N_{qh}	35	6.816	2.019	-0.146	7.651×10^{-3}	-1.683×10^{-4}
N_{qh}	40	10.959	1.783	0.045	-5.425×10^{-3}	-1.153×10^{-4}
N_{qh}	45	17.658	3.309	0.048	-6.443×10^{-3}	-1.299×10^{-4}

TABELLA 9: TABELLA FORNITA DALLA NORMATIVA ALA PER IL CALCOLO DI N_{CH} E N_{QH}

Il massimo spostamento Δ_p viene calcolato con la seguente formula:

$$\Delta_p = 0.04 \left(H + \frac{D}{2} \right)$$

Molle verticali

In direzione verticale agiscono due molle, le quali si oppongono allo spostamento: una che impedisce il sollevamento e una che impedisce l'affondamento.

La legge forza-spostamento delle due molle è rappresentata nella Figura 30:

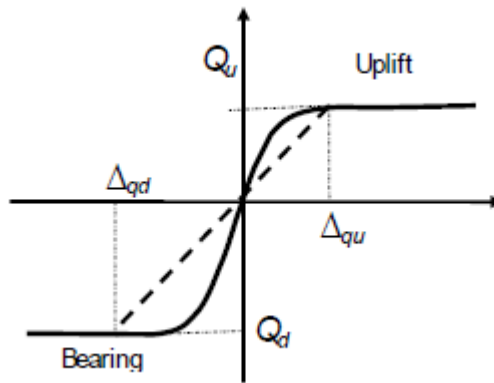


FIGURA 30: LEGGE RIGIDEZZA-SPOSTAMENTO DELLE MOLLE VERTICALI

Per quanto riguarda il primo tipo di molla, il valore massimo che la forza può raggiungere è:

$$Q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\gamma'HD$$

I termini presenti nella relazione sono:

- N_{cv} e N_{qv} che sono i fattori di sollevamento verticale calcolabili come:

$$N_{cv} = 2 \frac{H}{D} \quad \text{per } \frac{H}{D} \leq 10$$

$$N_{qv} = \frac{\phi H}{44D}$$

Δq_u in corrispondenza di Q_u può essere preso come:

- $\Delta q_u = 0.01H - 0.02H$ per sabbie;
- $\Delta q_u = 0.1H - 0.1H$ per argille;

Concentrandosi invece sulle proprietà della molla che impedisce l'affondamento della condotta, il valore massimo di resistenza è:

$$Q_d = N_c c D + N_q \gamma' H D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2}$$

Dove N_c , N_q , N_γ , sono i fattori di capacità portante ottenibili dalle seguenti relazioni:

$$N_c = [\cot(\phi + 0.001)] * \left\{ \exp[\pi * \tan(\phi + 0.001)] * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi + 0.001}{2} \right) - 1 \right\}$$

$$N_q = \exp(\pi * \tan(\phi)) * \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = \exp(0.18\phi - 2.5)$$

Il valore massimo di Δq_d è:

- 0.1 D per terreni granulari;
- 0.2 D per terreni coesivi.

3.3.2 STATO DELL'ARTE DELLA MODELLAZIONE ANALITICA

I pionieri dello studio di tubazioni soggette a spostamento di faglia furono Newmark e Hall nel 1975. Essi elaborarono un modello di condotta sottoposta a faglia trascorrente ipotizzando un comportamento deformativo puramente assiale, trascurando sia la flessione (in termini di rigidità e deformazione) che l'interazione laterale del terreno. Successivamente Kennedy et al. (1977) rivisitarono il metodo di Newmark e Hall introducendo la flessione della condotta vicino al punto di attraversamento della faglia e considerando le forze laterali del terreno. La loro metodologia si basava sul presupposto di trascurare la rigidità flessione se la deformazione assiale risultava ben oltre la deformazione di snervamento. Tuttavia, fu dimostrato che questa ipotesi non era vera per spostamenti del terreno inferiori a 1.5 metri. Infatti, durante la lunghezza curva del tubo si sviluppano significativi

momenti flettenti, che persistono con l'aumento degli spostamenti di faglia. È quindi ragionevole aspettarsi che l'assunzione di rigidità a flessione pari a zero provocherebbe una sovrastima significativa delle deformazioni flessionali. Oltre alla limitazione di cui sopra, Kennedy et al. consideravano che la cerniera plastica si formi all'intersezione dell'asse della condotta con la linea di faglia, in modo tale che lo spostamento trasversale relativo tra tubazione e suolo si verificasse solo nell'hanging wall, trascurando inoltre le deformazioni di flessione che avvenivano nel foot wall.

Poco più tardi Wang e Yeh (1985), basandosi sul metodo di Kennedy, svilupparono un metodo analitico più accurato per tener conto delle condotte attraversanti le faglie trascorrenti. Il loro metodo consisteva nel suddividere la tubazione in quattro segmenti: due segmenti, su entrambi i lati della traccia di faglia, sottoposti alla massima curvatura, e altri due segmenti situati a monte e a valle di questa zona. Le due parti di estremità si comportavano come travi su suolo elastico, mentre i due segmenti centrali avevano una curvatura costante. Questa segmentazione permetteva di tener conto della rigidità a flessione della condotta, superando così il limite di base della teoria di Kennedy et al. Tuttavia, Wang e Yeh trascurarono il contributo sfavorevole delle forze assiali sulla rigidità alla flessione della condotta, sottostimando così le deformazioni flessionali. Infatti, quest'ultimi erano previsti con precisione solo per spostamenti di faglia molto piccoli (cioè fino a $0,3 D$), dove non si sviluppano deformazioni plastiche sulla sezione trasversale della condotta. Le limitazioni dei metodi Kennedy et al. e Wang e Yeh furono eliminate da Karamitros et al. nel 2007 per il caso di condotte sottoposte a faglie trascorrenti. In particolare, nel modello di Karamitros et al. è stata adottata la segmentazione della tubazione proposta da Wang e Yeh con una differenza fondamentale: i segmenti che corrispondono alla zona ad alta curvatura non erano trattati solamente come archi circolari, ma erano anche analizzati come travi elastiche, in modo che l'effetto della rigidità variabile della tubazione poteva essere presa accuratamente in considerazione. Nel suddetto metodo, inoltre, la non linearità materiale veniva considerata assumendo una relazione sforzo-deformazione bilineare per l'acciaio della tubazione, combinato con uno schema di soluzione elastico lineare equivalente.

Gli effetti del secondo ordine, indotti dalla combinazione di grandi spostamenti e tensione assiale, erano considerati indirettamente, attraverso un'equazione semplificata che combinava le deformazioni flessionali risultanti dall'analisi di trave elastica, con le deformazioni calcolate considerando che la tubatura ha una rigidezza a flessione pari a zero. Questa metodologia è, però, strettamente applicabile alle faglie trascorrenti, poiché assume una condotta deformata simmetricamente dal punto di intersezione dell'asse della tubazione con la linea di faglia. Questa ipotesi è grossolanamente imprecisa per faglie normali e potrebbe sottostimare le deformazioni della tubazione all'interno della zona a elevata curvatura. Il modello strutturale proposto da Karamitros et al. per gli attraversamenti di faglie di tipo trascorrente è stato recentemente esteso a faglie normali da Trifonov e Cherniy (2010). Più specificamente, hanno rimosso la condizione di simmetria attorno al punto di intersezione, consentendo di analizzare diversi tipi di cinematismi di faglie. Inoltre, il contributo degli spostamenti trasversali è stato preso in considerazione per la stima accurata dell'allungamento assiale del gasdotto. Le suddette modifiche alla metodologia originale di Karamitros et al. hanno sicuramente esteso il suo campo di applicazione, ma a un costo significativo della semplicità. Questo perché l'approccio diretto adottato da Trifonov and Cherniy per simulare effetti di secondo ordine ha portato a un complesso sistema di equazioni che può essere risolto solo con tecniche di minimizzazione computazionale.

Nel 2011 Karamitros et al. hanno esteso la loro precedente metodologia agli attraversamenti di faglie normali mantenendo la semplicità della soluzione dell'algoritmo originale.

3.3.3 METODO DI NEWMARK-HALL

Il metodo di Newmark e Hall (1975) definisce il comportamento della condotta interrata in presenza di faglia. Alla base dello studio venne presupposto che la condotta sia soggetta a tensione diretta a causa del movimento della faglia ignorando la resistenza laterale del terreno. Quindi, l'analisi della tubazione viene eseguita assumendo una deformazione di un cavo in linea retta, soggetta alla sola deformazione assiale, e valida per piccole deformazioni.

Tale metodo risultò affidabile solo per condotta soggetta unicamente a trazione; infatti nel caso di faglia inversa, a causa dello spostamento dell'hanging wall verso il footwall, si verifica un eccessivo accorciamento della tubazione, provocando così problemi di buckling.

La deformazione media del tubo attraversante la faglia può essere calcolata tramite la relazione:

$$\varepsilon = 2 \left[\frac{\delta_{fax-design}}{2L_a} + \frac{1}{2} \left(\frac{\delta_{ftr-design}}{2L_a} \right)^2 \right]$$

dove:

- $\delta_{fax-design}$ e $\delta_{ftr-design}$ rappresentano gli spostamenti di progetto calcolati in precedenza
- L_a viene definita come la lunghezza del tubo non ancorata

La lunghezza del tubo non ancorata è la lunghezza necessaria a distribuire le tensioni e le deformazioni indotte dallo spostamento della faglia; oltre tale distanza le tensioni e deformazioni sismo-indotte sono nulle. Secondo O' Rourke (1999), essa viene calcolata come la minore tra le seguenti grandezze:

- a) in assenza di flessioni, connessioni a T o qualunque tipo di vincolo, la lunghezza di tubo non ancorata può essere calcolata come:

$$L_a = \frac{E_i \varepsilon_y \pi D t}{t_u}$$

in cui:

- E_i è il modulo elastico dell'acciaio della condotta;
 - ε_y è la deformazione a snervamento dell'acciaio;
 - D e t rappresentano rispettivamente diametro e spessore;
 - t_u è la resistenza attritiva rappresentata dalla molla assiale tra condotta e terreno (par. 3.3.1.);
- b) qualsiasi ancoraggio fornito dalla configurazione del tubo (ad esempio, curve, gomiti, cambio della copertura del suolo, ecc.) deve essere considerato come il punto di ancoraggio effettivo; la lunghezza della condotta dal punto di ancoraggio alla linea di faglia sarà considerata come la lunghezza effettiva non ancorata.

La Figura 31 è una rappresentazione della lunghezza del tubo non ancorata:

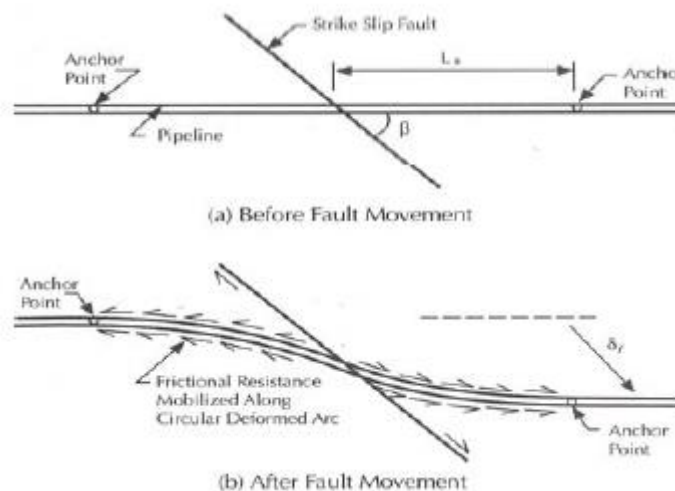


FIGURA 31: LUNGHEZZA NON ANCORATA DELLA TUBAZIONE

Successivamente Kennedy et al. (1977) rivisitarono il metodo di Newmark e Hall introducendo la flessione della condotta vicino al punto di attraversamento della faglia e considerando le forze laterali del terreno. Poco più tardi Wang e Yeh (1985),

basandosi sul metodo di Kennedy, svilupparono un metodo analitico per tener conto delle condotte attraversanti le faglie trascorrenti. La loro metodologia consisteva nel suddividere la tubazione in quattro segmenti. Le due parti di estremità si comportano come travi su suolo elastico, mentre i due segmenti centrali avevano una curvatura costante. In seguito, Karamitros et al. (2011) introdussero un metodo valido sia per faglie normali che per faglie trascorrenti.

3.3.4 METODO DI KARAMITROS

Il metodo di Karamitros si serve della combinazione della teoria della trave su suolo elastico con la teoria di trave elastica per calcolare i momenti flettenti e quindi delle deformazioni flessionali della tubazione soggetta a spostamento permanente a causa della presenza di faglia.

L'interazione suolo-condotta è modellata con le molle non lineari mentre il legame costitutivo dell'acciaio è di tipo bilineare (Figura 32):

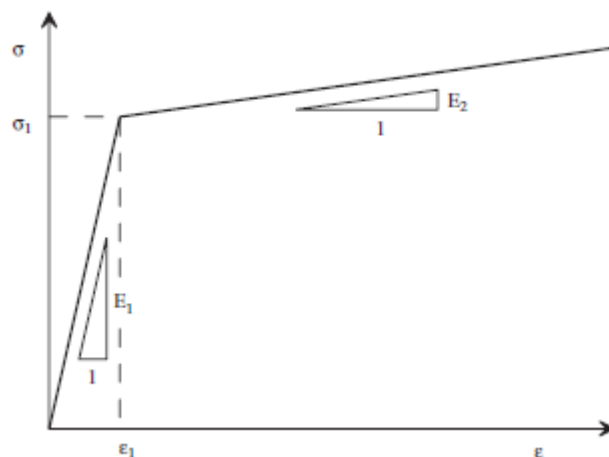


FIGURA 32: MODELLO BILINEARE DELL'ACCIAIO

Seguendo i concetti generali introdotti da Wang e Yeh, la condotta è suddivisa in tre segmenti, come rappresentato in Figura 33 (valido nel caso di faglia normale).

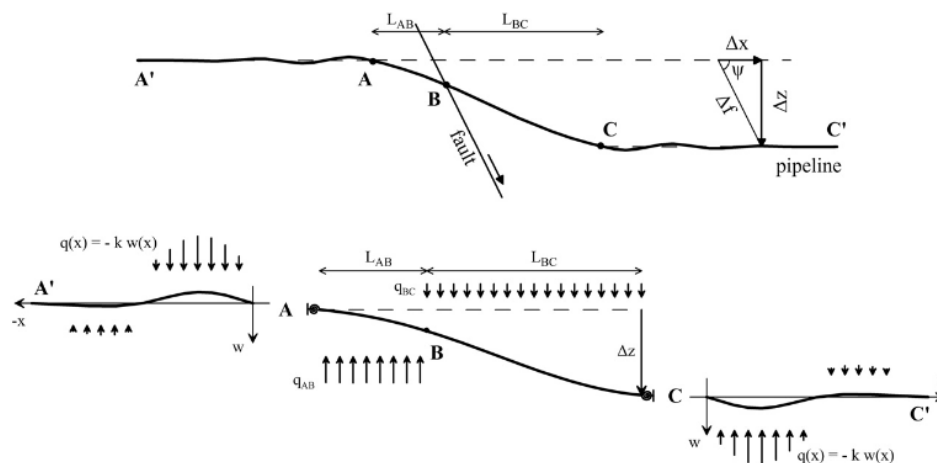


FIGURA 33: SUDDIVISIONE DELLA CONDOTTA NEI 3 TRATTI

Il calcolo delle deformazioni assiali e flessionali della tubazione si può ripartire in sei fasi:

1. Analisi dei segmenti AA' e CC' come travi su suolo elastico al fine di ottenere le relazioni di taglio e momento flettente nei punti A e C;
2. Considerando le condizioni al contorno determinate nello step 1, si studiano i tratti AB e BC con la teoria della trave elastica per ottenere il massimo valore di momento flettente;
3. Si calcola la forza assiale sulla pipeline uguagliando l'elongazione richiesta con quella disponibile;
4. Si calcolano le deformazioni flettenti tenendo conto degli effetti del secondo ordine;
5. Si calcola il valore massimo di deformazione assiale dall'equilibrio tra la forza assiale esterna e gli stress interni sviluppati lungo la sezione della pipeline;
6. Infine, dati i valori di tensione e deformazione sulla sezione, si calcola un aggiornamento del modulo di Young secante e si ripetono gli step 2-6 fino ad arrivare a convergenza.

Step 1

L'equazione differenziale di equilibrio della linea elastica per il segmento AA' (Figura 34) è:

$$E_1 * I * w(x)'''' + kw(x) = 0 \quad (1)$$

dove:

E_1 è il modulo elastico dell'acciaio, I è il momento di inerzia della sezione, k è la rigidezza della molla trasversale, w è lo spostamento trasversale.

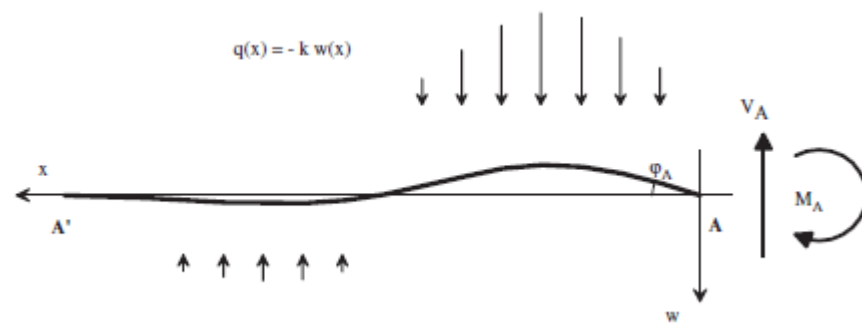


FIGURA 34: RAPPRESENTAZIONE DEL PRIMO SEGMENTO DELLA TUBAZIONE

Imponendo $w(x=0) = 0$ e $w(x \rightarrow \infty) = 0$, la soluzione dell'equazione è:

$$w = C * e^{-\lambda x} * \text{sen}(\lambda x)$$

Dove $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4E_1I}}$

Dalla teoria della trave elastica, si definisce il taglio $V = -EIw'''$, il momento $M = -EIw''$ e la rotazione $\phi = w'$: si possono ricavare i valori di taglio e momento in A:

$$M_A = (2\lambda E_1 I) \phi_A$$

$$V_A = -\lambda M_A$$

Per simmetria, le stesse relazioni sono valide per il punto C.

Step 2

A partire dai valori di M_A e V_A e di M_C e V_C si analizza il segmento ABC (Figura 35). Questo segmento è modellato come trave elastica, supportato nei punti A e C da una molla rotazionale, la cui costante è:

$$C_r = 2\lambda E_1 I$$

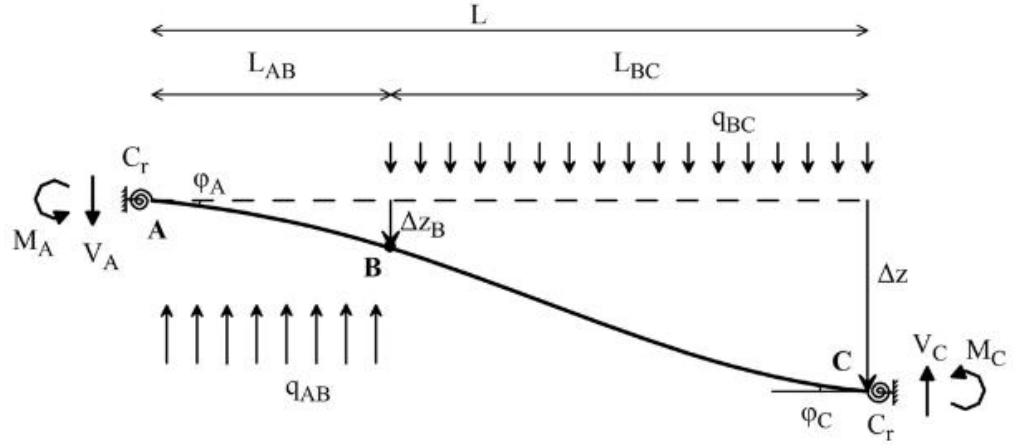


FIGURA 35: RAPPRESENTAZIONE DEL SEGMENTO ABC DELLA TUBAZIONE

Nel punto C, come si può vedere in figura 33, viene applicato uno spostamento $\delta = \Delta z$. Inoltre, il tratto BC è sottoposto al carico distribuito q_{BC} , equivalente al valore limite della reazione del terreno al movimento verticale verso l'alto.

Sul tratto AB, invece, le forze di reazione del terreno non arrivano al valore limite, per l'intero range di spostamento esaminati. Quindi il carico applicato lungo questo segmento è proporzionale allo spostamento verso il basso della tubazione; nel punto A è pari a 0 mentre il valore massimo è assunto in B. Per semplicità, viene applicato un carico costante q_{AB} pari alla metà delle reazioni sviluppate in B:

$$q_{AB} = \frac{k_{down} \Delta z_B}{2}$$

dove k_{down} è la resistenza di ogni molla del terreno. Una procedura approssimata permette di analizzare il comportamento lungo i segmenti AB e BC come archi circolari sottoposti ad una forza assiale F_A e ai carichi distribuiti q_{AB} e q_{BC} (Figura 36).

