

Politecnico Di Milano



**Facoltà di Ingegneria Per L'Ambiente E Il
Territorio**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

**EFFETTI DELLA ROTTURA IN FAGLIA NORMALE SU
CONDOTTE INTERRATE**

Tesi di laurea di:
Domenico SANTORO
matricola 783653

Relatore:
Chiar.mo Prof. Roberto PAOLUCCI

Anno Accademico 2012 – 2013

RINGRAZIAMENTI

Alla fine di un lavoro di laurea così interessante ma anche così impegnativo, è doveroso chiamare in causa chi ha contribuito alla realizzazione di questo lavoro, chi mi ha sostenuto in questo periodo e chi, in generale, è stato importante per la mia crescita professionale, didattica e umana. Ringrazio innanzitutto il prof. Roberto Paolucci che, dopo la tesi di laurea triennale, mi ha proposto, di nuovo, un lavoro estremamente stimolante e di grande interesse pratico, potendo anche incontrare, attraverso questo lavoro, personale esperto in materia da cui imparare tanto. Ringrazio il dott. Stefano Mariani per il prezioso supporto tecnico durante questi ultimi mesi di lavoro e Ali Guney Ozcebe per l'enorme aiuto nella fase di elaborazione del modello a elementi finiti, sia nella parte di preparazione che in quella interpretativa: un confronto continuo che mi ha permesso di sviluppare ulteriormente alcuni aspetti del problema.

Ai miei genitori, senza i quali non starei neppure scrivendo queste righe, e a mio fratello Claudio. A tutti i parenti: ai miei nonni, Antonio, Maria Careri e Maria Perri, agli zii Alessandro, Maria, Caterina, Stefano e tutti gli altri a seguire.

Agli amici di vecchia e nuova data, Angelo, Chiara, Simone, Ilaria, Giovanni, Marco, Davide.

A Matteo, Chiara, Edoardo e Diego, per aver dato quel tocco di pepe in più che è stato l'ideale in questi ultimi due anni di studio.

Ad alcuni professori che, durante il mio percorso formativo, hanno dimostrato di essere persone con una certa sensibilità prima di essere insegnanti ligi al dovere: a tutti i professori delle scuole medie e menzione speciale per alcuni professori del Liceo Scientifico "Primo Levi" di San Donato Milanese, ovvero Ubaldo Busolin, Marco Locati, Renzo Zambello e Gianluigi Fiorini.

Alle persone che sono state continua fonte di ispirazione e motivazione al di fuori dell'ambito universitario, in particolare a tutti i miei insegnanti di danza, con menzione speciale per "il boss", Elisa.

Infine, ma non per ordine di importanza, a Sarah: la mia ancora, il mio sostegno, la mia forza, la mia metà.

Sommario

1	Introduzione	1
1.1	Comportamento di condotte in occasione di terremoti documentati	2
1.1.1	Terremoto di Kocaeli.....	3
1.1.2	Terremoto di Duzce.....	4
1.1.3.	Terremoto di Leuca	6
1.2	Quadro delle regole e linee guida progettuali	7
1.3	Obiettivi del lavoro.....	9
2	Le condotte	11
2.1	Classificazione delle condotte.....	11
2.1.1	Classificazione per struttura.....	11
2.1.2	Classificazione per fluido trasportato	13
2.1.2.1	Oleodotti.....	13
2.1.2.2	Gasdotti.....	15
2.1.2.3	Acquedotti.....	17
2.2	Collegamenti tra condotte: i giunti	18
2.2.1	Giunti saldati	19
2.2.1.1	Tipologie di saldatura	19
2.2.1.2	Ispezione delle saldature	21
2.2.2	Giunti non saldati	24
2.2.2.1	Giunti a bicchiere ("Bell-and-spigot" o "Spigot-and-Socket").....	24
2.2.2.2	Giunti a manicotto ("Muff joint").....	25
2.2.2.3	Giunti a flangia ("Flanged joint").....	26
2.2.2.4	Giunti Victaulic	27
2.3	Interazione tra pipelines e terremoti.....	28
3	Metodi analitici	32
3.1	Interazione terreno-condotta	33
3.1.1	Interazione longitudinale	36
3.1.2	Interazione trasversale orizzontale.....	37
3.1.3	Interazione trasversale verticale.....	38
3.2	Newmark&Hall (1975).....	39
3.3	Kennedy (1977)	45
4	Metodo delle cerniere plastiche	54
4.1	Cos'è una cerniera plastica	55

4.2	Il metodo.....	59
4.3	Relazioni geometriche.....	59
4.3.1	Faglia trascorrente	59
4.3.2	Faglia normale.....	62
4.4	La potenza dissipata.....	66
4.4.1	Faglia trascorrente	67
4.4.2	Faglia normale.....	67
4.5	Minimizzazione della potenza dissipata.....	70
4.5.1	Faglia trascorrente	70
4.5.2	Faglia normale.....	76
4.6	Analisi parametriche	77
4.6.1	Faglia trascorrente	77
4.6.1.1	Variazione dell'angolo di interesezione faglia-condotta.....	77
4.6.1.2	Variazione dell'angolo d'attrito.....	79
4.6.1.3	Variazione della profondità dell'asse della condotta.....	80
4.6.1.4	Variazione della geometria della condotta	80
4.6.2	Faglia normale.....	82
4.6.2.1	Variazione dell'angolo di immersione.....	82
4.6.2.2	Variazione dell'angolo d'attrito.....	84
4.6.2.3	Variazione della profondità dell'asse e della geometria della condotta.....	85
4.6.2.4	Variazione del peso specifico	87
4.7	Profili di deformazione della condotta per faglia normale.....	88
4.8	Punti di forza e limiti del metodo.....	89
5	Costruzione del modello a elementi finiti	91
5.1	Caratteristiche geometriche e meccaniche	91
5.2	Dinamica della rottura di faglia.....	96
5.3	Modellazione dei materiali	98
5.3.1	Acciaio della condotta.....	98
5.3.2	Terreno.....	101
5.3.2.1	Criteri di rottura	104
5.3.2.2	Legge di flusso	108
5.4	Tipologia di elementi finiti	110
5.5	Contatto tra terreno e condotta	111
5.6	Condizioni al contorno	116
5.7	Validazione del modello free-field	118
5.8	Impostazione numerica del modello	121
5.8.1	Il risolutore	121
5.8.2	Scelta del passo temporale	122
5.8.3	Rampe di carico.....	124

5.8.4	Parallelizzazione	127
6	Risultati del modello a elementi finiti	129
6.1	Dimensioni del modello	131
6.2	Il ruolo della mesh nella condotta	132
6.3	Risultati del modello L=1200m.	134
6.4	Confronto col metodo delle cerniere plastiche	142
6.5	Differenze tra i due approcci.....	147
6.6	Influenza della lunghezza del dominio.....	149
7	Conclusioni	155
8	BIBLIOGRAFIA	160