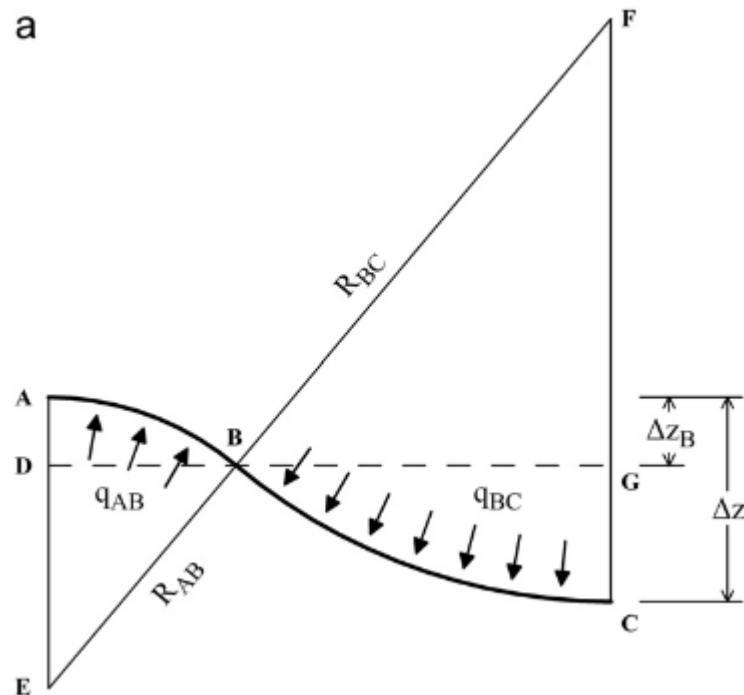


FIGURA 36: MODO DI DEFORMAZIONE DEL SEGMENTO ABC PER LA STIMA DI Δz_B

La forza assiale sviluppata sulla condotta assume il valore massimo in corrispondenza del piano di faglia e diminuisce linearmente allontanandosi da esso. Questo decremento è dovuto all'attrito tubazione-terreno e si verifica all'interno della "lunghezza non ancorata" che ha un ordine di grandezza più grande della "lunghezza curva". Per cui, la forza assiale è considerata costante lungo i tratti AB e BC. Secondo tale assunzione, i raggi di curvatura R_{AB} e R_{BC} possono essere studiati considerando l'equilibrio di un arco infinitesimo (Figura 37):

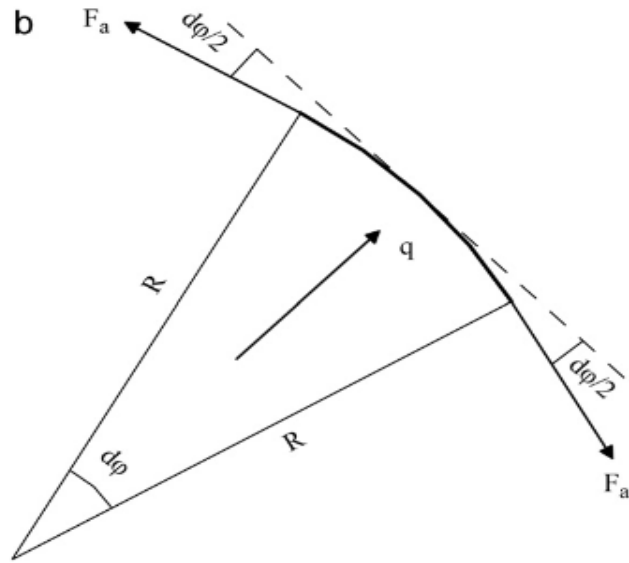


FIGURA 37: DIAGRAMMA DELLA FORZA PER UN ARCO DI LUNGHEZZA INFINITESIMO DI TUBAZIONE

Essi sono pari a:

$$R_{AB} = \frac{F_a}{q_{AB}}$$

$$R_{BC} = \frac{F_a}{q_{BC}}$$

Si assume che la tubazione sia una fune, trascurando la rigidità flessionale del tratto ABC. Questa assunzione viene fatta solo per il calcolo di Δz_B , tale spostamento risulta pari a:

$$\Delta z_B = \frac{-q_{BC} + \sqrt{q_{BC}(q_{BC} + 2k_{down}\Delta z)}}{k_{down}}$$

La teoria della trave elastica permette di calcolare i seguenti valori di momenti:

$$M_A = \frac{\left(2 + \left(\frac{C_r L}{2EI}\right)\right) M_A^{\phi=0} + M_C^{\phi=0}}{4 + (6EI/C_r L) + \left(\frac{C_r L}{2EI}\right)}$$

$$M_C = \frac{M_A^{\phi=0} + \left(2 + \left(\frac{C_r L}{2EI}\right)\right) M_C^{\phi=0}}{4 + (6EI/C_r L) + \left(\frac{C_r L}{2EI}\right)}$$

Dove:

$$M_A^{\phi=0} = -6 \frac{EI}{L^2} \Delta z + \frac{q_{AB} L_{AB}^2}{12} \left(6 - 8 \frac{L_{AB}}{L} + 3 \frac{L_{AB}^2}{L^2}\right) - \frac{q_{BC} L_{BC}^3}{12L} \left(4 - 3 \frac{L_{BC}}{L}\right)$$

$$M_C^{\phi=0} = -6 \frac{EI}{L^2} \Delta z + \frac{q_{AB} L_{AB}^3}{12L} \left(4 - 3 \frac{L_{AB}}{L}\right) - \frac{q_{BC} L_{BC}^2}{12} \left(6 - 8 \frac{L_{BC}}{L} + 3 \frac{L_{BC}^2}{L^2}\right)$$

I corrispondenti valori di taglio sono invece pari a:

$$V_A = \frac{1}{L} \left[-M_A + M_C - q_{AB} L_{AB} \left(L - \frac{L_{AB}}{2} \right) + \frac{q_{BC} L_{BC}^2}{2} \right]$$

$$V_C = \frac{1}{L} \left[-M_A + M_C + \frac{q_{AB} L_{AB}^2}{2} - q_{BC} L_{BC} \left(L - \frac{L_{BC}}{2} \right) \right]$$

In queste equazioni L_{AB} e L_{BC} non sono note a priori e devono essere risolte iterativamente. Si parte da valori iniziali di $L_{AB}=5-10D$ e $L_{BC} = 20-25D$ e si aggiornano i valori delle due lunghezze per mezzo delle formule:

$$L'_{AB} = a \frac{q_{BC} L_{BC} + V_C - \lambda M_A}{q_{AB}} + (1 - a) L_{AB}$$

$$L'_{AB} = a \frac{q_{BC} L_{BC} + V_C - \lambda M_A}{q_{AB}} + (1 - a) L_{AB}$$

Per garantire la convergenza a dovrebbe essere scelto tra 0.2 e 0.5.

Il massimo valore di momento flettente sviluppato sulla tubazione è calcolato come:

$$M_{max} = M_A + V_A * x_{max} + q_{AB} \frac{x_{max}^2}{2}$$

dove $x_{max} = -\frac{V_A}{q_{AB}}$

Step 3

Come in tutte le metodologie esistenti, la forza assiale all'intersezione tra la condotta e la linea di faglia è calcolata dal requisito di compatibilità tra l'elongazione geometrica ΔL_{req} e l'elongazione dovuta dallo stress indotto ΔL_{av} .

L'elongazione geometrica viene posta uguale alla componente orizzontale di spostamento della faglia, ovvero:

$$\Delta L_{req} \approx \Delta_x$$

L'allungamento ΔL_{av} è il risultato delle tensioni assiali lungo la lunghezza non ancorata (che, come detto in precedenza nel metodo di Newmark-Hall, è la lunghezza oltre la quale le tensioni sismo-indotte sono nulle) ossia:

$$\Delta L_{av} = 2 \int_0^{L_{anch}} \varepsilon(L) dL$$

dove L è la lunghezza dalla linea di faglia, mentre il fattore 2 compare perché si tiene conto dell'elongazione su entrambi i lati dalla linea di faglia.

La lunghezza non ancorata può essere espressa come:

$$L_a = \frac{F_a}{t_u} = \frac{\sigma_a A_s}{t_u}$$

In cui F_a e σ_a sono rispettivamente la forza e la deformazione assiale sviluppato all'intersezione tra l'asse della condotta e la linea di faglia, A_s è l'area della sezione mentre t_u è la massima forza attrittiva tra la tubazione e il suolo.

Noto il legame bilineare dell'acciaio, dalla distribuzione delle tensioni assiali si può determinare la distribuzione delle deformazioni. Quindi, conoscendo le σ_a :

$$\sigma_a = \frac{t_u L_a}{A_s}$$

Nel tratto elastico, dunque prima della tensione di snervamento σ_1 , si ottiene:

$$\Delta L_{av} = 2 \int_0^{L_a} \frac{\sigma(L)}{E_1} dL = \frac{\sigma_a^2 A_s}{E_1 t_u}$$

Dall'uguaglianza $\Delta L_{req} \approx \Delta x$, la massima tensione assiale è pari:

$$\sigma_a = \sqrt{\frac{E_1 t_u \Delta L_{req}}{A_s}}$$

Nel tratto plastico, ΔL_{av} viene calcolato come:

$$\Delta L_{av} = 2 \left[\int_0^{L_1} \left(\varepsilon_1 + \frac{\sigma(L) - \sigma_1}{E_2} \right) dL + \int_{L_1}^{L_a} \frac{\sigma(L)}{E_1} dL \right]$$

dove $L_1 = \frac{(\sigma_a - \sigma_1) A_s}{t_u}$

La massima tensione assiale in questo caso è:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_1 (E_1 - E_2) + \sqrt{\sigma_1^2 (E_2^2 - E_1 E_2) + E_1^2 E_2 \Delta L_{req} \frac{t_u}{A_s}}}{E_1}$$

Step 4

Secondo la teoria della trave elastica, le deformazioni possono essere calcolate come:

$$\varepsilon_b^I = \frac{M_{MAX} D}{2EI}$$

dove D è il diametro esterno.

Questa equazione è valida per piccoli spostamenti di faglia: è necessario quindi tener conto della non linearità geometrica. Per semplificare la complessità del problema, si omette la rigidezza flessionale e quindi le deformazioni flettenti sono:

$$\varepsilon_b^{II} = \frac{D/2}{R_{AB}} = \frac{q_{AB}D}{2F_A}$$

L'equazione di ε_b^I trascura gli effetti del secondo ordine e, di conseguenza, è valida solo per piccoli spostamenti di faglia e sovrastima le deformazioni flettenti per grandi spostamenti.

Nell'equazione di ε_b^{II} avviene esattamente il contrario: si ha sovrastima delle tensioni a piccoli spostamenti e si ricavano risultati accurati per grandi spostamenti. Quindi, la reale deformazione varia quindi tra ε_b^I e ε_b^{II} , tende a ε_b^I se lo spostamento della faglia è circa zero mentre tende a ε_b^{II} nel caso opposto:

$$\frac{1}{\varepsilon_b} = \frac{1}{\varepsilon_b^I} + \frac{1}{\varepsilon_b^{II}}$$

Step 5

Le metodologie precedenti a questa (Newmark, Kennedy, Wang e Yeh) calcolavano la deformazione assiale direttamente dalla tensione assiale per mezzo della relazione bilineare sforzo-deformazione dell'acciaio. Tale procedimento risulta valido in ogni punto lungo l'asse della condotta se la sezione del tubo rimane in campo elastico; tuttavia, quando si verifica lo snervamento, la correttezza del metodo si ha soltanto nel punto di intersezione tra la condotta e la faglia, ovvero dove non sono presenti deformazioni flessionali.

Una volta raggiunto lo snervamento, dove si verifica la massima deformazione flessionale all'interno della sezione trasversale, si ha un aumento locale della deformazione assiale. Quindi per determinare queste ultime vengono combinate la teoria della trave elastica con la conservazione delle sezioni piane.

La distribuzione delle deformazioni sulla sezione è data da:

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b \cos \vartheta$$

dove ϑ è l'angolo polare della sezione, come definito in Figura 38:

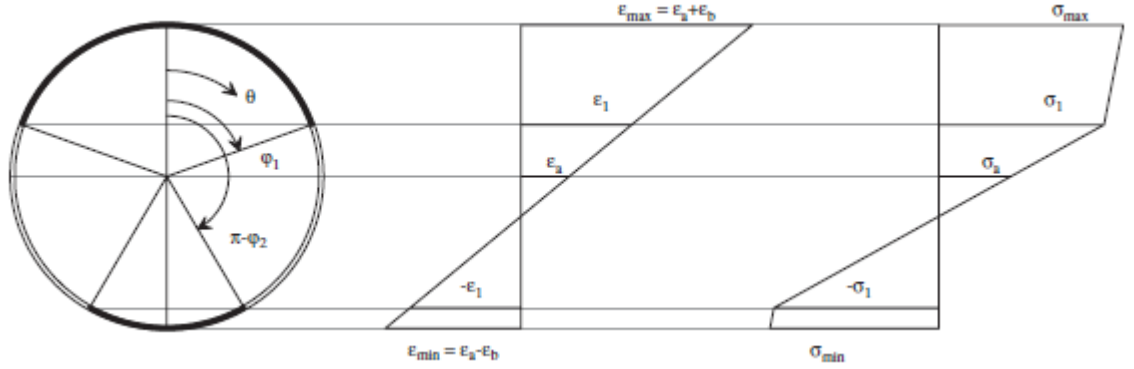


FIGURA 38: DISTRIBUZIONE DEGLI STRESS SULLA SEZIONE TRASVERSALE DELLA CONDOTTA

La corrispondente distribuzione degli sforzi sulla sezione è:

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_1 + E_2(\varepsilon - \varepsilon_1) & 0 \leq \vartheta \leq \phi_1 \\ E_1\varepsilon & \phi_1 \leq \vartheta \leq \pi - \phi_2 \\ -\sigma_1 + E_2(\varepsilon + \varepsilon_1) & \pi - \phi_2 \leq \vartheta \leq \pi \end{cases}$$

dove gli angoli $\phi_{1,2}$ definiscono la porzione di sezione che ha raggiunto lo snervamento e sono calcolati come:

$$\phi_{1,2} = \begin{cases} \pi & \frac{\varepsilon_1 \pm \varepsilon_a}{\varepsilon_b} < -1 \\ \arccos\left(\frac{\varepsilon_1 \pm \varepsilon_a}{\varepsilon_b}\right) & -1 \leq \frac{\varepsilon_1 \pm \varepsilon_a}{\varepsilon_b} \leq 1 \\ 0 & \frac{\varepsilon_1 \pm \varepsilon_a}{\varepsilon_b} > 1 \end{cases}$$

Integrando la distribuzione degli sforzi lungo la sezione si ottiene forza assiale totale:

$$F = 2 \int_0^\pi \sigma R_m t d\vartheta = 2R_m t \begin{bmatrix} E_1 \pi \varepsilon_a - (E_1 - E_2)(\phi_1 + \phi_2) \varepsilon_a \\ + (E_1 - E_2)(\phi_1 - \phi_2) \varepsilon_1 \\ - (E_1 - E_2)(\sin \phi_1 - \sin \phi_2) \varepsilon_b \end{bmatrix}$$

La soluzione la deformazione assiale viene ottenuta iterativamente utilizzando il metodo di Newton- Raphsod:

$$\varepsilon_a^{k+1} = \varepsilon_a^k - \frac{F(\varepsilon_a^k) - F_a}{dF/d\varepsilon_a|_{\varepsilon_a=\varepsilon_a^k}}$$

Dove $dF/d\varepsilon_a$ dipende dal raggio medio R_m , spessore, dai moduli elastici (prima e dopo lo snervamento), e dagli angoli ϕ_1 e ϕ_2 .

Step 6

Nella precedente procedura, le deformazioni della condotta sono funzione del massimo momento flettente, calcolato con la teoria della trave elastica, quindi senza tener conto del comportamento elasto-plastico dell'acciaio. Per correggere ciò, le tensioni e deformazioni calcolate vengono utilizzate insieme alla relazione bilineare dell'acciaio per ottenere un modulo di Young equivalente secante che viene continuamente aggiornato fino a giungere la convergenza.

Il modulo secante usato in ogni iterazione è calcolato come:

$$E_{sec} = \frac{M_{MAX} D}{2I} \left(\frac{1}{\varepsilon_b} - \frac{1}{\varepsilon_b^{II}} \right)$$

dove il momento flettente M_{MAX} è calcolato tramite la precedente distribuzione degli sforzi lungo la sezione, come:

$$\begin{aligned} M_{MAX} &= 2 \int_0^\pi \sigma R_m t R_m \cos\vartheta \, d\vartheta = \\ &= 2R_m^2 t \left[\begin{aligned} &\frac{E_1 \pi \varepsilon_b}{2} - (E_1 - E_2)(\sin\phi_1 - \sin\phi_2)\varepsilon_a \\ &+ (E_1 - E_2)(\sin\phi_1 + \sin\phi_2)\varepsilon_1 \\ &- \frac{(E_1 - E_2)(\phi_1 + \phi_2)\varepsilon_b}{2} - \frac{(E_1 - E_2)(\sin 2\phi_1 + \sin 2\phi_2)\varepsilon_b}{4} \end{aligned} \right] \end{aligned}$$

dove R_m è il raggio medio della tubazione.

Questo metodo, seppur abbastanza accurato, presenta una limitazione: la condotta è considerata deformabile per trazione e flessione in modalità prevalente, senza considerare il buckling locale.

4 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

In questo capitolo viene introdotta la modellazione agli elementi finiti per risolvere il problema della condotta soggetta allo spostamento del terreno dovuto alla faglia e alla frana.

Il software utilizzato è Comsol Multiphysics 5.3, un software commerciale che permette di risolvere molti problemi scientifici utilizzando l'approccio multi-fisico, ovvero accoppiando le diverse fisiche presenti nel generico problema.

4.3 COSTRUZIONE DEL MODELLO

Il modello tridimensionale della condotta soggetta allo spostamento della faglia viene realizzato per mezzo del codice Comsol.

Il codice Comsol permette di modellizzare il comportamento di sforzi e deformazioni di elementi strutturali sia in condizioni statiche, che in campo dinamico.

Un'interfaccia *user-friendly* permette di eseguire la simulazione secondo 5 fasi:

1. Definizione della geometria;
2. Definizione dei materiali;
3. Descrizione della fisica;
4. Discretizzazione o mesh;
5. Studio.

4.3.2 DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA

La geometria del problema è essenzialmente costituita da:

- Un parallelepipedo avente dimensioni $B \times H \times L$ (in cui B , H ed L) che serve a definire il terreno attorno alla condotta. Ad una certa profondità (profondità

di interrimento) il parallelepipedo viene forato da un cilindro. Questo spazio verrà in seguito “riempito” dalla condotta.

- Per poter rappresentare la tubazione sono stati costruiti due cilindri: il primo, avente il raggio esterno della condotta, e lunghezza L.

In seguito, viene realizzato un secondo cilindro avente il raggio interno, e lunghezza L.

Lo spessore reale della condotta viene calcolato per “differenza” tra il primo e il secondo cilindro.

Successivamente, il parallelepipedo rappresentante il terreno viene diviso in due blocchi con lo scopo di rappresentare il foot wall e l’hanging wall.

4.3.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le principali caratteristiche dell’acciaio utilizzato per la condotta utilizzate nel modello sono riassunte nella Tabella 10:

»	proprietà	Nome	Valore	Unità	Gruppo di proprietà
✓	Densità	rho	7850[kg/...	kg/m ³	Proprietà di base
✓	Modulo di Young	E	200e9[Pa]	Pa	Modulo di Young e coefficient...
✓	Coefficiente di Poisson	nu	0.30	1	Modulo di Young e coefficient...
✓	Sforzo di snervamento iniziale	sigmags	450000000	Pa	Modello di materiale elastoplas...
✓	Modulo tangente (incrudimento isot...	Et	410[MPa]	Pa	Modello di materiale elastoplas...
	Permeabilità relativa	mur	1	1	Proprietà di base
	Calore specifico a pressione costante	Cp	475[J/(kg*...]	J/(kg·K)	Proprietà di base
	Conducibilità termica	k	44.5[W/(m...]	W/(m·K)	Proprietà di base
	Conducibilità elettrica	sigma	4.032e6[S/...]	S/m	Proprietà di base
	Permittività relativa	epsilon	1	1	Proprietà di base
	Coefficiente di espansione termica	alpha	12.3e-6[1/K]	1/K	Proprietà di base

TABELLA 10:CARATTERISTICHE DELL’ACCIAIO

Il legame costitutivo viene impostato manualmente; per questi modelli è stato scelto un legame bilineare.

Per quanto riguarda il terreno, non essendo presente fra i materiali già preimpostati nel software, viene definito un nuovo materiale in cui verranno assegnate le proprietà manualmente.

4.3.4 DESCRIZIONE DELLA FISICA

Questo rappresenta lo step più importante del lavoro in quanto è proprio qui che vengono definite le condizioni al contorno che servono per simulare correttamente la realtà fisica del problema.

Innanzitutto, viene definito il criterio di rottura per l'acciaio: è stato scelto il criterio di rottura di Von Mises. Questo criterio, di solito molto utilizzato per i materiali duttili come l'acciaio, afferma che lo snervamento del materiale si verifica quando l'energia elastica di deformazione immagazzinata raggiunge un valore critico; tale valore può essere determinato con la prova di trazione ed è pari all'energia di deformazione relativa alla tensione monoassiale di snervamento:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 6(\tau_{12}^2 + \tau_{13}^2 + \tau_{23}^2)} \leq \sigma_y$$

A questo punto, si passa alla definizione delle condizioni al contorno che serve a descrivere lo spostamento relativo tra i due blocchi di terreno.

4.3.5 MESH

La discretizzazione o mesh è un passaggio molto importante per la modellazione. Essa consiste in una suddivisione dell'intero dominio in un grigliato in cui ad ogni nodo vengono risolte le equazioni di equilibrio e di compatibilità. La griglia può essere composta da elementi di varia forma triangolare, quadrangolare, tetraedrica ecc.

4.3.6 STUDIO

L'ultimo step da eseguire è lo studio. Tra i diversi tipi di studio si è scelto di eseguire uno studio stazionario per questi modelli in cui è stata aggiunta l'opzione "sweep parametrico" che consente di vedere cosa accade all'aumentare dello spostamento passo dopo passo.

4.4 MODELLI REALIZZATI PER FAGLIA

Uno degli scopi della modellazione è quella di fare un confronto con i modelli analitici esposti nel precedente capitolo e vedere quali sono le analogie e le differenze tra di essi. In questo lavoro di tesi sono state effettuate diverse simulazioni numeriche.

Il secondo fine è quello di verificare in quali condizioni si può avere la situazione peggiore andando a modificare alcune caratteristiche come ad esempio l'angolo di immersione ψ o il modulo di Young del terreno e controllare quindi fino a quando sono rispettati i limiti previsti dalle normative.

Inizialmente, è stato realizzato il seguente modello:

- Condotta in presenza di faglia normale avente un'immersione di 70° senza scorrimento tra tubazione e terreno;

Nonostante questa limitazione, il modello serve a definire il comportamento della tubazione alla presenza di una deformazione permanente.

In seguito, si è realizzato il modello di:

- Condotta in presenza di faglia normale avente un'immersione di 70° con scorrimento tra tubazione e terreno;

Esso ha permesso di analizzare analogie e differenze rispetto al modello precedente sia in termini di tensioni che di deformazioni.

Sull'ultimo modello si è proceduto ad analisi di sensibilità sul modulo elastico del terreno e sull'angolo di immersione ψ . In particolare, il modulo elastico del terreno di riempimento è stato fatto variare da 5 a 15 MPa; per quanto riguarda l'angolo di immersione della faglia, sono stati utilizzati angoli di $30^\circ, 50^\circ, 70^\circ$.

Nel caso in esame, in base alle normative (Eurocodice 8 e ASCE), si considerano le seguenti deformazioni limite:

$$\varepsilon_{traz} = 3\% \quad (\text{EC8})$$

$$\varepsilon_{compr} = 0.66\% \quad (\text{EC8})$$

$$\varepsilon_{traz} = 2\% \quad (ASCE ALA)$$

$$\varepsilon_{compr} = 0.57\% \quad (ASCE ALA)$$

La condotta oggetto di studio è di Classe 1 avente le seguenti caratteristiche:

- Diametro nominale 1.2 metri;
- Spessore pari a 1.89 centimetri.

La geometria di questi modelli, dunque, è descritta da un parallelepipedo avente dimensioni 10x10x100 m, il quale rappresenta il terreno, e un cilindro avente diametro 1.2 metri e lunghezza 100 metri rappresentante la condotta alla profondità di 1.2 metri. In Figura 39 viene riportata la geometria:

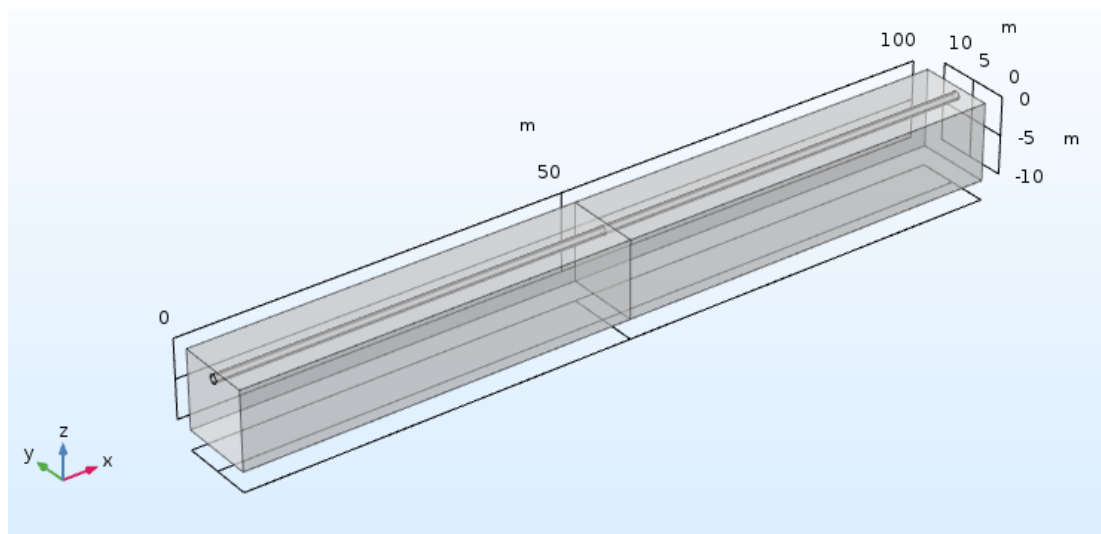


FIGURA 39:GEOMETRIA DEL PROBLEMA CONDOTTA-FAGLIA

La condotta viene analizzata come se fosse “non operativa” ovvero senza la presenza del gas in pressione al suo interno. Questa scelta è dovuta al fatto che, sulla base di studi effettuati nel passato, la presenza del gas non altera i risultati che si ottengono nel caso di condotta “vuota”.

Si considera un acciaio strutturale del tipo **API 5L X-65**, con le seguenti proprietà:

- Tensione a snervamento $\sigma_y = 450$ MPa;
- Tensione a rottura $\sigma_u = 531$ MPa;
- Deformazione ultima $\epsilon_u = 0.2$.

Il modulo elastico, inizialmente pari a 200000 MPa (valore di default), subisce una sostanziale diminuzione una volta superata la tensione di snervamento. La Figura 40 riporta il grafico sforzo-deformazione dell'acciaio utilizzato:

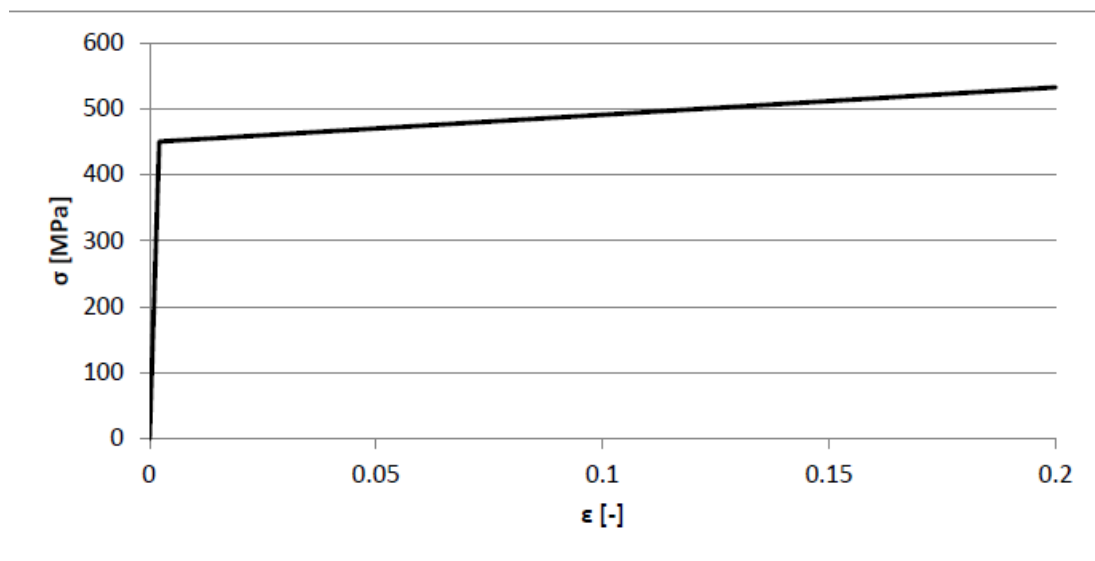


FIGURA 40: LEGAME COSTITUTIVO DELL'ACCIAIO X-65

Il legame costitutivo bilineare, pur sottostimando le tensioni assiali, permette di studiare le possibili tensioni o deformazioni in campo plastico; tale comportamento non viene simulato dal legame Ramberg-Osgood, essendo un legame lineare.

Per il terreno, viene definito un materiale avente le seguenti caratteristiche:

- Densità: 1800 kg/m³;
- Modulo elastico: 5 MPa (variabile fino a 15 MPa);
- Coefficiente di Poisson: 0.3;
- Coesione: 0 kPa;

- Angolo di attrito interno: 30° ;

4.4.2 CONDOTTA AVENTE LUNGHEZZA 100 METRI IN PRESENZA DI FAGLIA NORMALE SENZA SCORRIMENTO TRA TUBAZIONE E TERRENO

In questo modello preliminare si considera la tubazione inglobata nel terreno senza scorrimento tra di essi. Una volta definiti la geometria e i materiali, per quanto concerne la fisica del problema, si definiscono le condizioni al contorno.

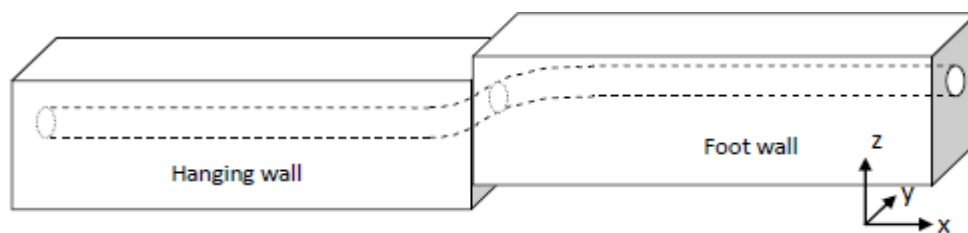


FIGURA 41: CONDIZIONI AL CONTOURNO SENZA SCORRIMENTO TRA TUBAZIONE-TERRENO

In particolare, come indicato nella Figura 41:

- per quanto riguarda il foot wall, ovvero la parte che rimane fissa, viene applicato la condizione di incastro alla base, mentre ai lati vengono bloccati gli spostamenti lungo y al fine di evitare lo spanciamento di Poisson. Questo equivale ad applicare dei carrelli sulle facce laterali. In corrispondenza della sezione esterna, invece, viene bloccato lo spostamento lungo x.
- Per l'hanging wall, ossia la porzione di terreno mobilitata, viene prescritto lo spostamento alla base, mentre alle facce laterali vengono applicati i carrelli come nel foot wall.

La mesh definita per questo modello è una mesh tetraedrica non strutturata “più fitta”.

Viene inizialmente eseguito uno studio stazionario utilizzando uno sweep parametrico sullo spostamento. Esso è stato fatto variare da 0 a 1 metro con passo di 20 cm.

La risoluzione del modello è avvenuta con un tempo di calcolo di 12 minuti e 51 secondi.

L'assenza di scorrimento tra terreno e tubazione rappresenta sicuramente una condizione semplificativa, perché il terreno può considerarsi un vero e proprio vincolo per la tubazione. Sicuramente ci si aspetta quindi di avere delle tensioni che maggiori rispetto a quelle reali; tuttavia questa simulazione è comunque risultata utile per verificare le zone dove si verificano le maggiori concentrazioni di sforzo.

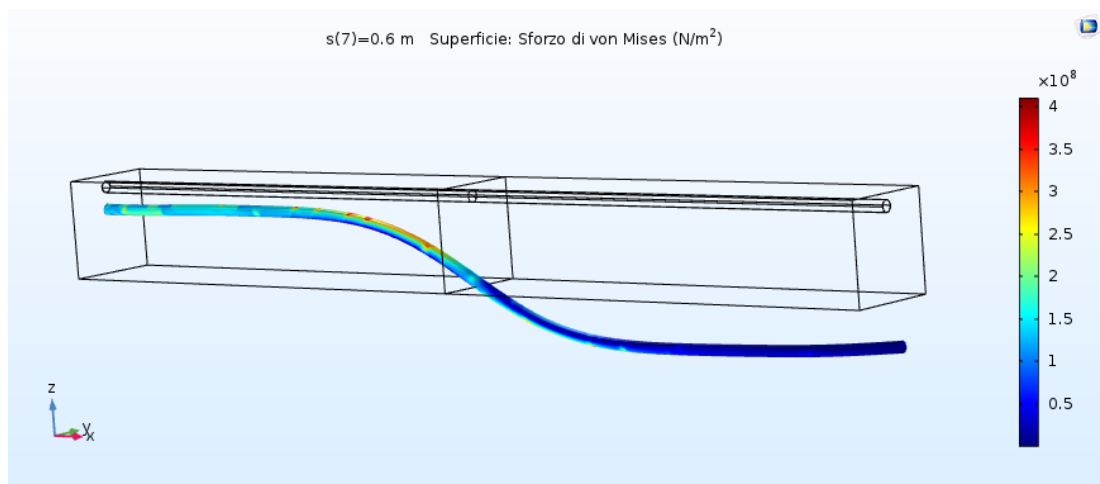


FIGURA 42: SFORZI DI VON MISES LUNGO LA CONDOTTA IN ASSENZA DI SCORRIMENTO, PER UNO SCORRIMENTO VERTICALE DELLA FAGLIA DI 0.6 M.

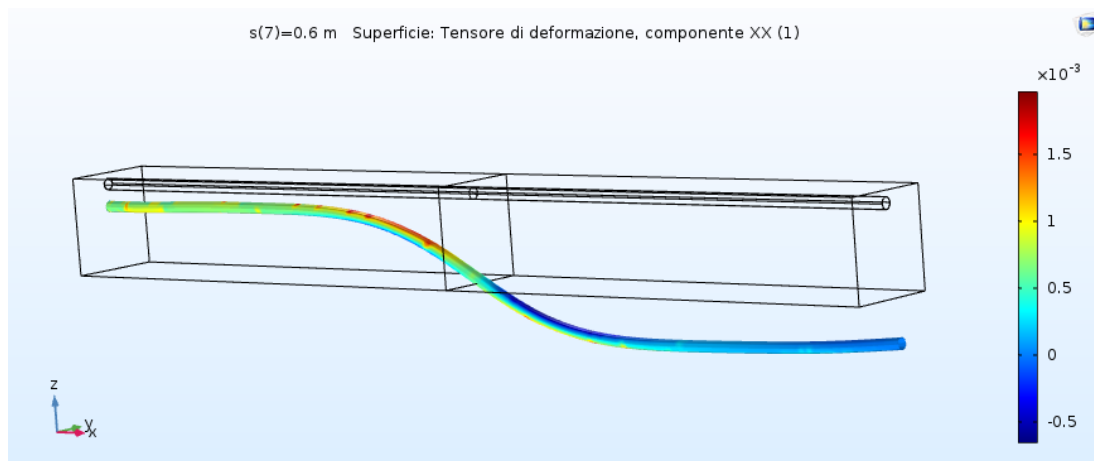


FIGURA 43: DEFORMAZIONI ASSIALI LUNGO LA CONDOTTA IN ASSENZA DI SCORRIMENTO

Nelle Figura 42 e Figura 43, si nota come gli sforzi, e di conseguenza le deformazioni, presentano valori molto alti a monte e a valle del piano di faglia. In particolare, per spostamento di 60 cm dell'hanging wall si ricavano tensioni massime pari a 411 MPa; le deformazioni ottenute sono dello 0,197 % in trazione e dello 0,06 % in compressione.

In corrispondenza di 1 metro di spostamento, si è giunti a valori di tensioni pari 450 MPa, dunque tensione di snervamento, mentre le deformazioni sono dello 0,47% in trazione e 0,104 % in compressione.

4.4.3 CONDOTTA AVENTE LUNGHEZZA 100 METRI IN PRESENZA DI FAGLIA

NORMALE CON SCORRIMENTO TRA TUBAZIONE E TERRENO

A partire dai risultati del modello precedente, si è sviluppato un secondo modello, più accurato, dove si è fatto variare lo spostamento fino a 3 metri: Lo scopo era quello di verificare la condizione a rottura della tubazione.

La geometria e le caratteristiche dei materiali sono le medesime del modello antecedente; le condizioni al contorno, invece, presentano una variazione: questa volta non è tutta la sezione esterna del terreno a essere bloccata ma solamente la sezione esterna del tubo, impedendo lo spostamento lungo x e y, come si può notare nella Figura 44:

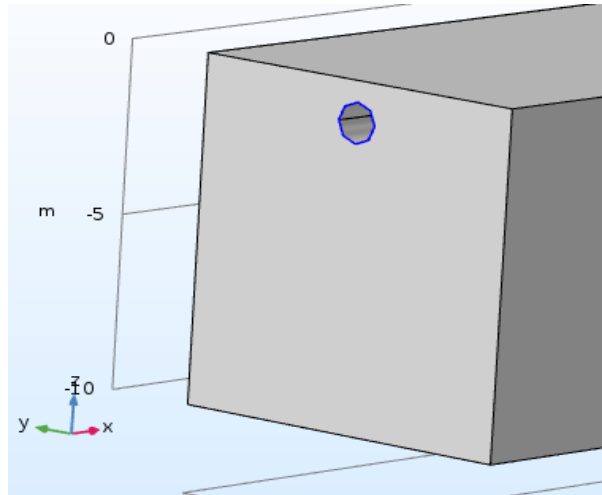


FIGURA 44: BLOCCO DEGLI SPOSTAMENTI LUNGO X E Y SULLA SEZIONE DEL TUBO

In questo secondo esempio, è importante definire l'interazione tra la tubazione e il terreno, poiché si deve inserire l'attrito. In Comsol, generalmente il contatto è definito con l'opzione "coppia di contatto". Questa opzione serve per definire i contorni dove le parti possono entrare in contatto ma non possono penetrare se sottoposti a deformazione. I contorni delle superfici a contatto vengono chiamati "master" e "slave".

Per quanto concerne invece lo scorrimento tra la tubazione e il terreno si è deciso di adottare un coefficiente d'attrito pari a:

$$\mu = \tan(\delta') = \tan(21^\circ) = 0.3839$$

In cui δ' è l'angolo di attrito tra terreno e condotta, definito nel paragrafo 3.3.1.

Per quanto riguarda la discretizzazione, questa volta, viene definita una mesh quadrangolare non strutturata aventi le seguenti caratteristiche (Figura 45):

Dimensione massima degli elementi:	3	m
Minima dimensione degli elementi:	0.02	m
Rapporto di crescita massimo per gli element	1.4	
Fattore di curvatura:	0.4	
Parametro di definizione per geometrie allun	0.7	

FIGURA 45: CARATTERISTICHE DELLA MESH NEL PROBLEMA CONDOTTA SOGGETTA A FAGLIA

Il risultato ottenuto è riportato nella Figura 46:

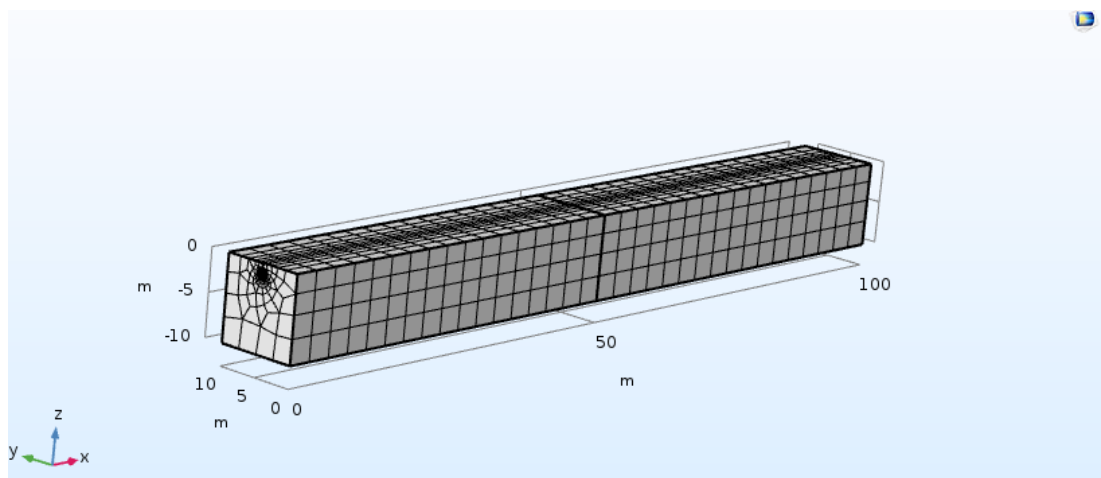


FIGURA 46: GEOMETRIA CONDOTTA-FAGLIA DISCRETIZZATA

Lo spostamento dell'hanging wall è stato fatto variare da 0 a 3 metri con passo 30 cm.

Il tempo di calcolo per la risoluzione del modello è stato di circa 9 ore.

Dai risultati ottenuti (i quali saranno riportati in allegato), si può vedere che fino allo spostamento di 1.5 metri la deformazione massima di trazione si trova a monte della linea di faglia. Nel passo successivo, ossia ad una dislocazione di 1.8 metri, la deformazione di trazione massima si è trasferita a valle della linea di faglia. Per quanto concerne la deformazione massima di compressione, essa è collocata sempre a valle dal piano di faglia, per ogni spostamento.

Dai risultati ottenuti si evince che le tensioni e le deformazioni sono minori rispetto al modello precedente. Ciò è dimostrato dal fatto che in corrispondenza di uno spostamento di 60 cm dell'hanging wall le tensioni sono pari 315 MPa e le deformazioni invece sono 0,146% per la trazione e 0,131% per la compressione.

Focalizzandosi sulle tensioni, la formazione della prima cerniera plastica avviene a distanza compresa tra 0.90 e 1.2 metri, a monte del piano di faglia.

In Figura 47 si riporta l'andamento della deformazione assiale al variare del rapporto spostamento/diametro ($\Delta f/D$):

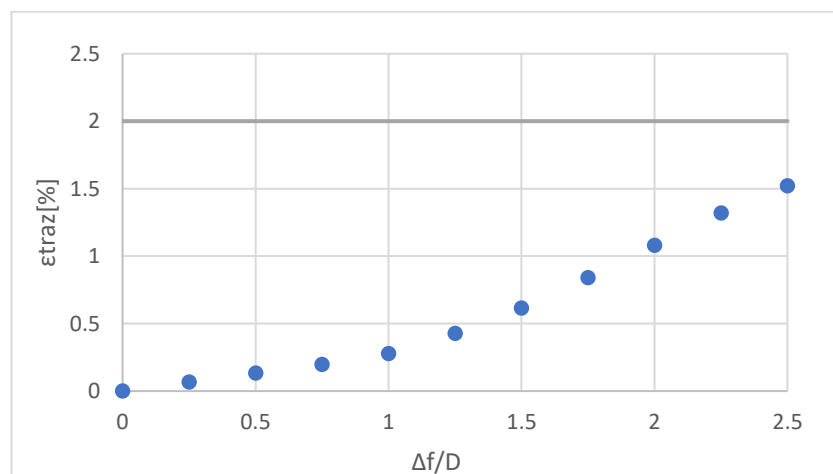


FIGURA 47: ANDAMENTO DELLE DEFORMAZIONI MASSIME AL VARIARE DI $\Delta f/D$

Come si può notare in Figura 47, all'aumentare dello spostamento aumentano anche le deformazioni di trazione; tuttavia per raggiungere il limite previsto dalla normativa americana ASCE si deve sviluppare uno spostamento maggiore di 3 metri.

4.4.4 CONFRONTO MODELLO NUMERICO E ANALITICO

Il confronto tra i risultati ottenuti con la modellazione agli elementi finiti e la modellazione analitica, permette di verificare l'andamento della deformazione assiale di trazione al variare di $(\Delta f/D)$ ricavato per i tre metodi.