Indice delle figure

- Figura 1.1: sfilamento di un giunto in una condotta in occasione del terremoto di Kobe del 1995. Fonte: H.Fukuda "Damages in the KOBE Earthquake & Japanese Seismic Design Guidelines of Drinking Water Supply Facilities" 2
- Figura 1.2: schema della rete di distribuzione idrica di Adapazari. Fonte: O'Rourke et al. 2000 3
- Figura 1.3: instabilizzazione locale di un tratto di acquedotto in occasione del sisma di Kocaeli, 1999. Fonte: Eidinger et al.2002 4
- Figura 1.4: localizzazione di alcune rotture nella rete idrica di Duzce (punti rossi). Fonte: Alexoudi M [2005]..... 5
- Figura 1.5: rete idrica di Leuca, città vecchia, e principali rotture. Fonte: Alexoudi M et al., 2006 6
- Figura 2.1: condotta continua in acciaio con giunti meccanici. Foto di Robin Drayton, geograph.org.uk..... 12
- Figura 2.2: condotte idriche in calcestruzzo armato. "Federal Highway Administration", US Department Of Transportation 13
- Figura 2.3: oleodotto di Bratislava. Fonte: buongiornoslovacchia.sk..... 14
- Figura 2.4: posa di condotte in PVC per la rete fognaria. Fonte: www.pvc4pipes.com 17
- Figura 2.5: ispezione visiva. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose..... 21
- Figura 2.6: ispezione radiografica. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose..... 21
- Figura 2.7: ispezione magnetoscopica. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose 22
- Figura 2.8: hydrotesting su condotta in acciaio con saldature elettriche EW. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose..... 22
- Figura 2.9: ispezione di una saldatura tramite ultrasuoni. Fonte: "Cenni sui controlli non distruttivi", Prof.Massimiliano Pau, Università degli Studi di Cagliari. 23
- Figura 2.10: schema dei vari metodi di ispezione. Fonte: "Cenni sui controlli non distruttivi", Prof.Massimiliano Pau, Università degli Studi di Cagliari. 23
- Figura 2.11: schema di un giunto a bicchiere con dettaglio delle estremità maschio e femmina. Fonte: www.strrohr.at/it/..... 24
- Figura 2.12: dettaglio di un giunto a bicchiere con parti costituenti. Fonte: Sureco Tecnologie e Servizi 25
- Figura 2.13: giunto a bicchiere Tyton. Fonte: FT Pipeline Systems 25
- Figura 2.14: giunti Straubb a manicotto. 26
- Figura 2.15: giunto a flangia con viti esterne. Fonte: FT Pipeline Systems..... 26
- Figura 2.16: particolare della morsa del giunto Victaulic. 27
- Figura 2.17: giunto Victaulic. Fonte: FT Pipeline Systems 27
- Figura 2.18: modalità di rottura su condotte segmentate. Fonte: O'Rourke&Ballantyne, 1992 28
- Figura 2.19: buckling in una condotta di acciaio. Fonte: Suzuki N.,2003..... 30
- Figura 3.1: vista in pianta e in sezione delle deformate di una condotta in faglia trascorrente (sopra) e normale (sotto). Da ASCE "Guidelines for the Design of Oil and Gas Pipeline Systems", 1984 34
- Figura 3.2: schematizzazione dell'interazione suolo-condotta attraverso molle elastoplastiche. "ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe", Luglio 2001 35

- Figura 3.3: diagrammi forza di interazione-spostamento. "ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe"- Luglio 2001 35
- Figura 3.4: schema trilineare per la curva di carico dell'acciaio. ASCE "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Buried Pipeline Systems" 40
- Figura 3.5: schema geometrico del problema 41
- Figura 3.6: schema geometrico del piano di faglia e componenti di spostamento. ASCE "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Buried Pipeline Systems", 1984 44
- Figura 3.7: andamento dello spostamento massimo ammissibile in funzione dell'angolo di intersezione faglia-condotta, per lunghezza d'ancoraggio pari a 50m. La presenza della sola componente assiale porta a sovrastime importanti dello spostamento (anche oltre i 20m) 45
- Figura 3.8: schema descrittivo del problema proposto da Kennedy, 1974 46
- Figura 3.9: curva di carico per l'acciaio con costruzione grafica per ricavare i coefficienti numerici. Da "Description of stress-strain curves by three parameters" di Ramberg W. e Osgood W.R. 47
- Figura 3.10: schema della curvatura della condotta e ripresa dello stesso schema da Kennedy R.P. "Fault Movement Effects on Buried Pipeline" 51
- Figura 3.11: confronto curve di spostamento massimo ammissibile tra metodo di Newmark&Hall e metodo di Kennedy 53
- Figura 4.1: schema di trave doppiamente incastrata e con carico distribuito 55
- Figura 4.2: evidenza delle reazioni vincolari dello schema in Figura 4.1 55
- Figura 4.3: diagramma delle sollecitazioni e delle deformazioni in sezione compatta e campo elastico 56
- Figura 4.4: diagramma delle sollecitazioni e delle deformazioni in sezione compatta e campo elasto-plastico 57
- Figura 4.5: evoluzione del problema iperstatico. A sinistra, situazione di equilibrio in condizioni elastiche. Al centro, degradazione dei vincoli dovuta al raggiungimento del momento plastico agli estremi. A destra, condizione di collasso della trave 57
- Figura 4.6: schema descrittivo del problema risolto col metodo delle cerniere plastiche 60
- Figura 4.7: dettaglio della figura 4.6 62
- Figura 4.8: confronto tra i risultati delle ASCE Guidelines e i test in centrifuga in termini di capacità portante funzione dello spostamento di faglia. Xie et al., "Numerical Modeling of Buried HDPE Pipelines Subjected to Normal Faulting:A Case Study" 2013 63
- Figura 4.9: schema per il metodo delle cerniere plastiche da usare nel caso di faglia normale 64
- Figura 4.10: distribuzione delle forze di interazione verticale e curvature della condotta. Da Karamitros et al, "An analytical method for strength verification of buried steel pipelines at normal fault crossing" 64
- Figura 4.11: andamento del fattore di asimmetria RQ e del rapporto tra resistenza al sollevamento Qu e capacità portante Qd. Anche nelle condizioni meccanicamente peggiori, RQ è ben lontano da 0.5 e quindi il grado di asimmetria è consistente 69
- Figura 4.12: potenza dissipata in funzione della rotazione della condotta e dello spostamento imposto. L'imposizione di forze di interazione costanti (grafico 2013) riduce i valori di potenza dissipata 71
- Figura 4.13: proiezione dei minimi di potenza dissipata (linee gialle figura 4.12) 72
- Figura 4.14: distanza tra le cerniere plastiche nella configurazione a minima potenza al variare dello spostamento 73
- Figura 4.15: confronto tra i metodi analitici e il metodo delle cerniere plastiche ("PlasticHinge") 74