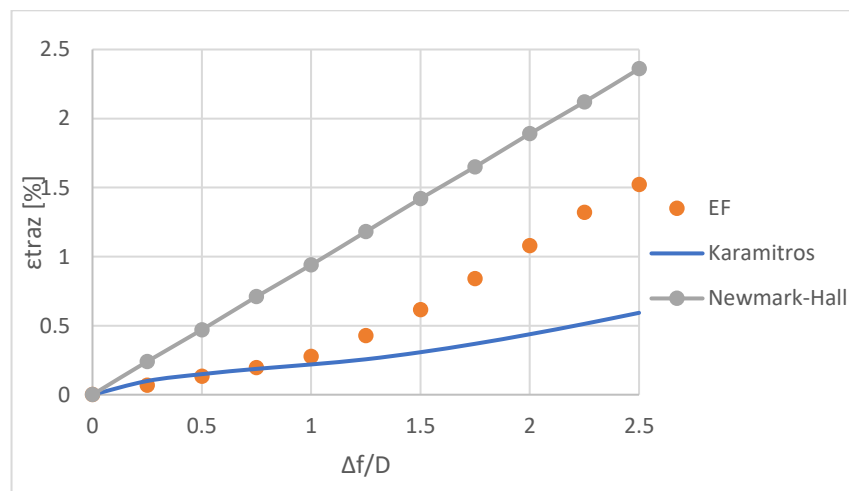


FIGURA 48: DEFORMAZIONI MASSIME NEI TRE METODI

Nella Figura 48, si nota che i risultati della modellazione agli elementi finiti (EF) sono in linea con i risultati del modello di Karamitros, quantomeno fino ad un rapporto $\Delta f/D$ pari a 1.25. Per valori maggiori di $\Delta f/D$ l'andamento delle deformazioni diverge in modo sostanziale: infatti, il modello EF stima delle deformazioni maggiori rispetto ai valori ricavati dalla modellazione analitica.

Il modello di Newmark-Hall, invece, tende a sovrastimare le deformazioni, le quali assumono un andamento lineare. Questo perché tale metodo tiene conto solo di una deformazione media e soprattutto non considera la componente trasversale di interazione tra condotta e suolo.

Per le deformazioni di compressione, invece, non viene trovato riscontro tra la simulazione numerica e la modellazione di Karamitros. Il modello agli elementi finiti non riesce a simulare correttamente il comportamento di buckling poiché viene utilizzato un legame costitutivo isotropo per l'acciaio; tale modello costitutivo non risulta adeguato per sezioni cave in quanto non consente di analizzare il comportamento assiale e trasversale separatamente.

4.4.5 ANALISI DI SENSITIVITY SUI MODULI ELASTICI DEL TERRENO

Al variare dei valori di modulo elastico del terreno, dove viene posta la tubazione, si verifica come all'aumentare di E aumentano le deformazioni di trazione della tubazione (Figura 49).

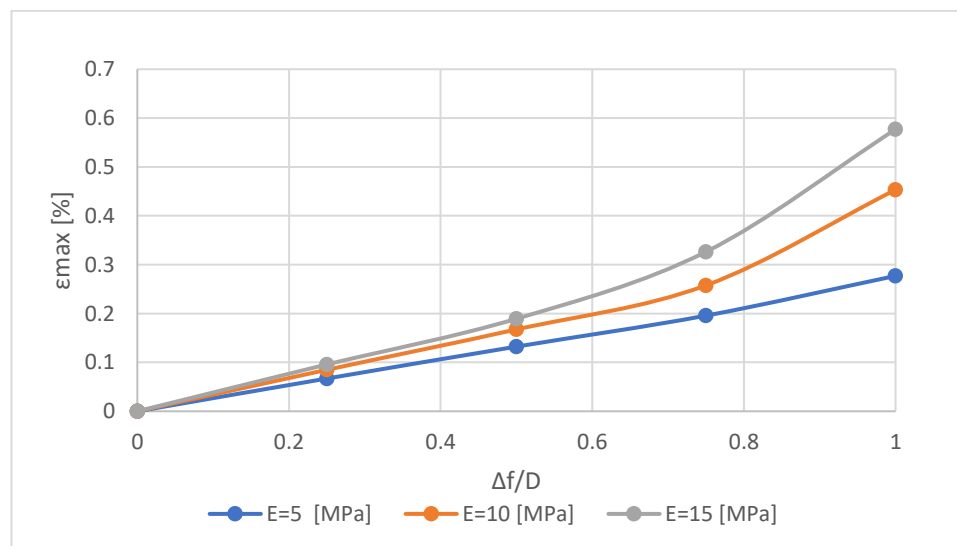


FIGURA 49: VARIAZIONE DELLA DEFORMAZIONE MASSIMA MODIFICANDO I MODULI ELASTICI

Dal diagramma si può notare che per piccoli spostamenti non si verifica una sostanziale differenza tra le deformazioni. Per dislocazioni della faglia di 1 m, si determina una differenza di deformazioni di circa 0.3% tra i terreni di 5 e 15 MPa: nel terreno avente modulo maggiore l'allungamento della tubazione è superiore di 30 cm.

Per quanto concerne le tensioni, si osserva, anche in questo caso, un aumento all'aumentare del modulo elastico. Dalle simulazioni effettuate emerge che per dislocazioni della faglia di 90 cm, la condotta immersa nel terreno con modulo elastico pari a $E=5$ MPa, è soggetta a tensioni di Von Mises di 429 MPa, dunque inferiore alla tensione di snervamento; mentre si verifica che le condotte interrate in terreni con $E=10$ MPa e $E=15$ MPa superano il tratto elastico in quanto lo sforzo di Von Mises è per entrambe poco superiore a 450 MPa.

4.4.6 ANALISI DI SENSITIVITY SULL'ANGOLO DI IMMERSIONE ψ

L'analisi di sensibilità sull'angolo di immersione ψ della faglia normale considera i valori di 30° , 50° e 70° . Le deformazioni massime ottenute sono riportate nel grafico in Figura 50:

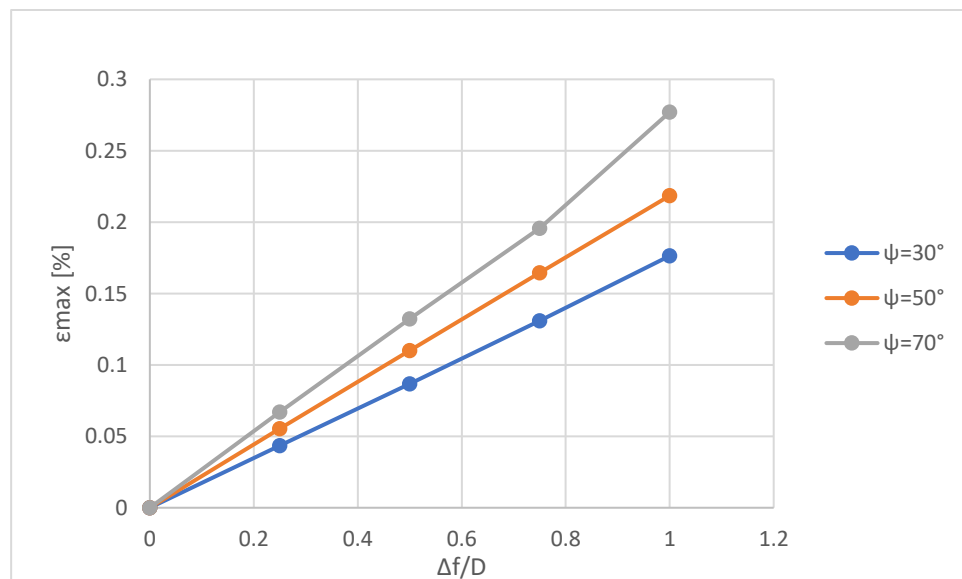


FIGURA 50: ANDAMENTO DELLE DEFORMAZIONI MODIFICANDO ψ

Come atteso, le deformazioni assiali sono maggiori per un angolo di immersione di 70° poiché risulta importante l'effetto della componente lungo z (asse verticale) . L'andamento delle deformazioni risulta lineare per angoli di 30° e 50°, mentre per l'angolo di 70° si verifica un leggero aumento per $\Delta f/D$ tra 0.75 e 1 (corrispondente ad uno spostamento da 0.9 a 1.2 metri). Ciò è dovuto al fatto che, come spiegato in precedenza, la tubazione ha raggiunto la prima plasticizzazione e quindi, cambiando il modulo elastico, ovvero la pendenza del legame sforzi-deformazioni, si hanno deformazioni più elevate. Nel grafico di Figura 51, si riporta l'andamento delle tensioni di Von Mises al variare di $\Delta f/D$:

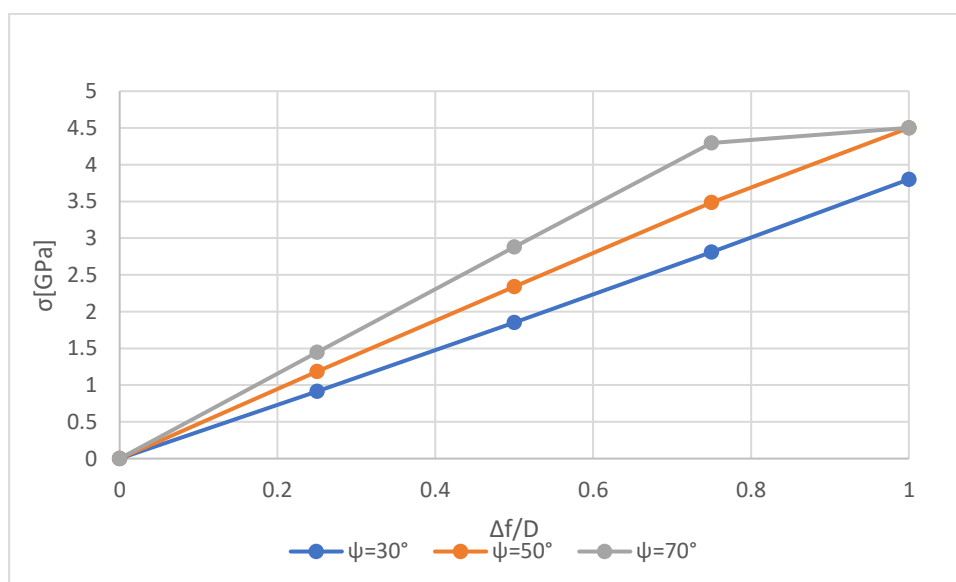


FIGURA 51: ANDAMENTO DELLE TENSIONI DI VON MISES

Nel diagramma di Figura 51, si osserva il variare delle tensioni nell'ultimo tratto di $\Delta f/d$ per $\beta=70^\circ$, dove si si raggiunge la plasticizzazione.

4.5 MODELLO REALIZZATI PER FRANA

Le condotte interrate possono attraversare centinaia di chilometri di terreno con condizioni ambientali e geotecniche diverse. Lungo alcuni tratti, il gasdotto potrebbe subire un movimento su larga scala a lungo termine a causa della deformazione del suolo accumulata come cedimenti oppure dei movimenti franosi. Sotto questi movimenti le condutture possono cedere e deformarsi eccessivamente.

Le scosse sismiche, anche nel caso di terremoti non particolarmente violenti, possono innescare frane lungo pendii dove comunque già sussistevano condizioni di instabilità. A titolo di esempio, movimenti franosi si sono verificati, in Italia, in occasione dei terremoti del Friuli (1976) (Querini 1977, "Frane provocate dal terremoto del 1976 nel Friuli") e dell'Irpinia (1980) (INGV terremoti).

Nel presente capitolo si studia il comportamento meccanico della tubazione soggetta a frana mediante simulazione numerica attraverso il software Comsol Multiphysics.

Si analizzano due possibili situazioni, come rappresentato nella seguente figura:

1. Tubazione parallela alla direzione di scivolamento della frana;
2. Tubazione perpendicolare alla direzione di scivolamento.

Si analizza solo il primo caso, eseguendo un'analisi di sensibilità della risposta del modello al variare della pendenza del pendio, al fine di verificare il cambiamento delle deformazioni.

4.5.2 CONDOTTA PARALLELA ALLA DIREZIONE DI SCIVOLAMENTO DELLA FRANA

Come nel modello della faglia, la procedura di calcolo segue anche 5 fasi principali:

1. Definizione della geometria;
2. Definizione dei materiali;
3. Definizione della fisica;
4. Discretizzazione o mesh;

5. Calcolo della risposta e visualizzazione dei risultati.

La condotta che si studia ha le seguenti caratteristiche:

- Diametro nominale 0.4 metri;
- Spessore pari a 1 centimetro;
- Pressione interna pari a 12 bar;

La geometria è costituita da un parallelepipedo di dimensioni 5x5x100 e costituente il terreno. Esso è forato alla profondità di 1.5 metri da un cilindro cavo avente diametro di 0.4 metri e lunghezza 100 metri, il quale rappresenta la tubazione. Il tutto è rappresentato nella seguente Figura 52.

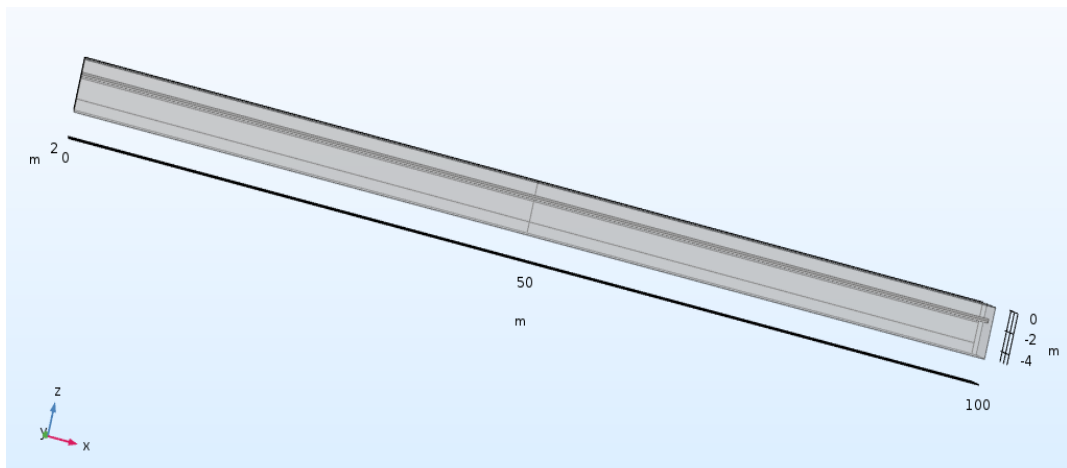


FIGURA 52:GEOMETRIA DEL PROBLEMA CONDOTTA-FRANA

Riguardo ai materiali utilizzati, per quanto concerne l'acciaio della condotta, le principali caratteristiche sono presenti quasi tutte già di default nel software scegliendo l'opzione di "steel" fra i materiali già impostati in Comsol.

Il legame costitutivo scelto è il legame bilineare avente le seguenti proprietà (Figura 53):

- Tensione a snervamento $\sigma_y = 360$ MPa;
- Tensione a rottura $\sigma_u = 455$ MPa;
- Deformazione ultima $\epsilon_u = 0.2$.

Esse sono le caratteristiche di un acciaio **API 5L X-52**.

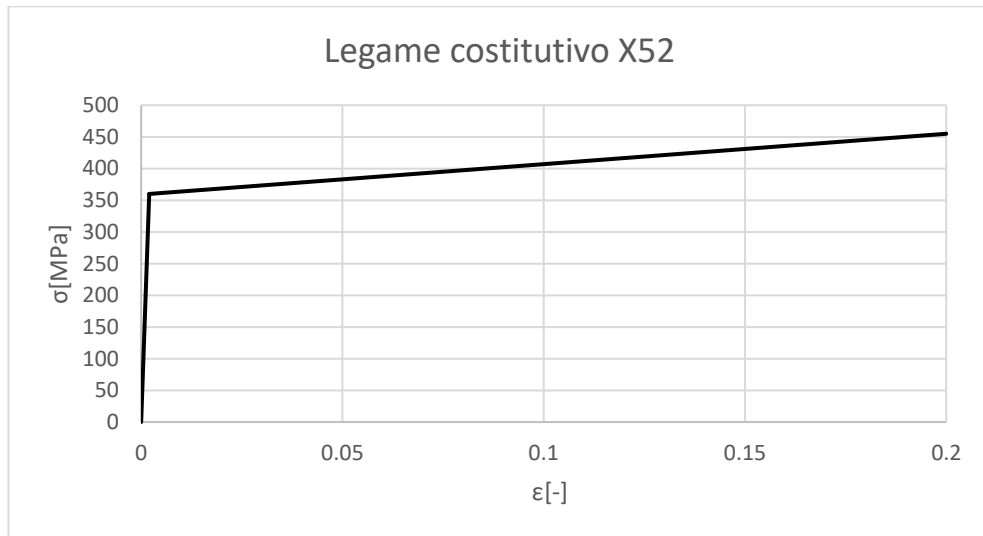


FIGURA 53: LEGAME COSTITUTIVO PER L'ACCIAIO X-52

Il modulo elastico, inizialmente pari a 200000 MPa, è soggetto ad una diminuzione una volta superata la tensione di snervamento.

Per quanto riguarda il terreno, si definisce un materiale avente le seguenti caratteristiche:

- Densità: 1800 kg/m³;
- Modulo elastico: 5 MPa;
- Coefficiente di Poisson: 0.3;
- Coesione: 0 kPa;
- Angolo di attrito interno: 30°

Prestando attenzione alla fisica del problema, viene innanzitutto utilizzato il criterio di rottura di Von Mises per l'acciaio.

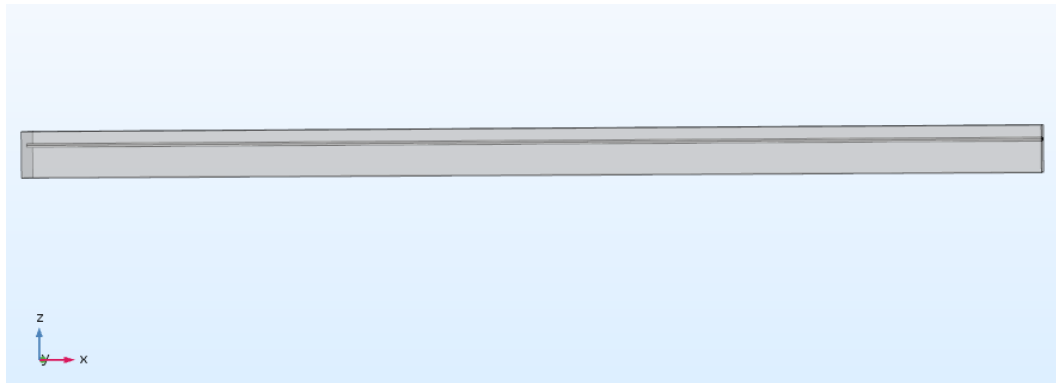


FIGURA 54: CONDIZIONI AL CONTORNO DEL PROBLEMA CONDOTTA-FRANA

Con riferimento alla Figura 54, le condizioni al contorno imposte sono:

- Base del parallelepipedo: spostamento nullo lungo asse verticale z;
- Facce laterali del parallelepipedo: imposizione di spostamento nullo lungo y (per evitare lo spanciamento di Poisson);
- Sezioni esterne del cilindro: imposizione di spostamento nullo lungo x e y.

Oltre a questi vincoli, viene imposta la forza di gravità. Nell'ipotesi che il pendio sia inclinato di $\beta=50^\circ$, la gravità avrà delle componenti lungo x e lungo z (lungo y si trascura in questo caso). In particolare, le componenti saranno:

$$W * \sin(\beta) \quad \text{lungo } x$$

$$W * \cos(\beta) \quad \text{lungo } y$$

Viene imposto inoltre l'attrito tra la tubazione e il suolo pari a:

$$\mu = \tan(\delta') = \tan(21^\circ) = 0.3839$$

Inoltre, è stata applicata una pressione isotropa pari a 1,2 MPa sulla tubazione, a rappresentare la pressione del gas interno alla tubazione.

La mesh utilizzata per il modello corrente è una mesh quadrangolare non strutturata avente le seguenti caratteristiche (Figura 55):

Dimensione massima degli elementi:	3	m
Minima dimensione degli elementi:	0.01	m
Rapporto di crescita massimo per gli elementi:	1.4	
Fattore di curvatura:	0.4	
Parametro di definizione per geometrie allungate	0.7	

FIGURA 55: CARATTERISTICHE DELLA MESH NEL PROBLEMA CONDOTTA SOGGETTA A FRANA

Per questo modello si è scelto di eseguire uno studio di tipo stazionario, in cui è stata aggiunta l'opzione "sweep parametrico" che permette di analizzare il comportamento della condotta all'aumentare dello spostamento del terreno. Lo spostamento è stato fatto variare da 0 a 1,2 metri con passo di 0.3 m.

Il modello è stato risolto dal software in un tempo di calcolo di 1 ora.

L'andamento delle deformazioni, riportato nel grafico della Figura 56, va da un valore massimo di trazione in corrispondenza di $x=2.94$ metri e diminuisce sempre di più fino a raggiungere un valore minimo di compressione in corrispondenza di $x=97.2$ metri. All'incirca a metà condotta si ha il passaggio da trazione a compressione.

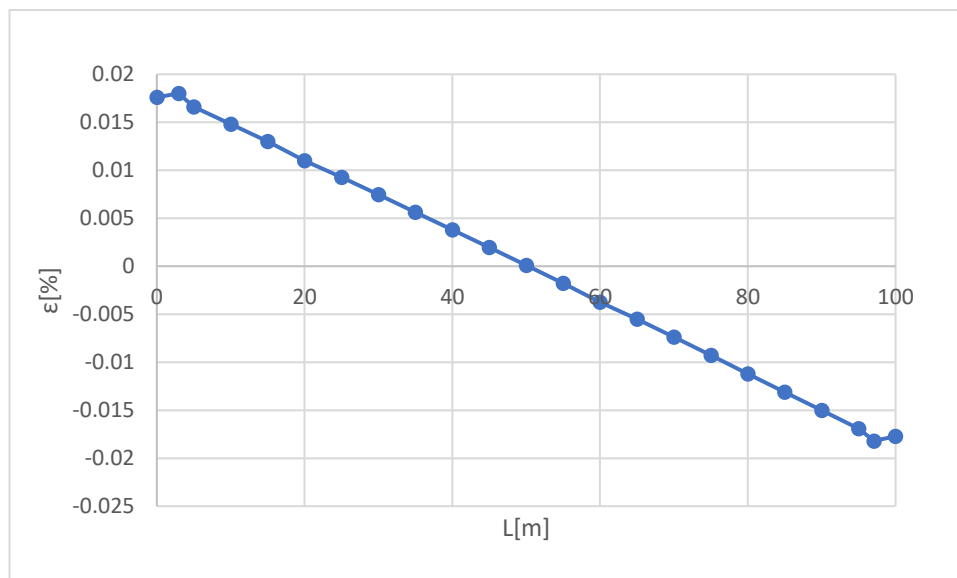


FIGURA 56: ANDAMENTO DELLE DEFORMAZIONI LUNGO LA TUBAZIONE PER UNO SPOSTAMENTO LONGITUDINALE DI 1.2 METRI

4.5.3 ANALISI DI SENSITIVITY AL VARIARE DELLA PENDENZA DEL PENDIO

L'analisi di sensitivity viene eseguita al variare dell'angolo di inclinazione del pendio. L'angolo varia tra 30° a 50°. Si osserva l'andamento delle deformazioni massime e minime in 3 casi, come riportato in figura 59.

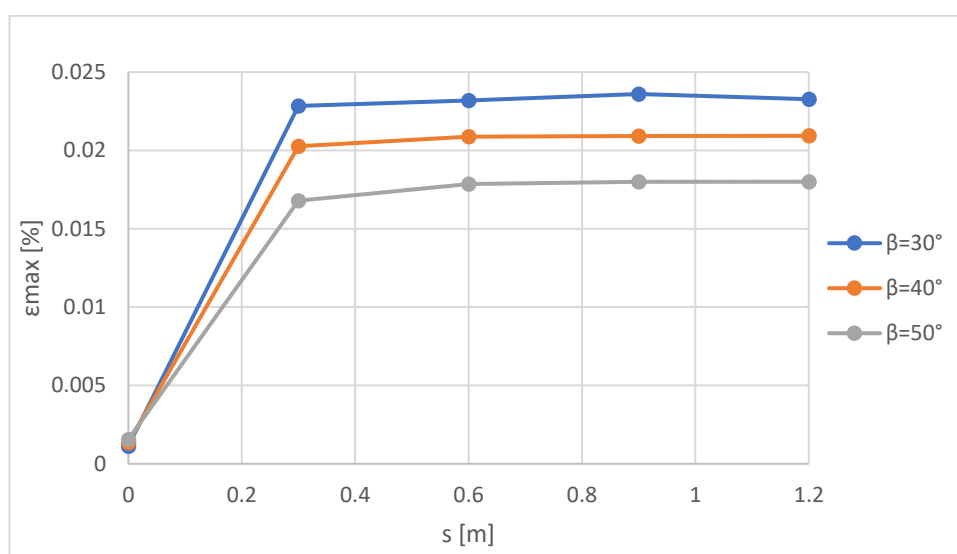


FIGURA 57: ANDAMENTO DELLE DEFORMAZIONI DI TRAZIONE MODIFICANDO B

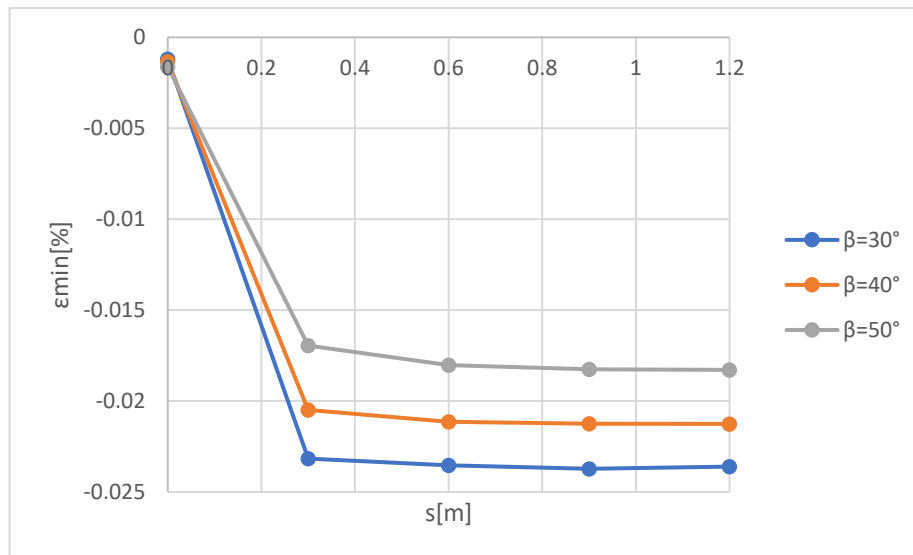


FIGURA 58: ANDAMENTO DELLE DEFORMAZIONI DI COMPRESSIONE MODIFICANDO B

Come si osserva nei due grafici di Figura 57 e Figura 58, all'aumentare dell'angolo di inclinazione diminuiscono le deformazioni massime che minime. Questo è correlato al fatto che per angoli più bassi, la componente lungo z della gravità è maggiore. In questo caso, le tubazioni sono sottoposte maggiormente a sforzo di compressione ad avere delle deformazioni maggiori a parità di spostamento. Naturalmente questo non vuol dire che le tubazioni sono più sicure in pendii più inclinati in quanto è proprio lungo essi che più probabile lo scivolamento per frana.

Comunque, tali deformazioni rientrano nei limiti di normativa (si fa riferimento alla normativa americana, maggiormente conservativa) in quanto si sono ricavati valori:

$$\varepsilon_{traz} = 2\%$$

$$\varepsilon_{compr} = 0.97\%$$

4.6 SOLUZIONI PER MINIMIZZARE GLI IMPATTI DEGLI EFFETTI SISMICI E CO-SISMICI

Le soluzioni utilizzate per rendere minimi gli effetti del terremoto e le sue conseguenze cambiano a seconda del tipo di fenomeno:

Shaking sismico

Le principali soluzioni da seguire per mitigare l'azione delle onde sismiche viaggianti verso la tubazione sono:

- Ottimizzazione del tracciato con varianti;
- Incremento delle caratteristiche di resistenza della condotta (grado acciaio, spessori; etc);
- Progetto della trincea (geometria della trincea di scavo; deformabilità del materiale rinterro; controllo della interazione tubo/terreno; etc).

Deformazione per faglia

Nel progetto di una tubatura in presenza di una faglia, le seguenti considerazioni miglioreranno in genere la capacità della tubatura a far fronte a spostamenti causati da faglia:

- Ottimizzazione del tracciato, in modo tale da porre la tubatura in trazione facendo in modo che in tutte le zone di potenziale rottura del terreno e che le tubature, poste in opera all'interno di sezioni, siano relativamente dritte cercando di evitare bruschi cambiamenti di direzione ed altezza.
- Implementazione delle caratteristiche di resistenza meccanica della condotta (incremento di spessore, grado di acciaio, ecc.);
- Definizione delle caratteristiche di deformabilità del terreno selezionato per il rinterro della trincea al fine di ridurre al minimo l'interazione terreno-condotta: ciò è possibile utilizzando un rivestimento duro e liscio, come un rivestimento in resina epossidica, nella prossimità dell'attraversamento della faglia e come materiale di riempimento un terreno granulare sciolto come la sabbia.

Deformazione per frana

Se lo stato tenso-deformativo indotto nella tubazione per effetto di una deformazione permanente dovuta a frana non è compatibile con le capacità resistenti della condotta è necessario progettare opere di mitigazione del rischio.

Alcuni criteri di stabilizzazione della condotta sono:

- Stabilizzazione della frana attraversata, ossia una rimodellazione del versante;
- Miglioramento delle caratteristiche di resistenza della condotta;
- Minimizzazione dell'interazione terreno-condotta;

Il monitoraggio sullo stato di integrità di una condotta in esercizio assume una particolare importanza quando essa è soggetta alle deformazioni permanenti del terreno di posa, per esempio nelle aree in frana.

Il monitoraggio dello stato di deformazione delle condotte in esercizio può essere effettuato con l'installazione di:

- Sensori che misurano le deformazioni del terreno (e indirettamente le deformazioni della condotta): misure inclinometriche, estensimetriche, tecnica INSAR;
- Sensori installati direttamente sulla condotta di tipo elettrico o di tipo ottico.

CONCLUSIONI

Si è inteso analizzare il comportamento di tubazione interrata continua all'azione del sisma e ad agli effetti correlati (esclusa la liquefazione dei terreni).

Si è focalizzata l'attenzione sugli effetti condotta investita dalle onde sismiche e sulla deformazione permanente del terreno causata prima da faglia e in seguito da frana.

Per quanto concerne l'interferenza delle onde sismiche è risultato abbastanza evidente che la tubazione esaminata subisce lievissime deformazioni, ben inferiori a quanto previsto dalle normative relative alla progettazione antisismica.

Nei riguardi della deformazione permanente per faglia, il comportamento della tubazione è stato inizialmente studiato attraverso metodi analitici, come il metodo di Newmark-Hall e quello di Karamitros. Tali metodi appaiono utili in una fase preliminare di progettazione. Successivamente si è passato alla modellazione numerica, mettendo in evidenza che la condotta, in esame, è in grado di sopportare spostamenti molto grandi del terreno (superiore a 3 metri) prima che si verifichi la rottura.

Si è inteso inoltre evidenziare i limiti della simulazione numerica, eseguita con metodo agli elementi finiti; essa presenta alcune limitazioni:

- il dominio è esteso fino 100 metri nell'ipotesi che oltre questa distanza siano presenti degli ancoraggi; tale ipotesi appare alquanto riduttiva, poiché spesso nella progettazione delle condotte per il trasporto di gas in pressione occorre analizzare il comportamento di tubazioni continue con tratte non ancorate per diverse centinaia di metri;
- la discretizzazione della geometria dovrebbe essere più fitta, ma ovviamente questo va ad aumentare il tempo di calcolo;
- la pressione del gas è stata trascurata; vero è che, in base a precedenti studi, essa non altera di molto il comportamento, anzi porta un effetto benefico;
- le incertezze riguardo il legame costitutivo del materiale non consentono di definire in modo adeguato il comportamento anisotropo dell'elemento cavo;

- il modello considera solo la tubazione rettilinea, e non si analizzano gli effetti di eventuali curvature;
- si assume la condotta interrata in un terreno sabbioso, senza considerare altri tipi di terreni;
- non si è tenuto in conto della presenza dell'acqua all'interno del terreno.

Nonostante queste limitazioni, i risultati della simulazione numerica appaiono confrontabili con i valori della modellazione di Karamitros, almeno fino a 1,50 metri di dislocazione della faglia.

Anche nell'analisi di un tratto di condotta sottoposta a fenomeni di scivolamento per frana in direzione parallela, la modellazione agli elementi finiti presenta le medesime limitazioni del modello-faglia, ad eccezione della pressione interna del gas.

Lo studio del problema potrà essere successivamente raffinato, effettuando simulazioni e analisi di sensibilità sull'angolo di inclinazione β tra la condotta e il piano di faglia e sul diametro e lo spessore del tubo. In fase progettuale il modello messo a punto potrà essere utilizzando in modo accurato qualora si avesse la disponibilità di indicazioni circa la lunghezza di ancoraggio della tubazione e sulle caratteristiche della trincea.

Il modello potrà inoltre essere modificato allo scopo di considerare anche gli altri possibili effetti, che si possono verificare in seguito al sisma, come la liquefazione o la deformazione permanente per frana con condotta perpendicolare alla direzione di scivolamento.

BIBLIOGRAFIA

PUBBLICAZIONI

- AKBAS, O'ROURKE, UCKAN, SHEN, CAGLAR, 2015 "Performance-Based design of buried steel pipes at fault crossing" Pressure and Vessel & Piping Conference, Boston, Massachusetts, USA;
- BALLANTYNE D., 2008, "Oil and gas pipelines" United States Geological Survey;
- CHENNA RAJARAM, TERALA SRIKANTH, SINGH AJAY PRATAP, MOHAN KAPIL, RASTOGI BAL KRISHNA, RAMANCHARLA PRADEEP KUMAR, 2014 "Vulnerability assessment of buried pipelines" Frontier in Geotechnical Engineering (FGE), Volume 3;
- COMSOL Multiphysics User's guide, 2012;
- COMSOL Multiphysics Structural mechanics module, 2007;
- GANTES CHARIS J. AND. MELISSIANOS VASILEIOS E, 2016 "Evaluation of Seismic Protection Methods for Buried Fuel Pipelines Subjected to Fault Rupture", Evaluation of Seismic Protection Methods for Buried Fuel Pipelines Subjected to Fault Rupture.Front. Built Environ.,2-34.
- GENERALTUBI "Tubi acciaio per condotte metano EN 10208-2";
- KARAMITROS D.K., BOUCKOVALASN G.D., KOURETZIS G.P., GKESOUL G.P., 2011 "An analytical method for strength verification of buried steel pipelines at normal fault crossings" Soil Dyn Earthq Eng 31,1452-1464;
- NEWMARK N.M AND HALL W.J, 1975 "Pipeline Design To Resist Large Fault Displacement" Proceedings of the U.S national conference on earthquake engineering, Arbor, University of Michigan 416-425;
- O'ROURKE, PALMER, 1996 "Earthquake performance of gas transmission pipelines", Earthquake Spectra, Vol.12, No.3,493-527;
- PAOLUCCI, SANTORO 2013 "Effetti della rottura in faglia normale su condotte interrato" Tesi, Politecnico di Milano;
- PLANO A. "Saldature";
- TECNOLOGIE IMPIANTI "E-Impianti a gas";

- TRIFUNAC M.D., 2003 “Nonlinear soil response as a natural passive isolation mechanism. Paper II. The 1933, Long Beach, California earthquake” Soil Dyn Earth Eng, 549-562;
- WELLS D.L., COPPERSMITH K.J, 1994 “New empirical Relationship among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, ad surface displacement” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.84, No.4, 974-1002;
- YAO T. HSU AND CHUNG C. FU, MEMBERS, 2000 “Study of Damaged Wushi Bridge in Taiwan 921 Earthquake” Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol.5, No.4.

NORMATIVE

- ALA ASCE FEMA 2005 - Guidelines For The Design Of Buried Steel Pipe;
- AWWA American National Standard for the thickness design of ductile-Iron pipe;
- ASCE 1984 – Guidelines for the Seismic Design Of Oil And Gas Pipeline System;
- ASCE (4-98) Seismic Analysis of Safety-related Nuclear Structures and Commentary;
- ASME B31.8 - 2010 Gas Transmission and Distribution Piping Systems;
- DECRETO MINISTERIALE 16/04/2018 “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”;
- FEMA 233, Earthquake Resistant Construction of Gas and Liquid Fuel Pipeline Systems Serving, or Regulated by, the Federal Government;
- IITK-GSDMA Guidelines for seismic design of buried pipelines;
- NTC2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- PRCI (Pipeline Research Council International) 2004 - Guidelines for the Seismic Design and Assessment of Natural Gas and Liquid Hydrocarbon Pipelines;
- UNI EN 1993-4-3:2007 "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio -Parte 4-3: Condotte";

- UNI EN 1998-4:2006 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 4: Silos, serbatoi e condotte”;

SITOLOGIA

- <http://www.protezionecivile.gov.it>
- <https://it.wikipedia.org>
- http://www.sjvgeology.org/geology/bakersfield_earthquake.html
- <http://www.johnmartin.com/earthquakes/eqpapers/00000018.htm>
- <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0020655>
- <http://www.oilscams.org/gas-pipeline-construction>

ALLEGATO A

Spettri di progetto

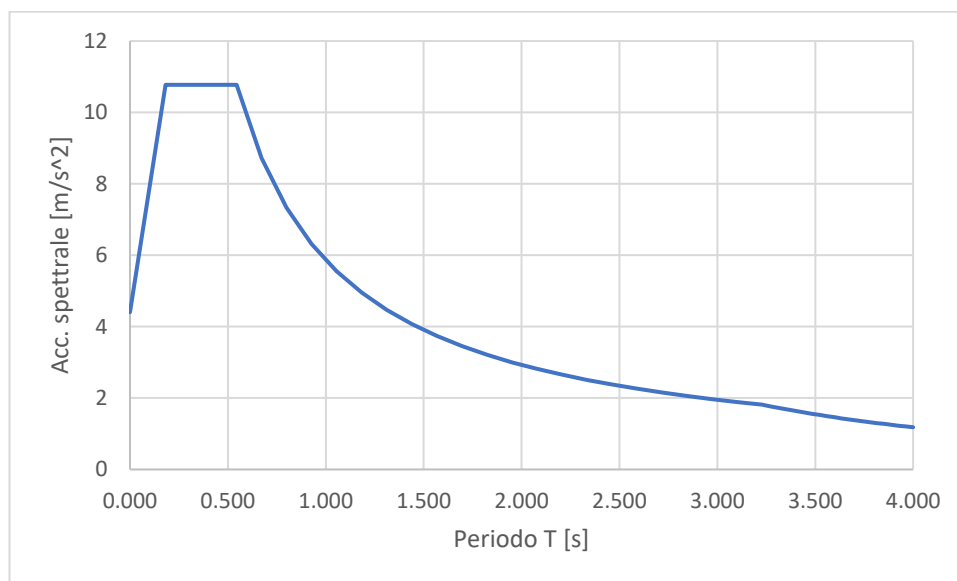


FIGURA 59: SPETTRO DI PROGETTO SLV IN TERMINI DI ACCELERAZIONE

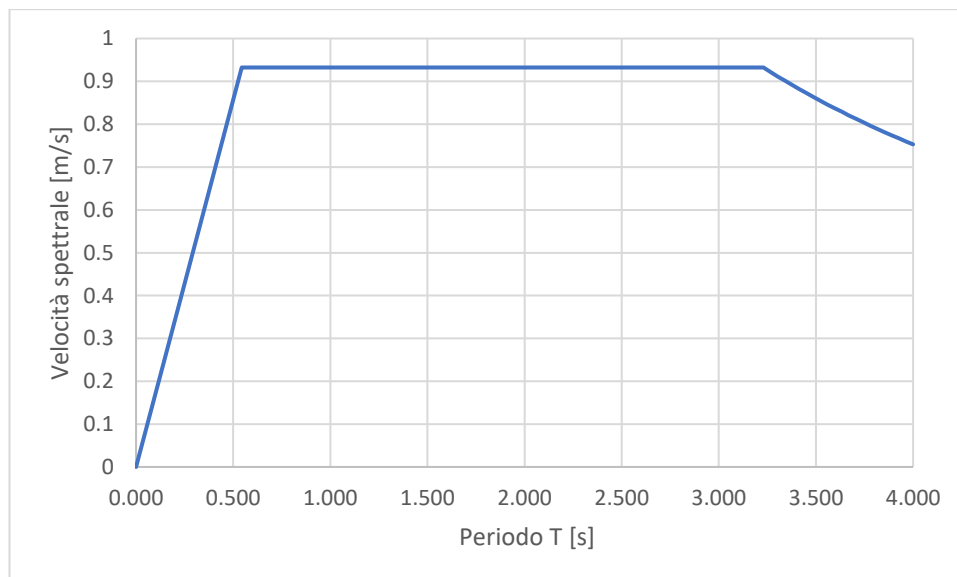


FIGURA 60: SPETTRO DI PROGETTO SLV IN TERMINI DI VELOCITÀ

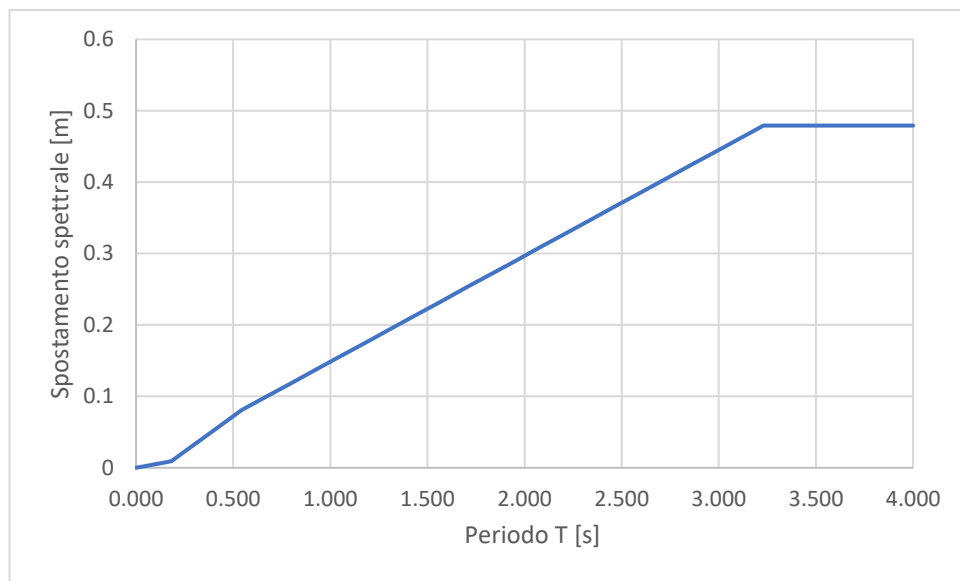


FIGURA 61: SPETTRO DI PROGETTO SLV IN TERMINI DI SPOSTAMENTO

ALLEGATO B

Deformazioni per condotta soggetta a faglia con immersione a 70° con modulo elastico del terreno pari a 5 MPa