- Figura 4.16: potenza dissipata per faglia normale in funzione di spostamento e rotazione della condotta..... 76
- Figura 4.17: curve di livello per la figura 4.16..... 76
- Figura 4.18: spostamento massimo ammissibile in faglia trascorrente in funzione dell'angolo di intersezione faglia-condotta. Si noti la zona di incertezza tra 80 e 100° e come l'imposizione del cut-off sulle forze di interazione abbia abbassato i valori di spostamento. 78
- Figura 4.19: confronto tra modello EF e metodo delle cerniere plastiche per angoli di intersezione maggiori di 90°. Da Griffini "Modellazione a elementi finiti del comportamento di condotte interrato sottoposte a rottura di faglia" 79
- Figura 4.20: spostamento ammissibile in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno 79
- Figura 4.21: confronto tra le due versioni del modello delle cerniere plastiche al variare della profondità dell'asse Z..... 80
- Figura 4.22: effetti delle variazioni di geometria sugli spostamenti massimi ammissibili81
- Figura 4.23: spostamento ammissibile per faglia normale in funzione dell'angolo di immersione. La curva in nero rappresenta l'involuppo dei valori di spostamento massimo ammissibile per i dati di tabella 2 e 3..... 82
- Figura 4.24: andamento delle forze di interazione nel caso trascorrente (p_u) e normale (q^*) in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno..... 83
- Figura 4.25: minimi di potenza dissipata e relative configurazioni deformate della condotta in funzione dello spostamento e al variare dell'angolo di immersione 84
- Figura 4.26: spostamenti ammissibili per faglia normale al variare dell'angolo di attrito interno 85
- Figura 4.27: configurazioni deformate della condotta in funzione dello spostamento e al variare dell'angolo di attrito interno..... 85
- Figura 4.28: spostamenti ammissibili per faglia normale al variare della profondità dell'asse 86
- Figura 4.29: configurazioni deformate della condotta in funzione dello spostamento e al variare dell'altezza di reinterro H..... 86
- Figura 4.30: spostamenti ammissibili per faglia normale al variare della geometria della condotta (spessore e diametro) 87
- Figura 4.31: spostamento ammissibile per faglia normale in funzione del peso specifico87
- Figura 4.32: schema per faglia normale da usare per il metodo delle cerniere plastiche, come in figura 4.9 88
- Figura 4.33: profili di deformazione della condotta al variare dello spostamento imposto 89
- Figura 5.1: cilindro che rappresenta, nello spazio degli sforzi principali, il criterio di Von Mises 92
- Figura 5.2: evidenza della discontinuità del campo di spostamenti in prossimità del piano di faglia (nel cerchio) 97
- Figura 5.3: nell'ovale, effetti della discontinuità del campo di spostamenti sulla tensione (Von Mises) nella condotta. Lo scarto tra valore massimo e valore atteso (in assenza di pressione interna e contributi termici) è di circa 40MPa..... 97
- Figura 5.4: schema del sistema di testing dei tubi in acciaio per stabilire la modalità di rottura flessionale e la massima deformazione ammissibile. Miki, Kobayashi et al.,12WCEE2000 99
- Figura 5.5: in alto, tabella dei risultati dei test. In basso, modalità di flessione..... 100
- Figura 5.6: curva bilineare per l'acciaio X-65 implementata in Abaqus sulla base dei dati precedenti 101
- Figura 5.7: in basso, cono di Drucker-Prager nello spazio degli sforzi principali e sua proiezione sul piano degli invarianti..... 103
- Figura 5.8: piramide di Mohr-Coulomb nello spazio degli sforzi principali e sua sezione meridiana 104

- Figura 5.9: sovrapposizione tra sezioni meridiane di Drucker-Prager e Mohr-Coulomb. Abaqus User Manual, vol.3 105
- Figura 5.10: effetto dell'inserimento del fattore K sulla sezione meridiana del cono di Drucker-Prager. Abaqus User Manual, vol.3..... 106
- Figura 5.11: mesh della condotta e della sezione di trincea..... 110
- Figura 5.12: particolare del sollevamento della condotta durante lo scorrimento di faglia. 112
- Figura 5.13: variazione, in funzione della profondità, della capacità portante (in alto a sinistra) e della resistenza al sollevamento a diverse distanze dalla faglia e, in basso, interpretazione di tali risultati sulla base della deformazione del suolo. E' evidente la riduzione delle due forze man mano che ci si avvicina al piano di faglia. Da Xie et al., 2013..... 113
- Figura 5.14: schema concettuale del contatto di tipo "hard". Abaqus User Manual, vol.5 114
- Figura 5.15: relazione di Coulomb nel piano e suddivisione di quest'ultimo in regione di "sticking" e regione di "slipping". Abaqus User Manual, vol.5 115
- Figura 5.16: schema concettuale usato nella modellazione a elementi finiti 116
- Figura 5.17: evidenza delle sezioni di variazione del campo di spostamenti per la transizione da foot wall a hanging wall e campo di spostamenti a lato hanging wall 117
- Figura 5.18: apparato centrifugo a Seriate (BG). Immagine da ismgeo.it 119
- Figura 5.19: propagazione della faglia in superficie. Da Anastasopoulos et al., 2007. 119
- Figura 5.20: campo di spostamenti in terreno sabbioso per un modello 2D con mesh raffinata progressivamente in prossimità della zona di faglia. Questa simulazione è stata eseguita usando i dati sperimentali di Bransby (2007) 120
- Figura 5.21: controllo convergenza per le simulazioni numeriche in free field coi dati di Bransby (2007) 121
- Figura 5.22: curva del fattore di amplificazione della gravità durante la fase statica. 125
- Figura 5.23: evidenza dell'uniformità dello sforzo di Mises, alla fine della fase statica, nel tronco di condotta che sarà più sollecitato durante la fase di rottura di faglia 125
- Figura 5.24: curva di amplificazione dei cedimenti vincolari. Il suo valore massimo è 4 (come il massimo spostamento imposto) ma, per le analisi su alcuni modelli (in particolare per quelli più lunghi), si è arrivati fino a 5, con un aumento dello step time 126
- Figura 6.1: dominio di analisi, con evidenza delle partizioni necessarie al raffinamento localizzato della mesh 131
- Figura 6.2: risultato del meshing sul dominio di analisi..... 132
- Figura 6.3: influenza del numero di nodi di discretizzazione della sezione sulla visualizzazione dei risultati. E' necessaria una mesh abbastanza fine per cogliere bene i gradienti laterali di tensione 133
- Figura 6.4: particolare degli elementi S3R di raccordo nella condotta, fase statica. E' importante collocare questi elementi abbastanza distanti dal tronco di condotta maggiormente sollecitato, onde evitare localizzazioni di natura numerica e non fisica 133
- Figura 6.5: in successione, descrizione della banda di spostamento tettonico nella trincea a diversi valori di spostamento (0.2, 0.5, 1, 1.5 e 2m) 137
- Figura 6.6: evidenza dell'effetto della spinta esercitata dalla condotta sul terreno di reinterro, con rigonfiamento sommitale 138
- Figura 6.7: profili di spostamento per immersione 50° (primo grafico) e 80° (secondo grafico) 138

Figura 6.8: formazione delle cerniere plastiche per spostamenti, nell'ordine, pari a 1, 1.5 e 3m. E' abbastanza evidente come le deformazioni plastiche tendano a concentrarsi più a monte della

- aglia che non a valle, dove risultano distribuite su un tronco di lunghezza maggiore 140
- Figura 6.9: raggiungimento della rottura per trazione, con spostamento (tra prima e seconda figura) della sezione più sollecitata, fino al superamento del 3% a trazione (terza figura) 141
- Figura 6.10: evidenza dell'instabilità locale (in blu) nella condotta per immersione a 80° 142
- Figura 6.11: spostamenti ammissibili alle varie immersioni per il modello di 1200m. Le due analisi termiche svolte sui casi estremi mostrano come l'incremento di temperatura sia benefico per condotte che vanno incontro a rottura per trazione e sfavorevole per quelle che vanno incontro a instabilità locale. 143
- Figura 6.12: andamento delle deformazioni massime e minime nel tronco di condotta più sollecitato (prima figura, condizioni operative senza temperatura; seconda figura, condizioni operative con contributo termico) in funzione dello spostamento di faglia. A questo punto appare chiaro come l'immersione a 80° causi rottura per instabilità locale. 145
- Figura 6.13: andamento degli spostamenti SLU con limiti normativi previsti dalle ASCE-ALA
- 146
- Figura 6.14: profili di spostamento della condotta a confronto 146
- Figura 6.15: la riduzione del sovratensionamento genera un sollevamento della curva di spostamento massimo ammissibile rispetto al caso L=150m. Tale curva si avvicina a quella ottenuta col metodo delle cerniere plastiche..... 149
- Figura 6.16: evidenza della deriva della linea base deformativa (primo grafico) e tensionale (secondo grafico) dovuta all'insufficiente lunghezza del dominio. I grafici fanno riferimento alla sommità della condotta, con immersione di faglia pari a 70° 150
- Figura 6.17: profilo di deformazione longitudinale sulla sommità della condotta, per immersione 80° e diversi valori di spostamento. La deriva della linea base è più contenuta rispetto al modello più corto ma ancora eccessiva per spostamenti importanti 151
- Figura 6.18: profili di tensione longitudinale lungo la sommità della condotta, immersione a 50°. Il fenomeno di deriva della linea base c'è ancora per spostamenti superiori ai 2m 152
- Figura 6.19: cerchi di Mohr per la sezione in esame, con riferimento ai valori di Tabella 30 in assenza e in presenza di contributo termico, quest'ultimo con conseguente aumento del diametro del cerchio 153

Indice delle tabelle

- Tabella 1: modalità di danno di condotte a causa dello scuotimento sismico. Fonte: Shirouz et al., 1996 29
- Tabella 2: parametri meccanici dell'acciaio 33
- Tabella 3: parametri del suolo e geometrie..... 33
- Tabella 4: coefficienti di rivestimento per diversi materiali. "ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe" - Luglio 2001 36
- Tabella 5: coefficienti per la stima di N_{qh} e N_{ch} per il calcolo delle forze di interazione trasversale orizzontale al variare dell'angolo di attrito. ALA Guidelines 2001..... 38
- Tabella 6: evidenza del coefficiente di rivestimento da usare per l'acciaio liscio 41
- Tabella 7: copia delle tabelle 2 e 3..... 54
- Tabella 8: valori di capacità portante e resistenza al sollevamento in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno. I valori di R_Q e Q_u/Q_d determinano le curve di figura 4.11 69
- Tabella 9: influenza del coefficiente di rivestimento f sui valori di spostamento massimo ammissibile 75
- Tabella 10: classi di spessore per condotte in acciaio. Da "American National Standard for the thickness design of ductile-iron pipe, American Water Works Association" 81
- Tabella 11: forze di interazione trasversale in funzione dell'angolo di attrito, i cui grafici sono riportati in fig.4.24 83
- Tabella 12: distanza tra le cerniere plastiche, per dato angolo di immersione, al variare dello spostamento imposto 89
- Tabella 13: dati reali su terreno di reinterro e condotta usati nella simulazione a elementi finiti 92
- Tabella 14: risultati del metodo delle cerniere plastiche applicati sui valori di tabella 13 93
- Tabella 15: coefficienti regressivi e valor di spostamento massimo atteso secondo la relazione di Wells&Coppermish 94
- Tabella 16: valori di letteratura per i parametri non noti dell'acciaio X-65..... 98
- Tabella 17: tensione di snervamento, ultima ed elongazione massima per alcuni acciai. Miki, Kobayashi et al.,12WCEE2000 99
- Tabella 18: valori di letteratura per la sabbia e criterio di rottura adottato nella modellazione in Abaqus 102
- Tabella 19: condizioni al contorno per il foot wall..... 116
- Tabella 20: imposizione della variazione del campo di spostamenti nelle sezioni centrali del modello 117
- Tabella 21: condizioni al contorno a lato hanging wall..... 117
- Tabella 22: controllo convergenza dei valori di sforzo in una sezione della condotta 125
- Tabella 23: numero di CPU usate per alcune analisi e tempo di calcolo richiesto. Si nota come, anche parallelizzando, i tempi di calcolo richiesti per un'analisi termica siano il doppio di quelli necessari per le pure analisi meccaniche non parallelizzate 127

- Tabella 24: rapporto tra le componenti di spostamento alle varie immersioni 143
- Tabella 25: valori di spostamento rappresentati in Figura 6.20 143
- Tabella 26: confronto risultati nei due casi estremi 144
- Tabella 27: valori di spostamento rappresentati in Figura 6.22 145
- Tabella 28: dipendenza della soluzione, in condizioni operative, dalla taglia del modello 149
- Tabella 29: valori di spostamento per L=150m e L=600m con evidenza della non significativa differenza tra assenza e presenza di contributo di pressione interna..... 152
- Tabella 30: stato di sforzo nella sezione di condotta rappresentativa per la fine della fase statica 153
- Tabella 31: spostamenti limite ultimi ottenuti coi modelli preliminari, con riferimento a tutte le casistiche ipotizzate inizialmente 154

1 **CAPITOLO 1** **Introduzione**

Le condotte, atte al trasporto di combustibili o di acqua, costituiscono una parte importante della sussistenza dei centri abitati, non a caso si fa riferimento alla rete di condotte come “lifelines”: questo fa capire in modo piuttosto chiaro come un design corretto costituisca la strada vincente per garantirne la funzionalità; la loro salvaguardia costituisce un problema fondamentale nella società moderna. Dal punto di vista storico, l’interesse nella corretta progettazione, non solo in relazione alle condizioni di esercizio (capacità del materiale di sopportare le pressioni e le temperature interne dovute al transito del combustibile o dell’acqua) ma anche in relazione a fenomeni a più bassa probabilità di occorrenza come sismi capaci di creare danni importanti a persone e cose, nasce dall’interesse di garantire che queste infrastrutture possano durare nel tempo senza creare, o limitando, le conseguenze sui centri abitati in caso di eventi estremi.

I danni causati da un sisma alle condotte possono essere di due tipi:

- danni di origine dinamica: si identificano, in quest’ottica, quei danni dovuti alle accelerazioni subite dal terreno al passare delle onde sismiche. Interessano maggiormente le condotte poste direttamente in superficie, ove diventa importante l’effetto di amplificazione delle onde stesse;
- danni di origine statica: con questo termine si identificano tutti quei fenomeni di danneggiamento, più o meno grave, della tubazione in virtù di spostamenti permanenti del suolo (Peak Ground Displacement) dovuti a rottura di faglia, liquefazione del terreno, frane o cedimenti in subsidenza del terreno.

Gli studi svolti nell’ambito di terremoti che hanno portato al danneggiamento delle tubazioni hanno verificato come, pur trattandosi di un fenomeno a più larga scala, lo scuotimento sismico è quello a cui è associato un tasso di danno (e quindi ad un numero di riparazioni o sostituzioni necessarie) notevolmente più basso rispetto a quanto osservato per gli spostamenti permanenti del suolo, che impongono deformazioni importanti sulle infrastrutture esaminate, pur trattandosi di incidenze di tipo locale.