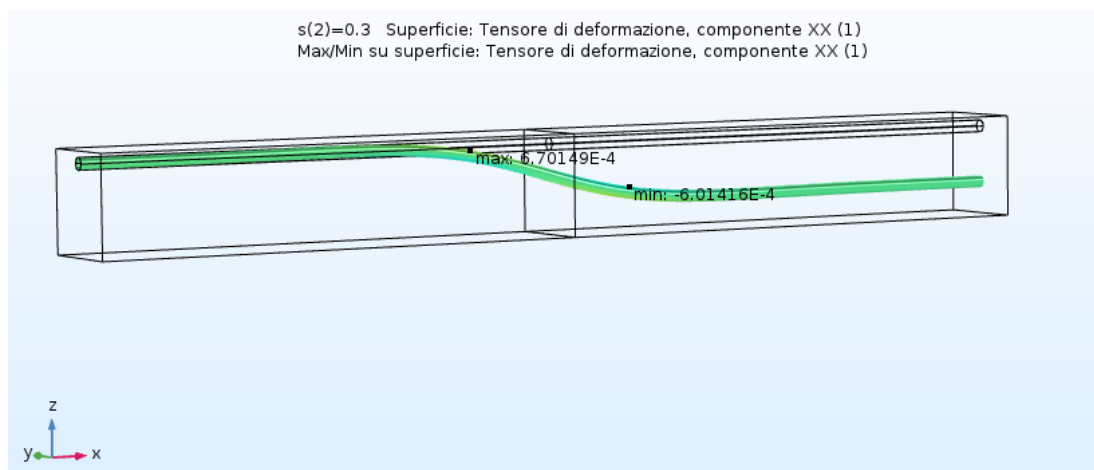


FIGURA 62: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 30 CM

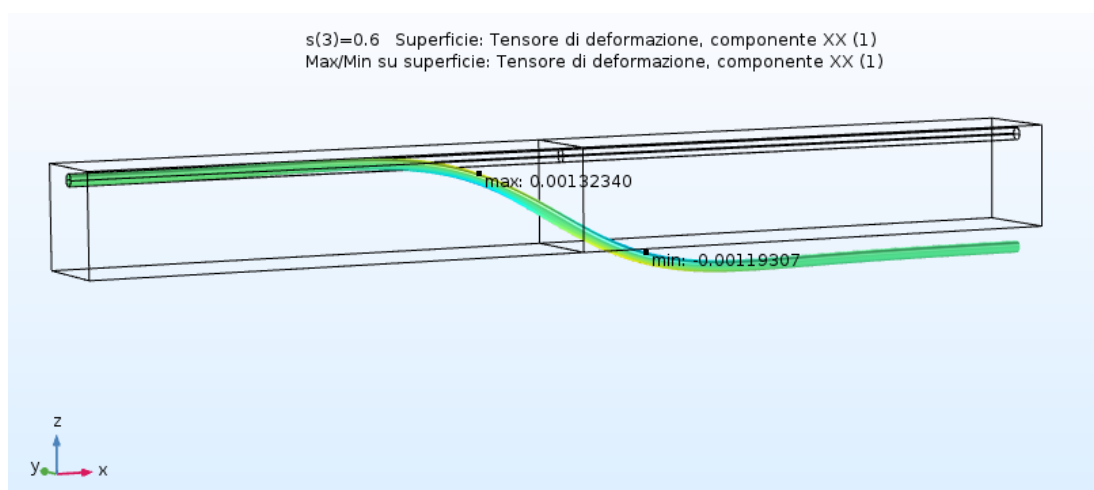


FIGURA 63: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 60 CM

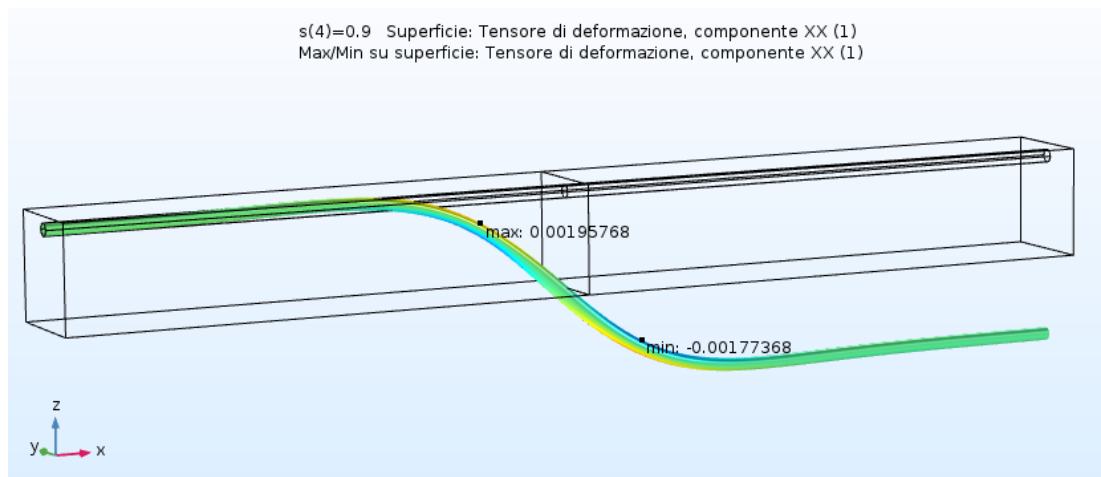


FIGURA 64: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 90 CM

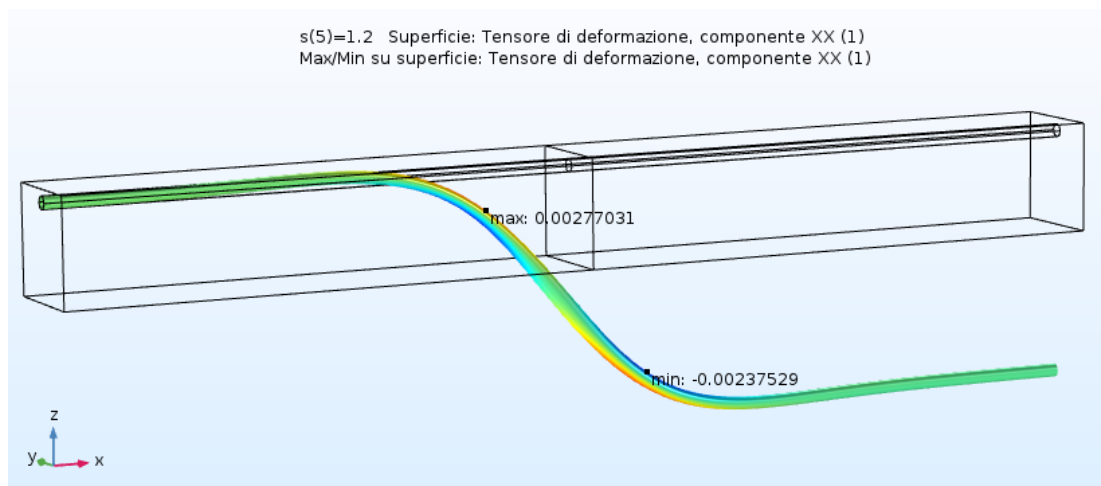


FIGURA 65: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 120 CM

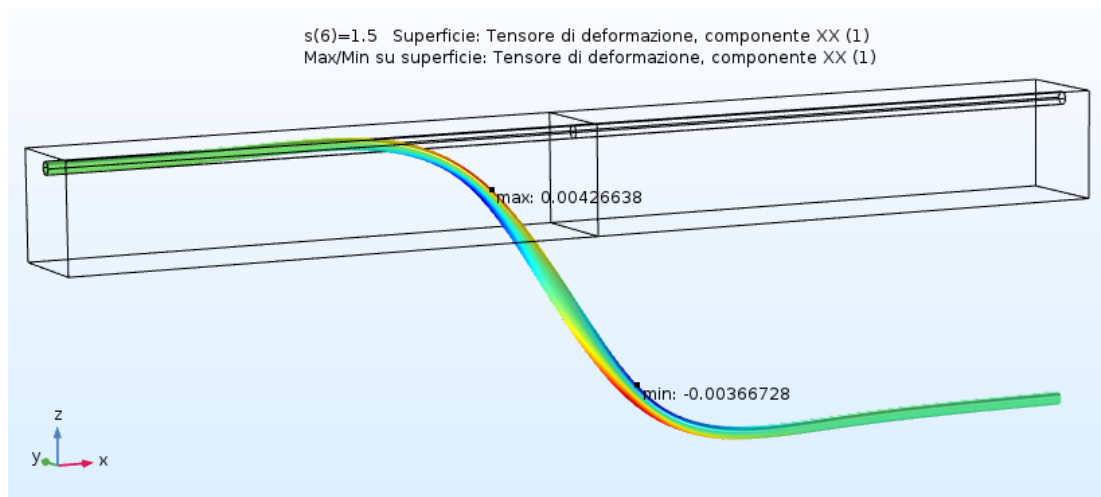


FIGURA 66: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 150 CM

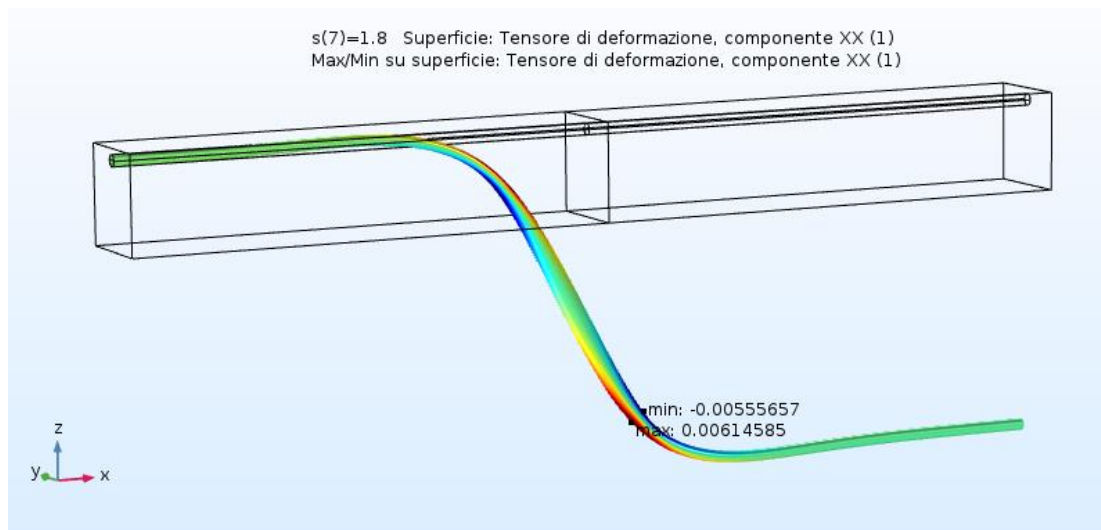


FIGURA 67: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 180 CM

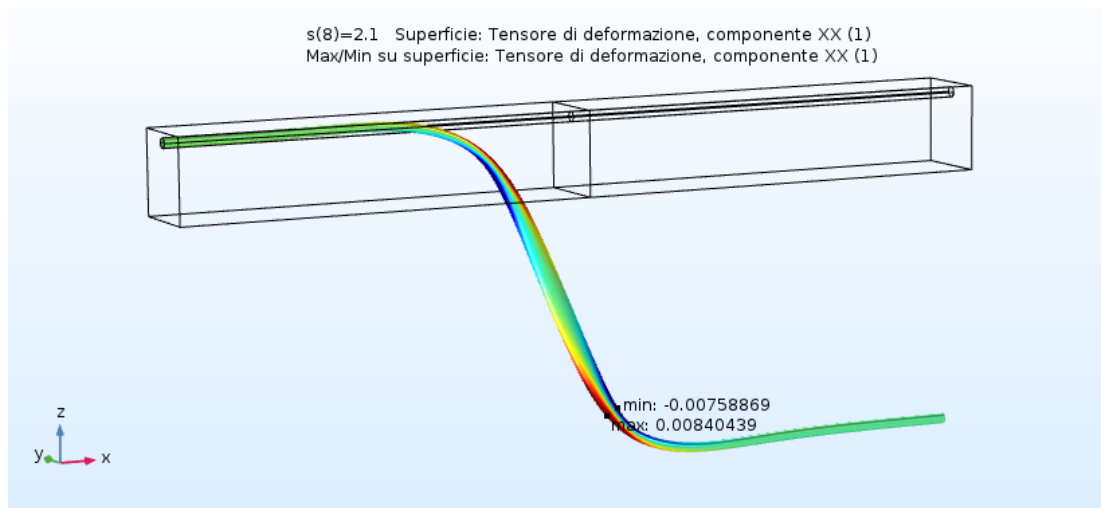


FIGURA 68: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 210 CM

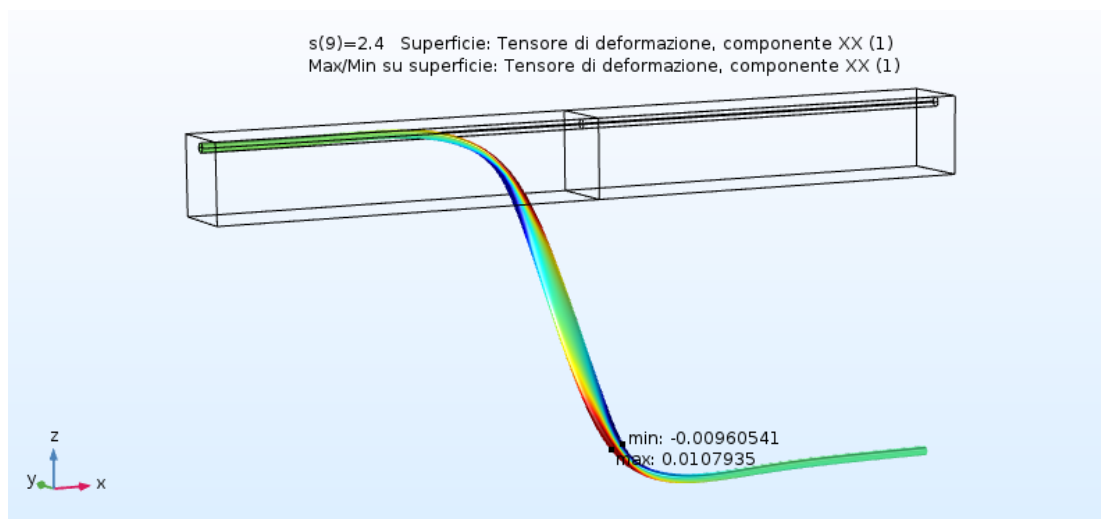


FIGURA 69: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 240 CM

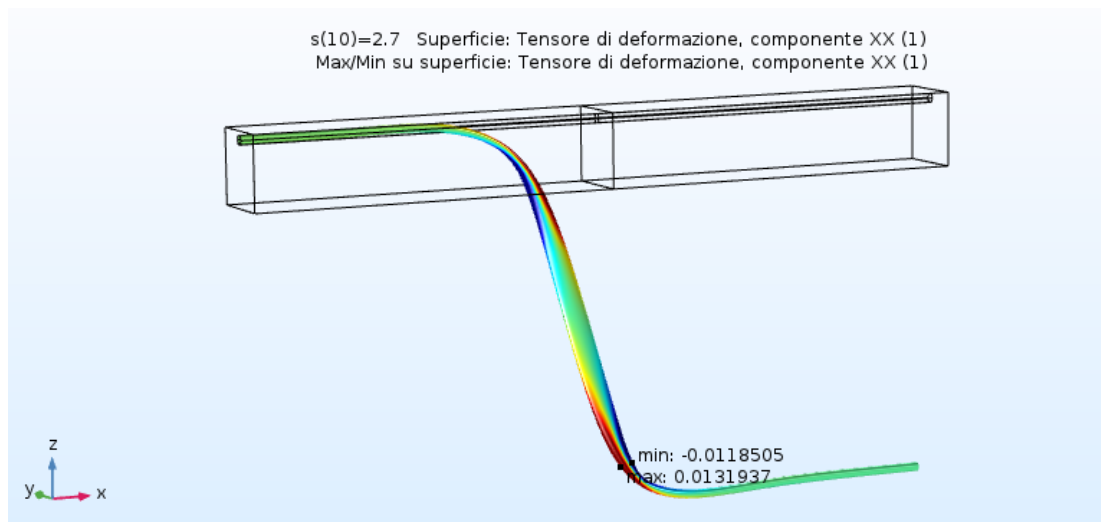


FIGURA 70: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 270 CM

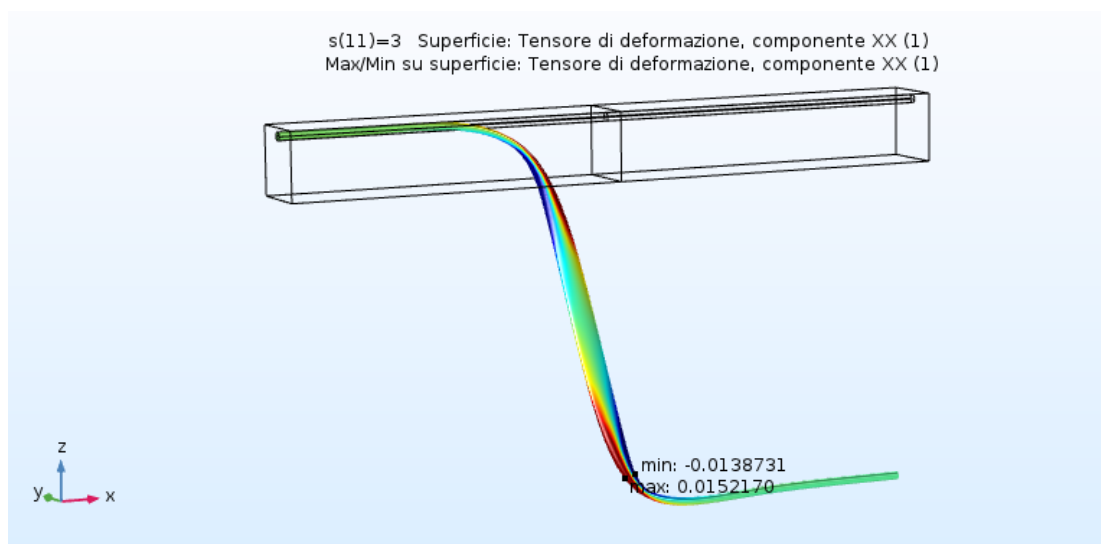


FIGURA 71: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA 300 CM

Deformazioni per condotta soggetta a faglia con immersione a 70° con modulo elastico del terreno pari a 10 MPa

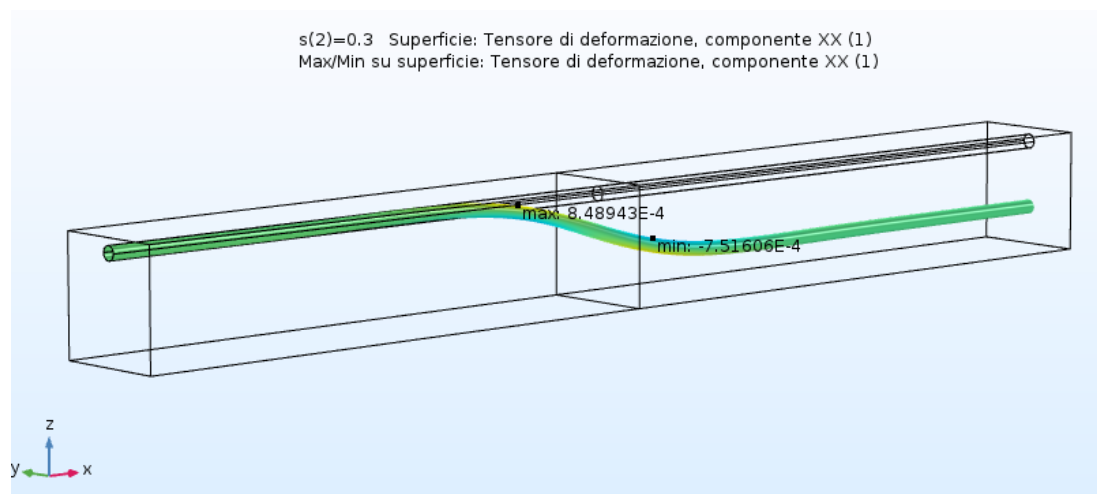


FIGURA 72: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 30 CM CON $E=10$ MPA

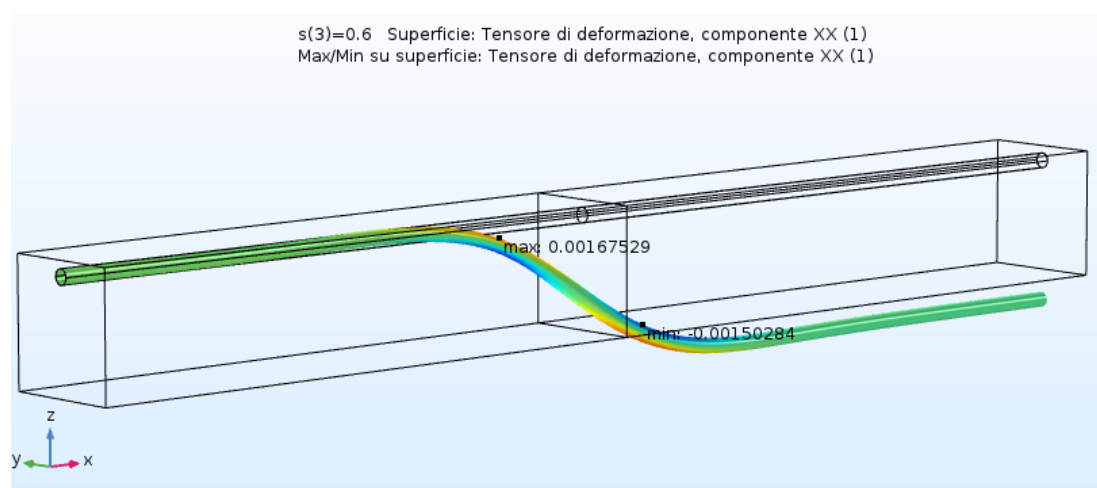


Figura 73: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 60 CM CON $E=10$ MPA

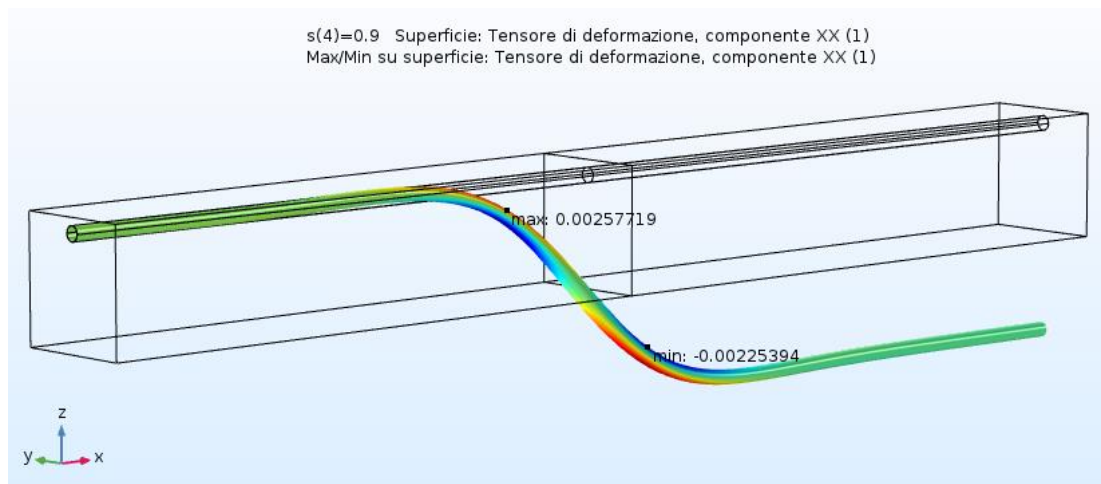


FIGURA 74: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 90 CM CON E=10 MPA