1.1 Comportamento di condotte in occasione di terremoti documentati

Sono diversi i terremoti con documentazione di danni a tubazioni sia per i combustibili che appartenenti alla rete idrica. Se ne citano alcuni:

- Terremoto di Kobe (Giappone, 17 Gennaio 1995): questo evento, di magnitudo momento 7.2, provocò danni a diverse infrastrutture: sulle condotte di distribuzione (**figura 1.1**), furono documentate 1757 rotture su uno sviluppo totale di 4000km e quasi 90mila riparazioni su 650mila linee [H.Fukuda];



Figura 1.1: sfilamento di un giunto in una condotta in occasione del terremoto di Kobe del 1995. Fonte: H.Fukuda "Damages in the KOBE Earthquake & Japanese Seismic Design Guidelines of Drinking Water Supply Facilities"

- Terremoti di Landers e Big Bear (Stati Uniti, 28 Giugno 1992): questi due sismi, avvenuti a distanza di 3 ore l'uno dall'altro (il primo di magnitudo 7.4, il secondo di magnitudo 6.6) nel sud della California, causarono oltre 100 milioni di dollari di danni a proprietà, strade e rete idrica. A Landers, la gran parte delle rotture nelle condotte idriche fu legata a pull-out nei giunti nelle condotte in cemento-amianto, di contro i bacini di stoccaggio subirono danni molto più gravi. A Big Bear i danni a condotte furono meno severi e interessarono perlopiù tubi di piccolo diametro [EQE International].
- Terremoto di San Francisco (Stati Uniti, 18 Aprile 1906): di magnitudo 7.8, dovuto ad una rottura lungo la faglia di San Andreas per una lunghezza di oltre 400km. Molte delle condotte idriche subirono danni pesanti, al punto che non fu possibile spegnere gli incendi che si svilupparono in tale occasione negli edifici proprio per l'impossibilità di erogare acqua agli impianti: in particolare

furono gravemente danneggiate le tre condotte di approvvigionamento principali, ossia la Pilarctos Pipeline, la San Andrea's Pipeline e la Crystal Springs Pipeline, con danni dovuti perlopiù al cedimento dei supporti [Grases, 1997].

- Terremoti di Loma Prieta (Stati Uniti, 17 Ottobre 1989): di magnitudo 7.1, causò la rottura in molte condotte e serbatoi, soprattutto nei giunti e in presenza di terreni poco compatti e depositi alluvionali [Grases, 1997].

Particolare attenzione viene prestata, invece, ai seguenti sismi:

- Kocaeli, Turchia (17 Agosto 1999);
- Duzce, Turchia (12 Novembre 1999);
- Isola di Leuca, Grecia (14 Agosto 2003).

I primi due produssero danni consistenti a condotte e strutture idriche (*waterfront structures*) in virtù non solo della rottura di faglia ma anche per via di cedimenti differenziali del terreno, fenomeni di softening, deformazione indotta dalla liquefazione, espandimenti laterali. Il terremoto di Leuca invece provocò diversi danni a tali strutture perlopiù in virtù di deformazioni permanenti del suolo.

1.1.1 Terremoto di Kocaeli

Il sisma di Kocaeli avvenne il 17 Agosto 1999, con ipocentro ad una profondità di 15km dal pieno campagna ed epicentro a 10km a est della città di Golcuk. Tale sisma, di magnitudo momento $M_w=7.4$, è associato ad una superficie di rottura estesa per 120km in superficie che ha coinvolto quattro segmenti di faglia collocati nel ramo più a nord della parte occidentale del sistema tettonico Nord-Anatolico: in questa occasione si sono registrati meccanismi di faglia trascorrente del tipo "right-lateral" con spostamenti dell'ordine di 3-4m su una porzione considerevole della lunghezza di faglia [Erdik, 2000].

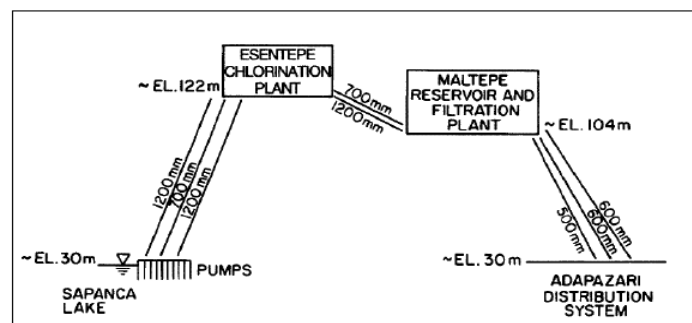


Figura 1.2: schema della rete di distribuzione idrica di Adapazari. Fonte: O'Rourke et al. 2000

La rete di distribuzione idrica di Adapazari (schematizzata in **Figura 1.2**) fu interessata da questo sisma e subì danni considerevoli, anche con rotture per instabilità locale (**Figura 1.3**): il danno più importante fu osservato nei sistemi di trasmissione e di distribuzione, specialmente in virtù della fragilità delle condotte in cemento-amianto combinata con deformazioni del suolo indotte dalla liquefazione e softening dei sedimenti di origine alluvionale; danni a condotte di trasmissione in acciaio furono riportati solamente in aree interessate da fagliazione superficiale e deformazione permanente del suolo associata a liquefazione. Tuttavia i siti di trattamento e stoccaggio dell'acqua di Adapazari furono interessati da un grado di danno molto inferiore e che fu riparato immediatamente. Gran parte dei danni nelle condotte amiantate si verificò proprio nei punti di giunzione, perlopiù in virtù di fenomeni di rotazione e sfilamento [O'Rourke et al.2000]. Il sistema di distribuzione idrica regionale

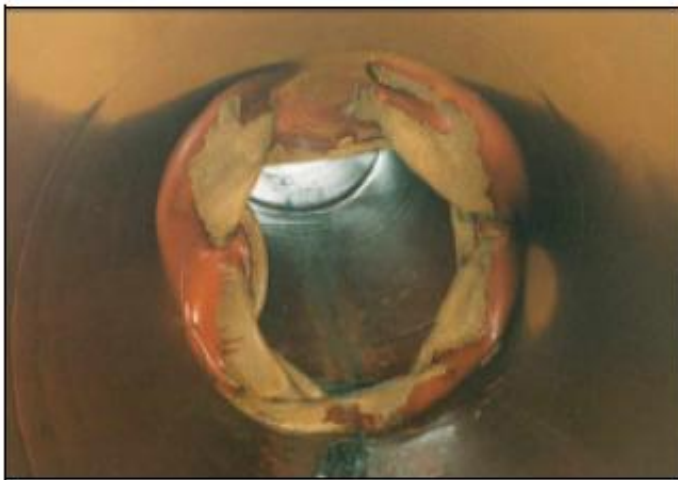


Figura 1.3: instabilizzazione locale di un tratto di acquedotto in occasione del sisma di Kocaeli, 1999. Fonte: Eidinger et al.2002

di Izmit si danneggiò decisamente di meno, in occasione di tale sisma, ma la rottura di faglia a Kullar troncò la linea principale di convogliamento dell'acqua dal principale impianto di trattamento regionale fino alla rete di distribuzione circostante la baia di Izmit: una porzione della linea principale, costituita da una tubazione di 2.2m di diametro, che attraversava direttamente la faglia prima di connettersi a tale rete di distribuzione, sopportò uno

spostamento di 3.5m senza danni catastrofici, infatti, pur rompendosi in tre punti, riuscì in qualche modo a contenere le perdite (10%). L'impianto di trattamento delle acque reflue (Tuzla) fu chiuso dopo il terremoto di Kocaeli, in virtù dei danni all'equipaggiamento meccanico, e l'infiltrazione di acqua marina attraverso le fessure dei tubi collettori posti al di sotto del livello del mare provocò un aumento della salinità delle acque reflue. A Golcuk invece i danni furono più pesanti: su 120km di rete costituita da condotta in PVC, acciaio, polietilene ad alta densità (HDPE) e cemento amiantato, il 45% fu distrutto e un altro 25% danneggiato. Per quanto riguarda invece oleodotti e gasdotti, risposero molto bene e rimasero operativi anche dopo il sisma: non furono registrati danni significativi, se non a Izmit, dove fu scovata una perdita di gas alla base di un giunto, perdita che fu chiusa stringendo i bulloni.

1.1.2 Terremoto di Duzce

Un'altra rottura di faglia all'estremità orientale della faglia Nord-Anatolica provocò, il 12 Novembre 1999, il sisma di Duzce, di magnitudo momento $M_w=7.2$. La superficie di rottura si estese per 40km in superficie, con meccanismo trascorrente

in cui i valori massimi di spostamento furono di circa 4m ma si registrarono anche componenti di spostamento verticale tra i 10 e i 150cm [Erdik, 2000, Akyüz et al.2000]. Si registrarono danni al sistema di distribuzione di acqua potabile di Duzce (**Figura 1.4**) sia in occasione di questo sisma che nel precedente sisma di Kocaeli [Alexoudi M et al.,2005].

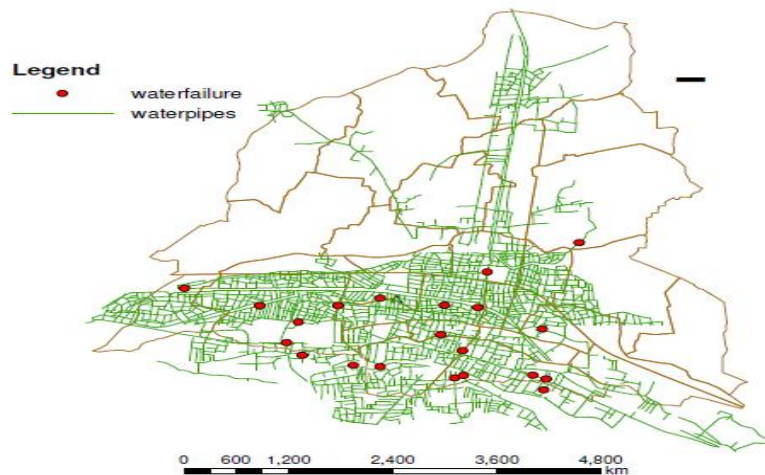


Figura 1.4: localizzazione di alcune rotture nella rete idrica di Duzce (punti rossi). Fonte: Alexoudi M [2005]

La rete di distribuzione di Duzce era degli anni Quaranta e si estendeva per circa 500km in lunghezza: tale rete era ancora operativa in occasione di questi terremoti ed era costituita da ghisa ("cast iron", CI) con qualche caso di condotte in cemento-amianto, quindi sostanzialmente condotte fragili. Sono stati registrati danni sia in zone di fagliazione superficiale che nei giunti di collegamento, in occasione di tale sisma, anche nel sistema di distribuzione idrica a gravità (privo di siti di trattamento) del villaggio di Kaynasli, in cui i giunti erano delle guarnizioni in gomma. La rete di distribuzione era così costituita:

- Linea di captazione dalle sorgenti costituita da 1km di condotte di diametro 30cm e 2.5km di condotte di diametro 25cm (in ambo i casi, il materiale era cemento-amianto);
- Rete di distribuzione costituita da tubi in PVC di diametri tra i 6.5 e i 12.5cm;
- Connessioni idriche per le abitazioni in ferro galvanizzato, del diametro di 12.5mm.

La condotta di trasmissione in cemento-amianto dalle sorgenti all'impianto di trattamento di Duzce (diametro 60cm, lunghezza 2.5km) necessitò 15 riparazioni, perlopiù in virtù di rotture a taglio e sfilamento ai giunti dovuti a offset di faglia tra i 50 e i 150cm.

1.1.3. Terremoto di Leuca

L'isola di Leuca è una delle regioni sismiche più attive della Grecia e questo evento fu uno dei più potenti registrati nel corso degli ultimi 100 anni (eventi di magnitudo momento tra 6.2 e 7.2). Lo scuotimento fu dovuto ad una rottura di faglia del tipo trascorrente, di lunghezza pari a 38km, localizzata a ovest della costa occidentale dell'isola e quasi parallela alla direzione NNE-SSW: il sisma che ne derivò, a profondità 10km, fu di magnitudo momento tra 6.3 e 6.4 [USGS e Osservatorio Nazionale di Atene] ma non generò tsunami come il suo predecessore del 1914. La rete idrica principale della città di Leuca ha sostenuto oltre 80 danneggiamenti nelle connessioni di servizio sia nella parte vecchia che in quella nuova della città.

Questa rete era stata costruita nel 1978 con un consumo di progetto di 5400 metri cubi d'acqua potabile giornalieri e progettata allo scopo di fornire acqua sia per fini potabili che per la protezione del fuoco; serve 9000 persone durante il periodo invernale e oltre 12000 persone durante il periodo turistico (da Maggio a Ottobre).

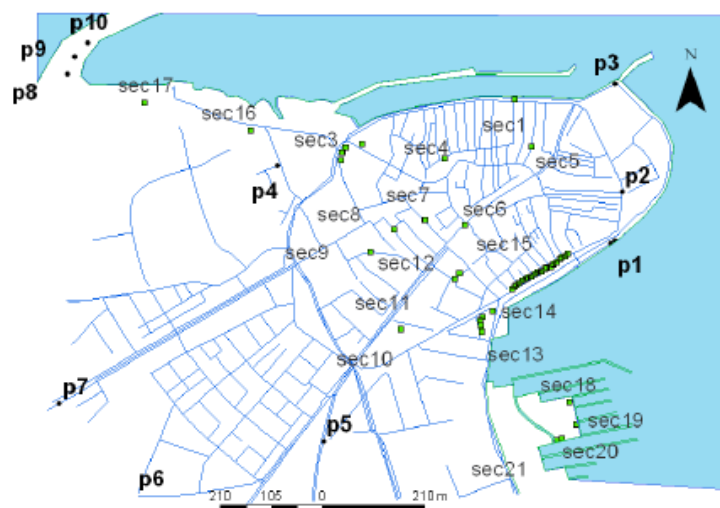


Figura 1.5: rete idrica di Leuca, città vecchia, e principali rotture. Fonte: Alexoudi M et al., 2006

La rete di distribuzione dell'acqua potabile a Leuca (Figura 1.5) include per l'86% condotte in PVC con pressione interna a 10atm e particolari giunture, per il restante 14% invece le condotte sono in cemento-amianto datato a prima del 1978; delle 10 rotture principali, 6 di queste furono attribuite a deformazione permanente del terreno, mentre le restanti furono dovute alla propagazione del moto sismico o dalle rotture del materiale causate dalla corrosione a opere dell'acqua marina. Per quanto riguarda invece la rete di scorrimento delle acque reflue, si registrarono alcuni danni dovuti a deformazioni permanenti e, dato che tale rete è a gravità, le acque di scolo

scaricarono direttamente in mare, per cui fu difficile definire l'estensione del danno sulla rete. Furono documentati bene solo due danneggiamenti a tali condotte: il primo, sulla costa, fu attribuito agli assestamenti di oltre 15cm (riconosciuto immediatamente a causa del forte odore); il secondo, nell'entroterra, ruppe la connessione all'impianto di trattamento delle acque reflue.