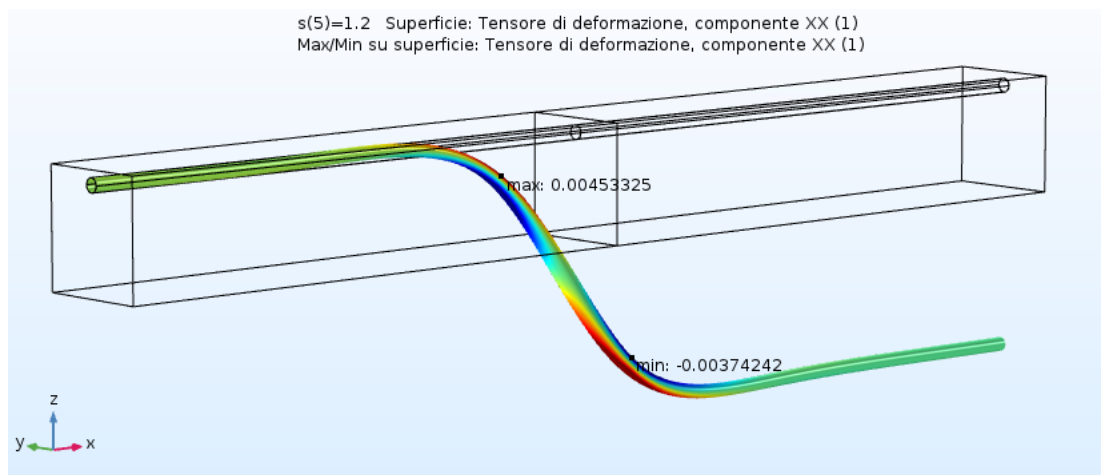


Figura 75: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 120 CM CON E=10 MPA

Deformazioni per condotta soggetta a faglia con immersione a 70° con modulo elastico del terreno pari a 15 MPa

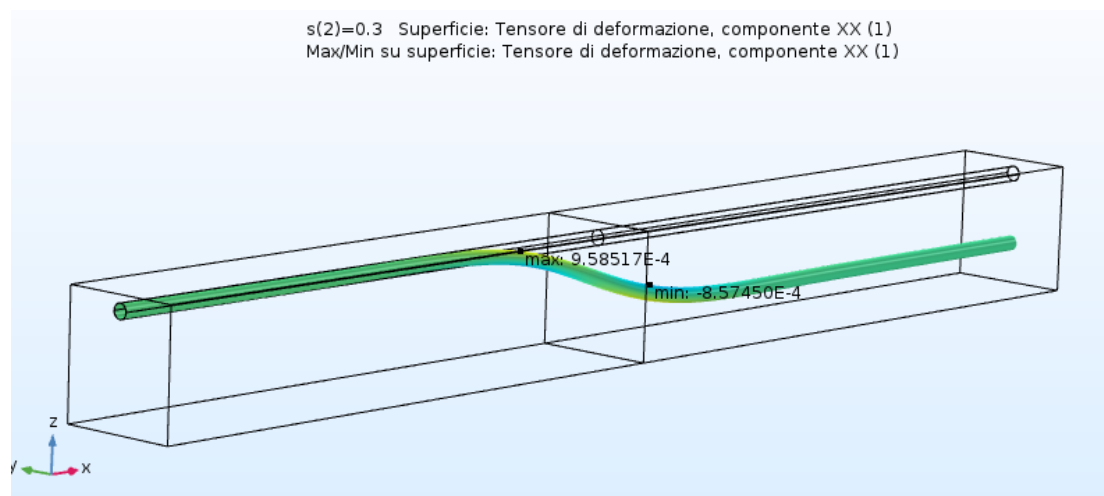


FIGURA 76: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 30 CM CON E=15 MPa

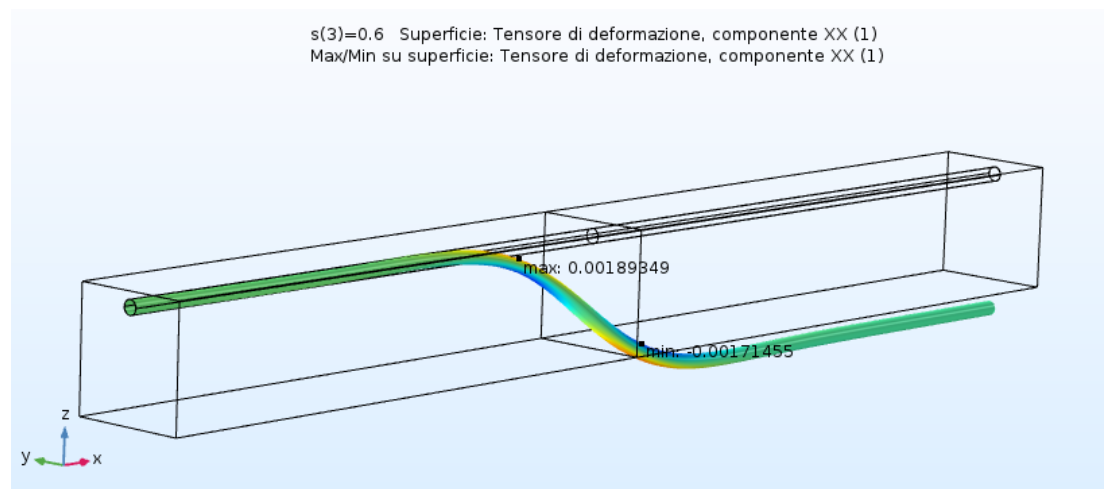


FIGURA 77: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 60 CM CON E=15 MPa

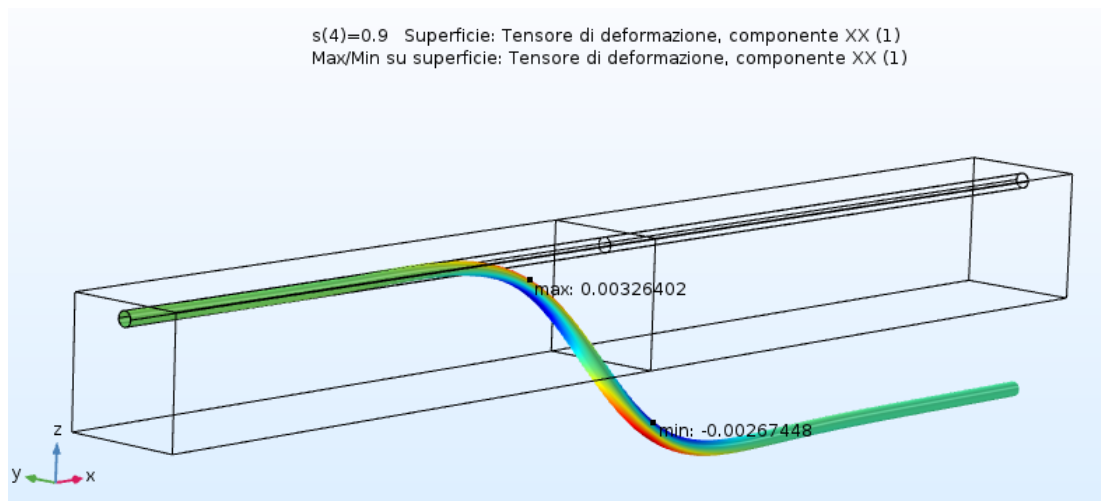


FIGURA 78: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 90 CM CON $E=15$ MPA

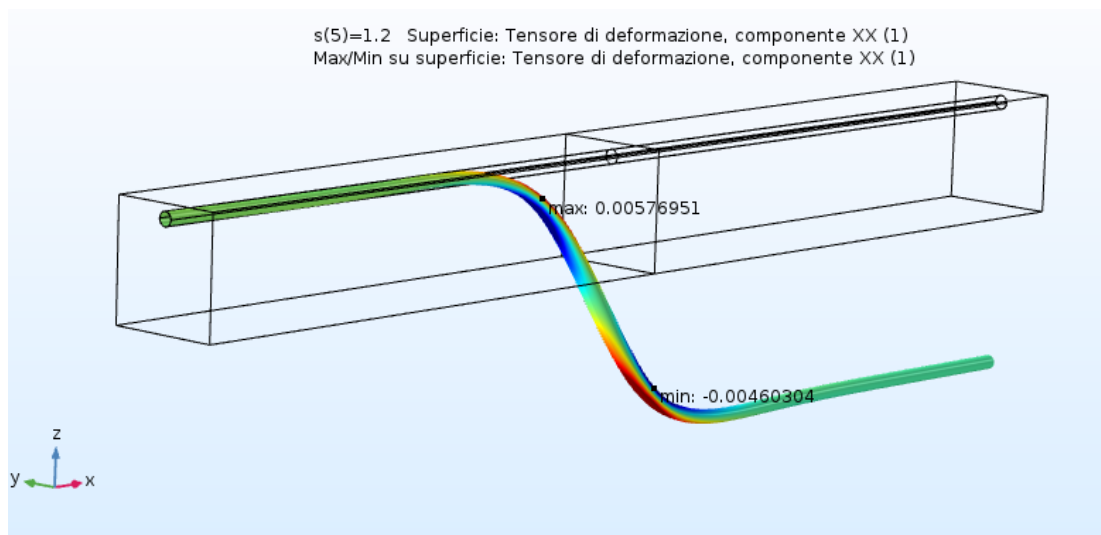


FIGURA 79: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 120 CM CON $E=15$ MPA

Deformazioni per condotta soggetta a faglia normale con immersione di 30 °

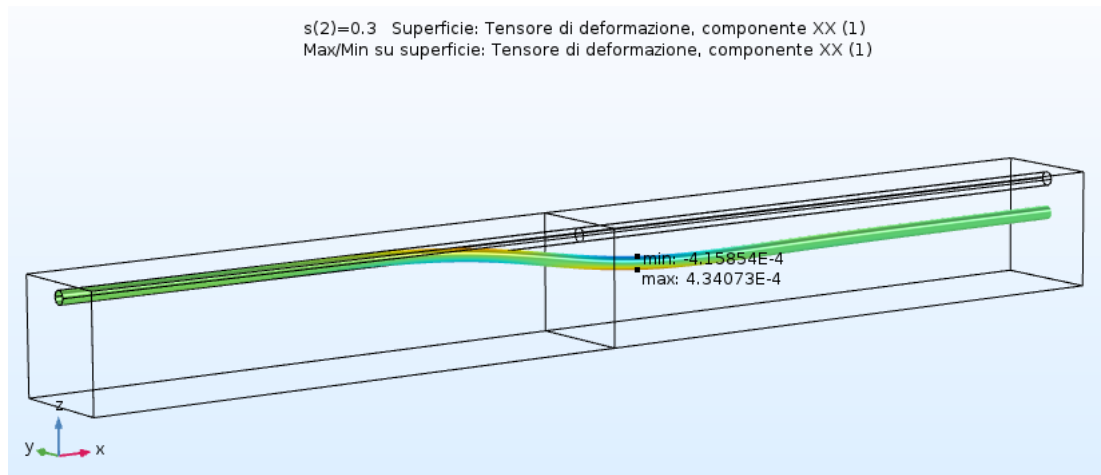


FIGURA 80: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 30 CM CON $\psi=30^\circ$

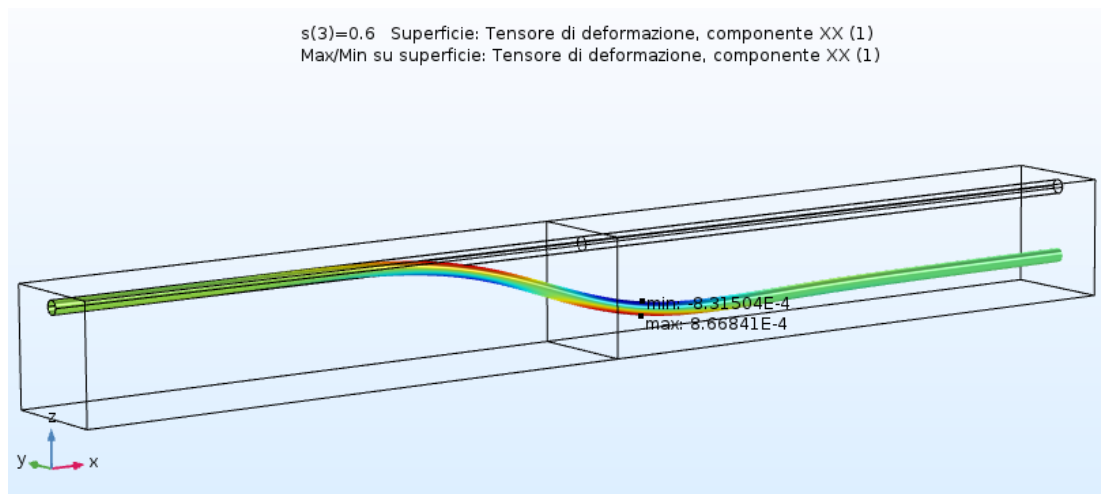


FIGURA 81: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 60 CM CON $\psi=30^\circ$

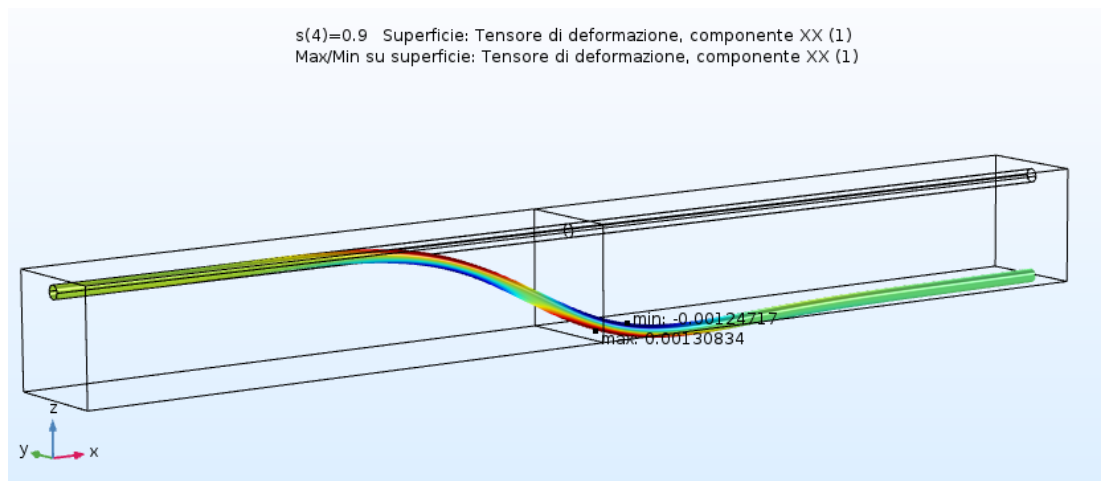


FIGURA 82: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 90 CM CON $\psi=30^\circ$

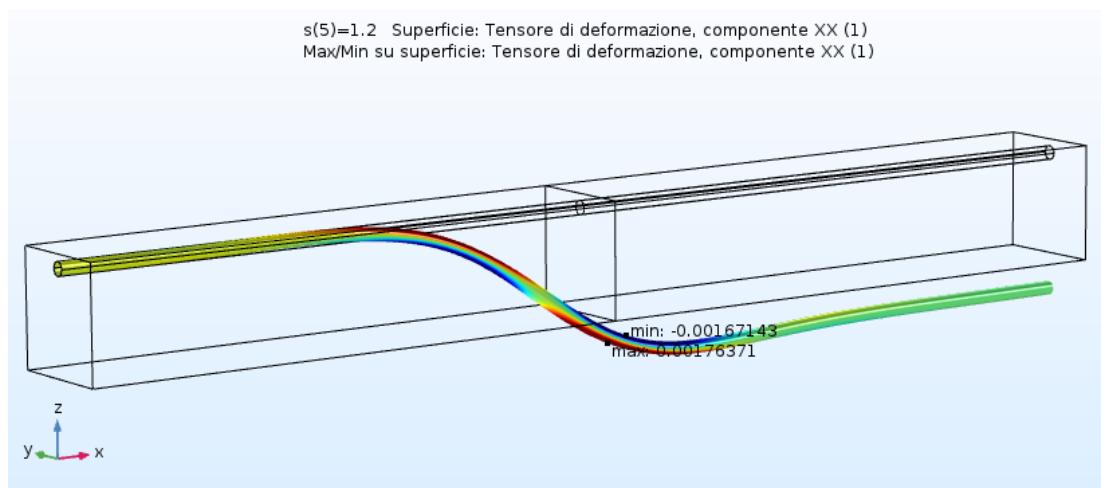


FIGURA 83: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 120 CM CON $\psi=30^\circ$

Deformazioni per condotta soggetta a faglia normale con immersione di 50 °

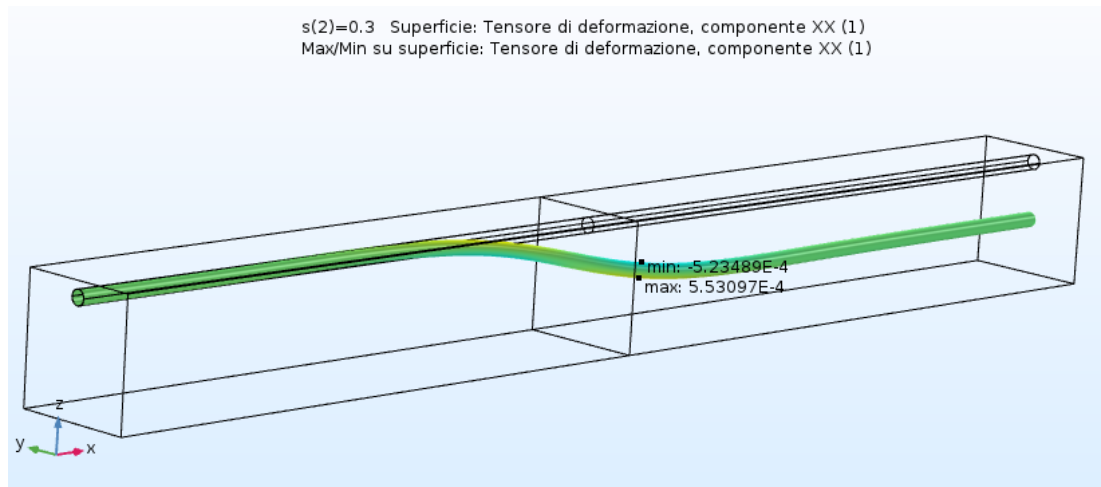


FIGURA 84: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 30 CM CON $\psi=50^\circ$

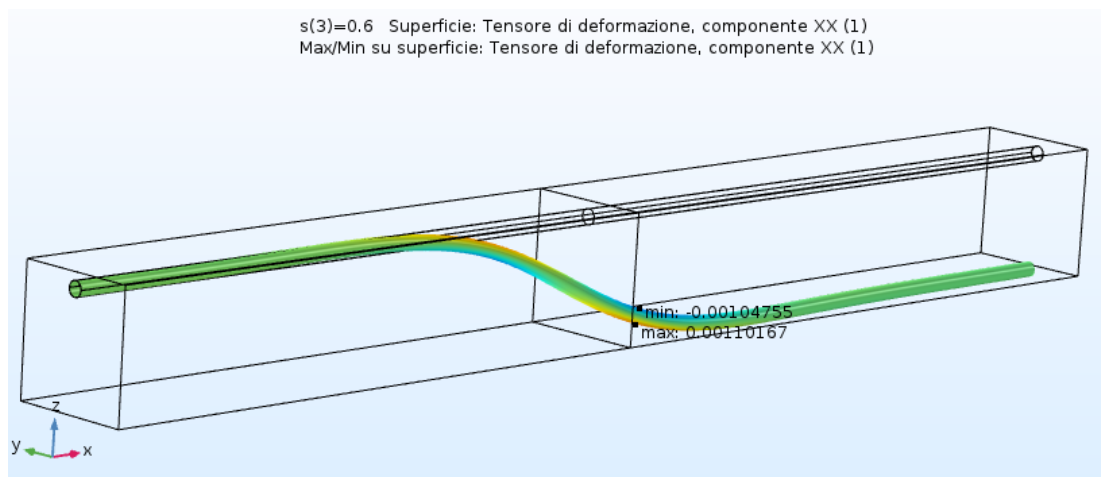


FIGURA 85: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 60 CM CON $\psi=50^\circ$

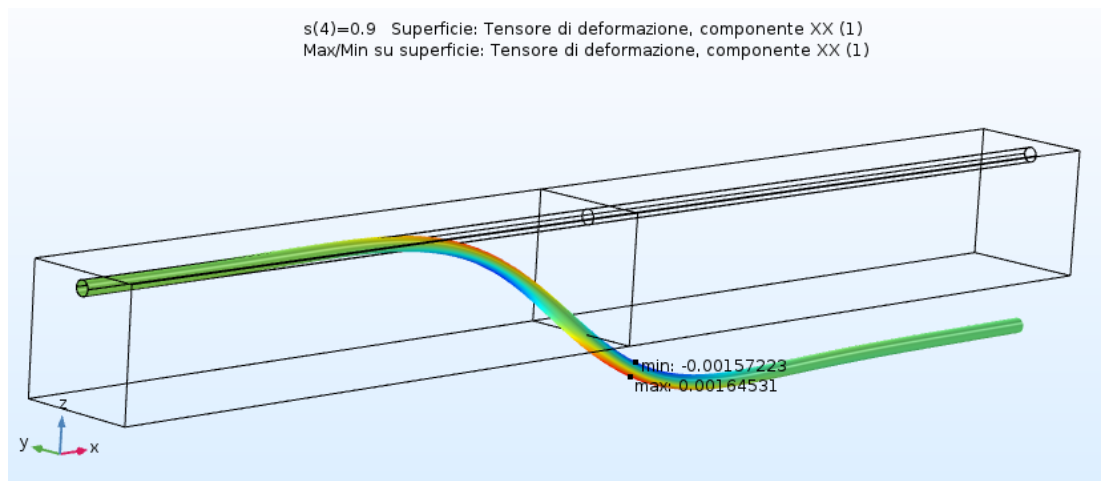


FIGURA 86: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 90 CM CON $\psi=50^\circ$