1.2 Quadro delle regole e linee guida progettuali

La progettazione di condotte in zone di faglia prevede una regolamentazione, con indicazioni volte a indirizzare i progettisti verso scelte di design delle tubazioni che permettano di ridurre al minimo il rischio di rottura dovuta a importanti deformazioni imposte da cedimenti del suolo, spostamenti tettonici, landslides, espansioni laterali, in generale quindi tutta quella categoria di fenomeni che comportano spostamenti del suolo in cui la condotta è interrata e, in questo lavoro, ci si concentrerà sugli spostamenti dovuti a rottura di faglia. Si distinguono in questa sede due punti di partenza: la normativa europea, ossia l'Eurocodice 8, che tratta del "Progetto di Strutture per la Resistenza Sismica", e le linee guida americane (ASCE ALA "Guidelines For The Design Of Buried Steel Pipe"). Le direttive dell'Eurocodice EC8, parte 4, in merito alla progettazione sismica di tubazioni, prevedono una serie di regole generali per la progettazione e la collocazione delle condotte, riassumibili in questi punti fondamentali:

- 1)** dove possibile, una condotta che interseca una faglia trascorrente deve essere orientata in modo da subire sforzi di trazione (che garantiscono un margine prestazionale maggiore);
- 2)** l'angolo d'intersezione con faglie inverse deve essere il più piccolo possibile, in modo da minimizzare gli sforzi di compressione nella condotta. Se sono previsti anche importanti movimenti di faglia trascorrenti, il posizionamento della struttura deve essere scelto in modo da favorire un allungamento della condotta;
- 3)** in prossimità delle faglie la profondità di affondamento delle condotte deve essere minimizzata per ridurre l'interazione con il terreno durante il movimento di faglia;
- 4)** un aumento dello spessore delle pareti della condotta incrementa la capacità della struttura di resistere a spostamenti di faglia per un dato livello di deformazione massima: entro 50 m da ogni lato della traccia della faglia, si devono usare condotte con pareti relativamente spesse;

5) la riduzione dell'angolo d'attrito all'interfaccia tra condotta e terreno aumenta la capacità della struttura di sopportare spostamenti di faglia per un dato livello di deformazione massima. L'angolo d'attrito all'interfaccia può essere ridotto tramite un opportuno rivestimento.

L'Eurocodice 8 fornisce anche dei valori limite per le deformazioni massime ammissibili a trazione e a compressione, in particolare:

- massima deformazione ammissibile a trazione

$$\varepsilon_{limit}^{traz} = 0.03 \quad [1.1]$$

- massima deformazione ammissibile a compressione

$$\varepsilon_{limit}^{traz} = \min\left(0.01; 0.2 \frac{e}{R}\right) \quad [1.2]$$

Dall'altra parte le linee guida americane ASCE – ALA forniscono un quadro abbastanza simile, pur con dei valori limite progettuali diversi. In particolare, oltre a fornire indicazioni sulla schematizzazione dell'interazione tra suolo e condotta (che verrà esposta nel capitolo 3), suggeriscono i valori limite progettuali per la deformazione longitudinale dovuta a PGD sismica, frane, fenomeni di subsidenza, tenendo conto di deformazioni dovute a contributi termici in questo modo:

- Limiti operativi: deformazione a trazione non superiore a

$$\varepsilon_{limit}^{traz} = 0.02 \quad [1.3]$$

e deformazione a compressione non superiore al valore fornito dalla seguente relazione

$$\varepsilon_{limit}^{compr} = 0.5 \frac{e}{D'} - 0.0025 + 3000 \left(\frac{pD}{2E \cdot e} \right)^2 \quad [1.4]$$

con e spessore della condotta, p pressione interna, D diametro esterno, E modulo di rigidezza elastica e

$$D' = \frac{0.5D}{1 - \frac{3(D - D_{min})}{D}} \quad [1.5]$$

Dei limiti maggiori richiedono controlli più stringenti sulle saldature, ispezioni speciali nonché controlli in laboratorio che diano risposte sulla possibilità che la condotta possa sviluppare plasticizzazione senza problemi particolari.

- Limiti di “*pressure integrity*”: usati solo in casi particolari, questi limiti ammettono la possibilità che la distorsione della condotta sia significativa e che possano essere necessari interventi di riparazione o di sostituzione. In particolare, si fornisce un margine maggiore per la deformazione a trazione

$$\varepsilon_{limit}^{traz} = 0.04 \quad [1.6]$$

mentre per quella a compressione

$$\varepsilon_{limit}^{compr} = 1.76 \frac{e}{D} \quad [1.7]$$

1.3 Obiettivi del lavoro

In questo lavoro di laurea magistrale, si vuole fornire un quadro di quelle che sono le problematiche della progettazione di queste infrastrutture in aree potenzialmente soggette a rottura di faglia durante forti terremoti, proponendo un confronto tra approcci analitici, più semplici, sviluppati per l'interazione condotta-terreno in presenza di spostamenti tettonici, e modelli a elementi finiti, più complessi, evidenziandone sia i punti importanti (che trovano, seppur parziale, riscontro con dati da campo o con test di laboratorio effettuati su modelli in scala) sia le loro criticità, proponendo idee per miglioramenti futuri nonché alcuni spunti per la redazione di indirizzi progettuali in ambito sismico.

Questo argomento è stato già oggetto di trattazione, in passato, per quanto riguarda i meccanismi di faglia trascorrente e, in questo caso, esiste, allo stato attuale dell'arte, una letteratura piuttosto consistente se confrontato con quello che è invece il meccanismo di faglia normale, che viene osservato da vicino in questo lavoro, per il quale invece esiste meno materiale proveniente da trattazioni analitiche e perlopiù si basa su test in centrifuga e su analisi a elementi finiti, per cui si può comprendere l'interesse che vi è nei confronti di questo caso di studio.

La tesi è articolata in questo modo:

1. Il primo capitolo introduce il problema, fornendo un quadro dei motivi che stanno dietro alla trattazione della progettazione sismica di condotte, con

- alcuni esempi di effetti su condotte osservati durante sismi del passato e un quadro generale delle linee guida progettuali esistenti;
2. il secondo capitolo fornisce informazioni sulle condotte, esplicitando le loro caratteristiche e metodi costruttivi, i controlli a cui sono sottoposte e una visione del tutto generale sui loro meccanismi di rottura;
 3. il terzo capitolo espone la storia dei modelli analitici più semplici, partendo da un'analisi sulle forze che intervengono in occasione di spostamenti di faglia, fino a esporre la formulazione matematica di ciascun modello, evidenziandone caratteristiche, pregi e difetti;
 4. il quarto capitolo espone un metodo analitico sviluppato di recente, il metodo delle cerniere plastiche, con particolare attenzione al caso di faglia normale, caso che, in passato, non è stato trattato con questo metodo: lo scopo è quello di cogliere alcuni aspetti che, nei precedenti modelli analitici, non vengono colti in virtù delle ipotesi e della formulazione che gli stessi hanno avuto;
 5. il quinto capitolo introduce i modelli a elementi finiti elaborati per faglia normale, evidenziandone le ipotesi di partenza nonché lo schema descrittivo;
 6. il sesto capitolo discute i risultati del modello a elementi finiti, messi a confronto col metodo delle cerniere plastiche e interpretati in modo critico, evidenziandone punti di forza e limiti;
 7. il settimo e ultimo capitolo riassume gli obiettivi e le conclusioni tratte dalle analisi fatte e fornisce spunti critici per possibili sviluppi futuri del modello.