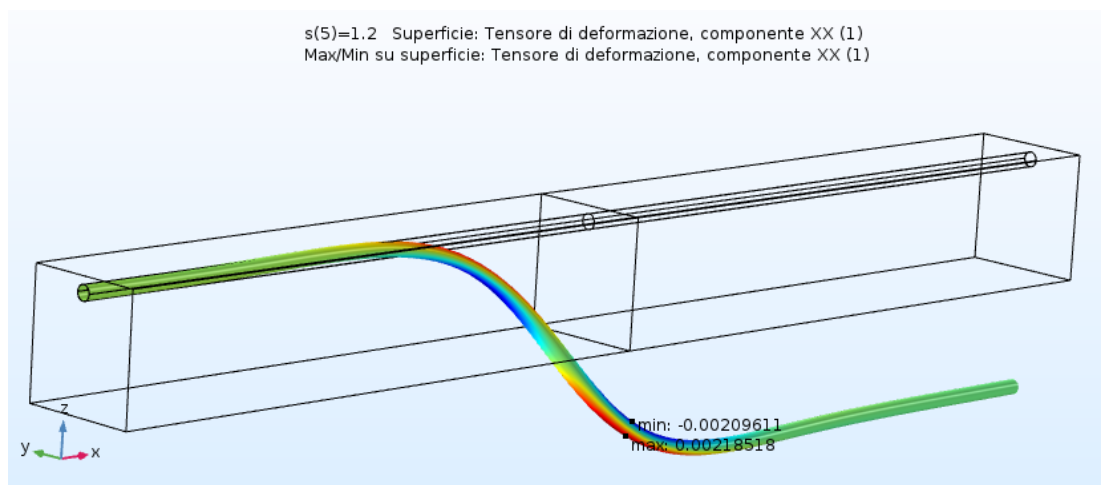


FIGURA 87: DEFORMAZIONI A SEGUITO DI DISLOCAZIONE DI FAGLIA DI 120 CM CON $\psi=50^\circ$

Deformazioni assiali per condotta parallela allo scivolamento di frana su pendio di 30°

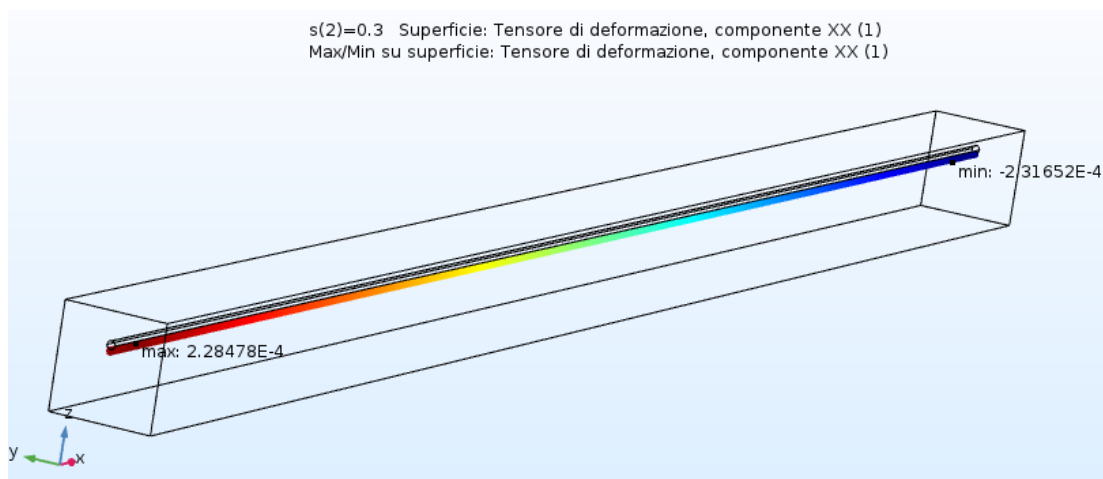


FIGURA 88:DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 30 CM (B=30°)

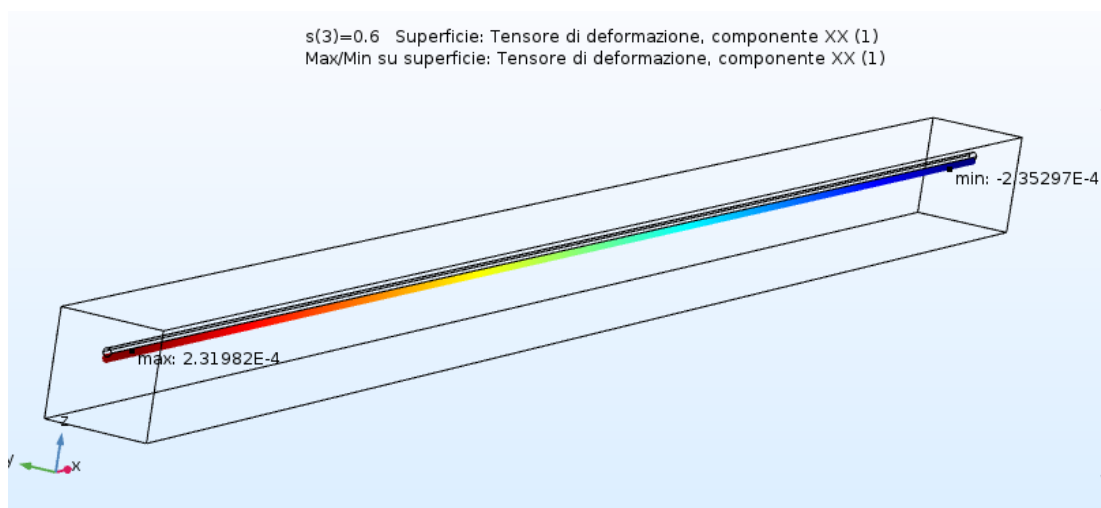


FIGURA 89:DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 60 CM (B=30°)

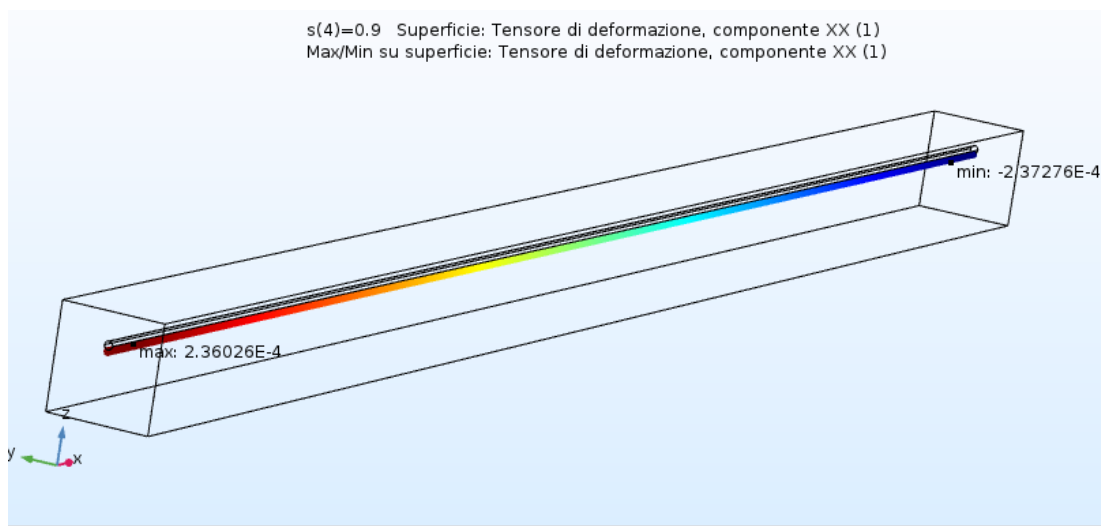


FIGURA 90:DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 90 CM ($B=30^\circ$)

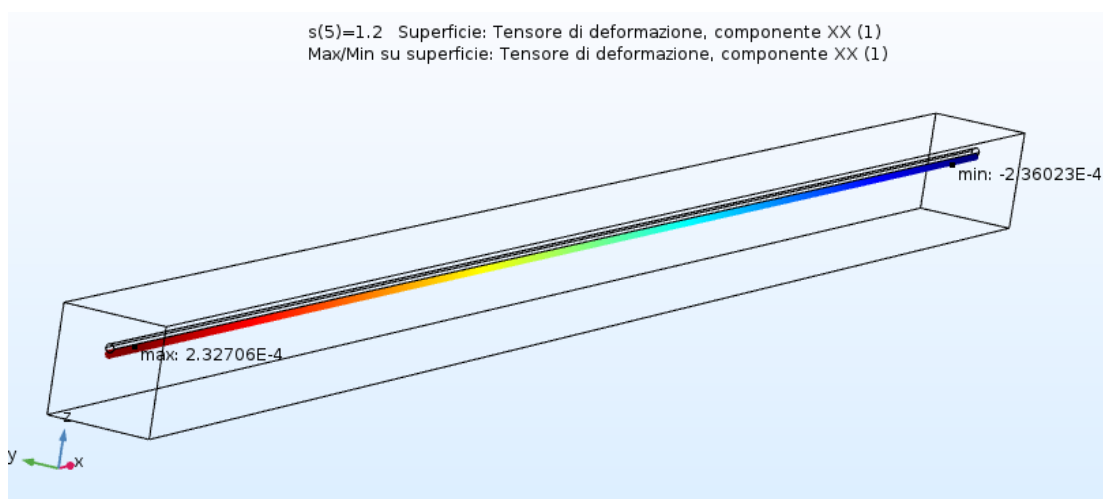


FIGURA 91:DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 120 CM ($B=30^\circ$)

Deformazioni assiali per condotta parallela allo scivolamento di frana su pendio di 40°

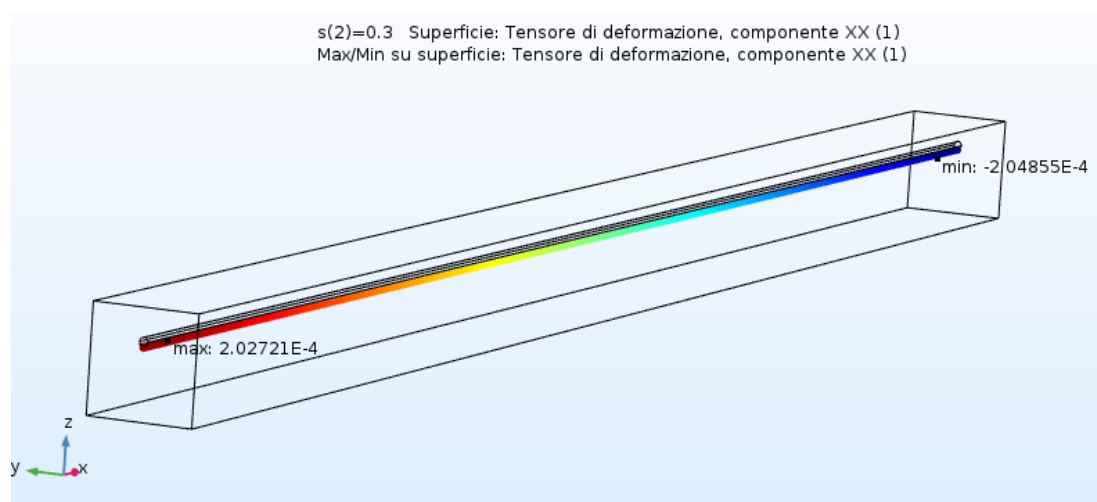


FIGURA 92: DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 30 CM ($B=40^\circ$)

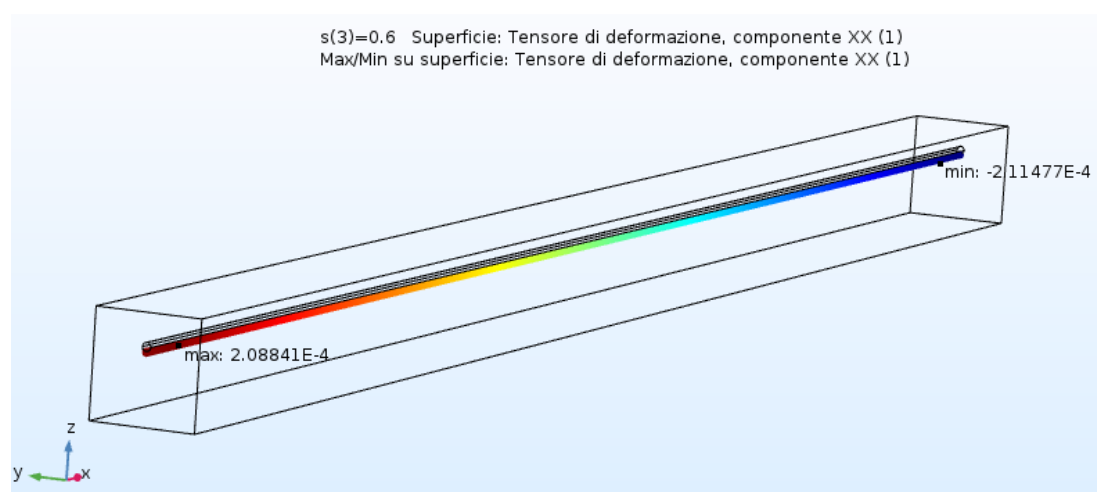


FIGURA 93: DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 60 CM ($B=40^\circ$)

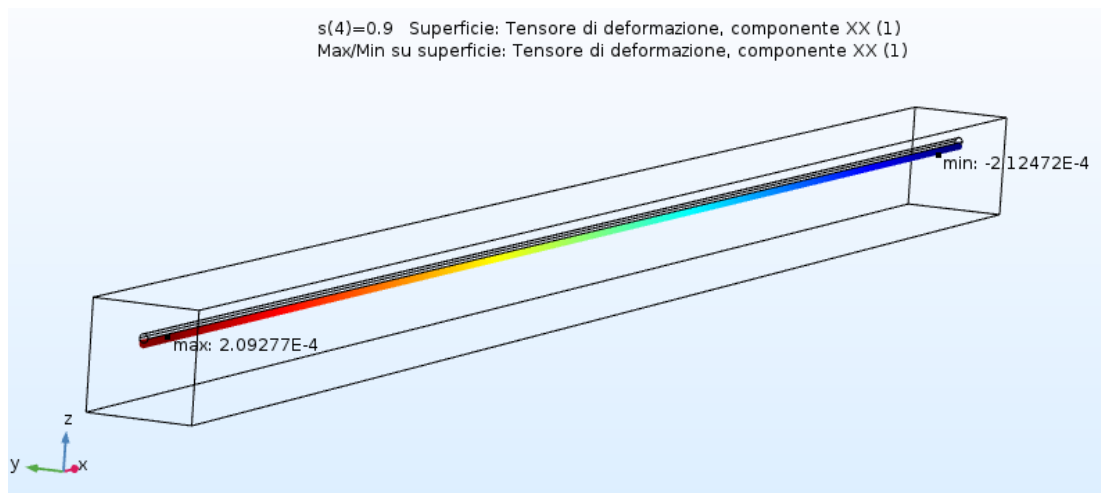


FIGURA 94:DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 90 CM (B=40°)

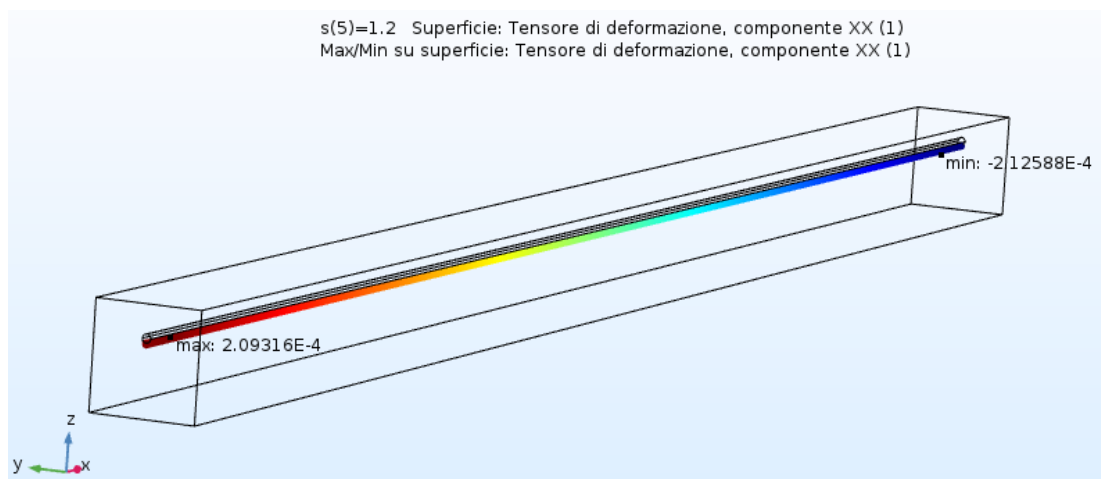


FIGURA 95:DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 120 CM (B=40°)

Deformazioni assiali per condotta parallela allo scivolamento di frana su pendio di 50°

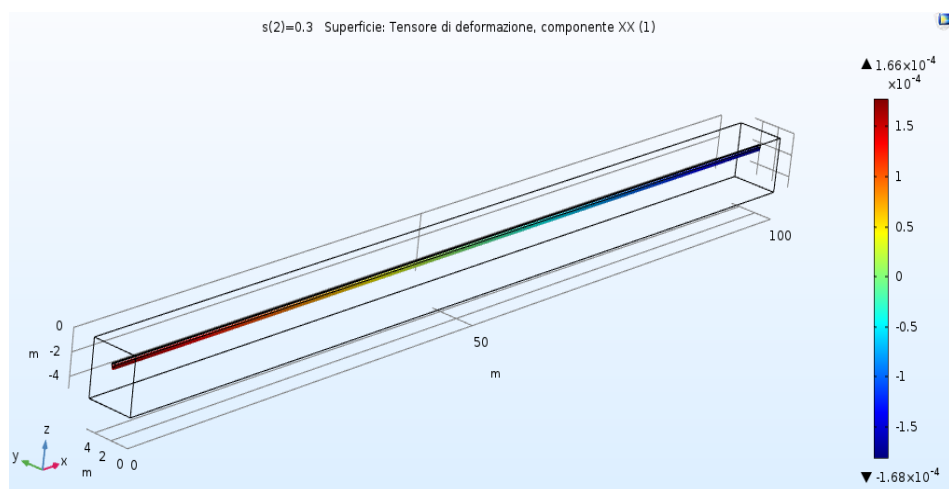


FIGURA 96: DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 30 CM (B=50°)

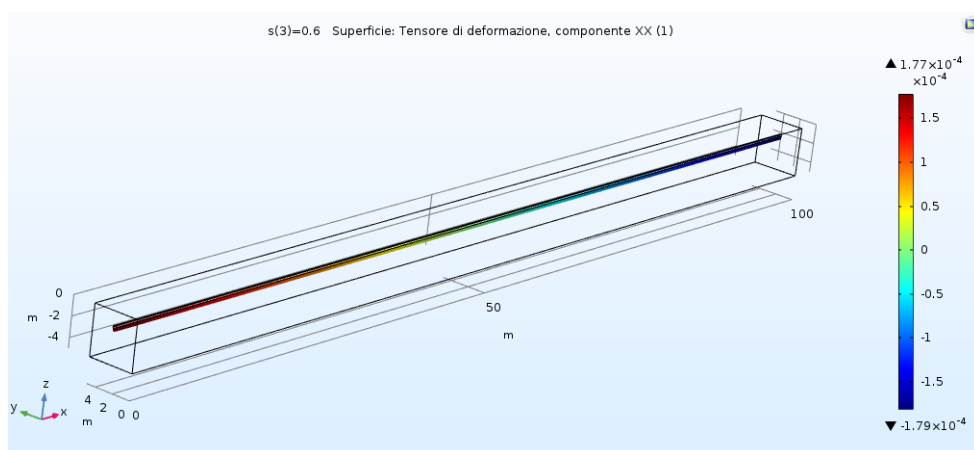


FIGURA 97: DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 60 CM (B=50°)

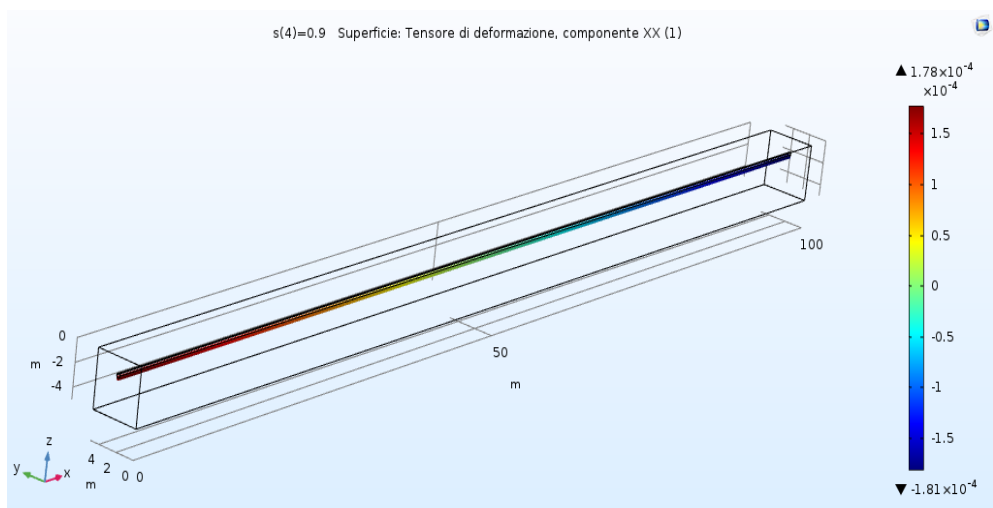


FIGURA 98: DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 90 CM (B=50°)

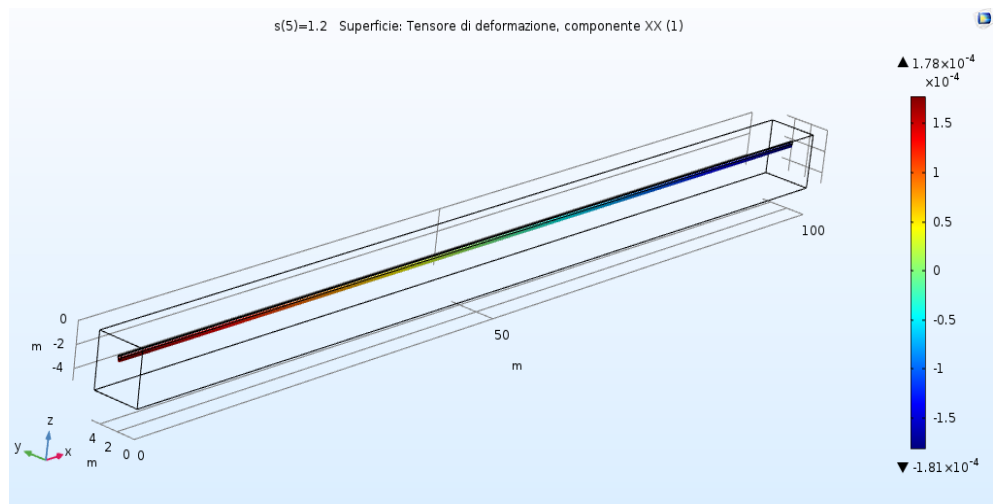


FIGURA 99: DEFORMAZIONI ASSIALI ALLO SPOSTAMENTO DI FRANA DI 120 CM (B=50°)