2 CAPITOLO 2

Le condotte

Quando c'è la necessità di trasportare via superficie dei grandi quantitativi di petrolio e gas, il trasporto tramite condotte (oleodotti e gasdotti) è sicuramente il metodo migliore; confrontato al prezzo del trasporto ferroviario offre un costo unitario molto minore e allo stesso tempo una capacità più elevata. Di norma gli oleodotti sono composti di tubi di acciaio dal diametro variabile tra i 30 e i 120 cm, se possibile posati in superficie per agevolarne le ispezioni. Diversamente da quanto accade negli oleodotti, nei gasdotti il gas può essere trasportato attraverso la sua compressione, effettuata a mezzo di appositi macchinari compressori, fino a pressioni di circa 70 bar nel caso di condotte terrestri e di pressioni più elevate, fino a 100 bar nel caso di condotte marine. Le condotte vengono utilizzate comunemente anche per la distribuzione idrica (acquedotto) in sostituzione o in completamento dei canali a pelo libero, soprattutto nel caso ci siano da attraversare delle montagne o quando i canali non riescono a garantire la dovuta sicurezza da possibili contaminazioni.

Possono essere anche messe in posa sui fondali marini: in questo caso si tratta di condotte collegate a stazioni off-shore e il loro dimensionamento non è diverso da quelle usate sulla terraferma, a patto di tenere conto del metodo di posa, che può comportare sollecitazioni differenti.

2.1 Classificazione delle condotte

In generale, le condotte vengono distinte in base a diversi criteri, quali:

- Struttura, in termini di fragilità nei confronti di spostamenti del terreno su cui sono infisse (condotte esposte) o in cui sono interrato;
- Fluido trasportato.

2.1.1 Classificazione per struttura

In tal caso si distinguono due tipologie di condotte a diversa risposta sismica:

1. Condotte continue (*continuous pipelines, CP*);
2. Condotte segmentate (*segmented pipelines, SP*).

Le condotte continue (Figura 2.1) sono in genere di acciaio o di materiale plastico, costituite da tronchi che vengono poi collegati tramite saldature o giunti meccanici dello stesso materiale; si usano principalmente per il trasporto di fluidi pericolosi, a

causa della loro resistenza e duttilità. Dal punto di vista sismico, le criticità principali si rilevano nei punti di giunzione, ove, ad esempio, una saldatura non eseguita correttamente o un allacciamento meccanico non efficace comporta un comportamento sismico non ottimale. In generale queste condotte, progettate secondo codici moderni, si sono comportate meglio dal punto di vista sismico che le condotte costruite in altra maniera. Tuttavia, senza i dovuti controlli di qualità, i vantaggi non si sono visti: per esempio, il terremoto del 1933 a Long Beach ha causato oltre 50 rotture nei gasdotti ad alta pressione con giunti saldati e tali rotture furono trovate proprio, anche nei casi di condotte di grosso diametro, in saldature a cui mancava la penetrazione adatta o l'allacciamento fatto con tutti gli accorgimenti del caso. Saldature non eseguite correttamente hanno anche contribuito a danni in condotte di acciaio del 1960 che usavano saldature eseguita con metodo ad arco voltaico.



Figura 2.1: condotta continua in acciaio con giunti meccanici. Foto di Robin Drayton, geograph.org.uk

Le condotte segmentate (Figura 2.2) sono invece costituite da segmenti di tubazione accoppiati con giunti di materiale differente da quello costitutivo i tronchi di tubazione: sono giunti relativamente flessibili (giunti deboli), tra cui sono abbastanza comuni quelli del tipo “*bell-and-spigot*” (giunto a bicchiere), composti da calotta che si avvita in una campana (si veda il paragrafo 2.2.2). Sono in genere costruite in calcestruzzo e necessitano particolari accorgimenti perché possono andare incontro a rottura secondo tre meccanismi: eccessiva deformazione tenso-flessionale, eccessiva

rotazione, sfilamento (*pullout*). Tubazioni con giunti flessibili in gomma sono in genere in grado di tollerare deformazioni sismiche più importanti.



Figura 2.2: condotte idriche in calcestruzzo armato. "Federal Highway Administration", US Department Of Transportation

2.1.2 Classificazione per fluido trasportato

Possono essere condotte "en plein air", interrate o posate sul fondale marino. In sede di trattazione ci si occupa, comunque, delle condotte terrestri, in quanto, per quelle sottomarine, sono necessari ulteriori accorgimenti, che qui non vengono trattati, in virtù del fatto che i metodi di posa sono radicalmente diversi (tramite nave posa-tubi, per galleggiamento, per trascinamento, per svolgimento di bobine) e cambiano anche le sollecitazioni.

In generale, per gli scopi correnti, si possono distinguere principalmente:

1. Oleodotti;
2. Gasdotti;
3. Acquedotti.

2.1.2.1 Oleodotti

Di questa famiglia fanno parte tutte le condotte volte al trasporto degli idrocarburi in forma liquida; alle volte vengono inseriti, in questa famiglia, anche le condotte volte al trasporto di idrocarburi allo stato aeriforme (gasdotti) ma, a rigore, è preferibile separare le due tipologie. Dal punto di vista puramente economico, sono il metodo di trasporto di tali risorse energetiche più a basso costo (inteso come unitario) rispetto al trasporto su rotaia (ciò, in generale, non vale attualmente per le condotte posate sul

fondale marino, in tal caso si preferisce il trasporto tramite mezzo navale) e fornisce, allo stesso tempo, una maggior capacità di convogliamento dai pozzi o dai centri di stoccaggio fino ai porti e alle raffinerie.

Trattandosi di fluidi pericolosi, si preferisce usare condotte continue, composte da tronchi lisci di acciaio lunghi 10-12m, di diametro variabile tra i 30 e i 140cm, saldati tra loro e interrati a 30-150cm sotto il livello del suolo oppure, se possibile, esposti in superficie (questo avviene nel caso di climi caldi) per agevolarne le ispezioni; la tubatura, così composta, viene poi sottoposta a operazioni preventive nei confronti della corrosione, quali bitumatura e fasciatura con nastro in fibra di vetro catramato.



Figura 2.3: oleodotto di Bratislava. Fonte: buongiornoslovacchia.sk

Il fluido viene incanalato tramite pompe idrauliche, presenti sia all'imbocco che distribuite lungo l'intera pipeline (stazioni di spinta) a intervalli di 50-100km in base al territorio che attraversa, in grado di fornire al fluido stesso una velocità compresa tra 1 e 6 m/s e una pressione tra i 60 e i 100 bar.

Durante tutte le fasi della produzione dei tubi destinati alla realizzazione di un oleodotto, viene effettuato un controllo continuo, con sofisticati mezzi di indagine, per individuare eventuali difetti. Le prove non distruttive sui tubi, che riguardano sia il materiale sia i giunti, vengono eseguite con particolari dispositivi magnetici, a ultrasuoni o a raggi X, che individuano i difetti delle linee interrato, al fine di rivelare corrosioni interne ed esterne, difetti di saldatura o di costruzione degli stessi tubi.

Nel corso degli anni sono avvenuti degli incidenti, proprio in virtù della natura del fluido trasportato, se ne citano in questa sede due:

- 17 ottobre 1998: a Jesse in Nigeria esplose una condotta di petrolio ad alta pressione collocate in superficie, causando circa 1.078 morti; la condotta trasportava petrolio dalla raffineria di Warri (sud della Nigeria) fino a Kaduna (nord della Nigeria) ed era di proprietà della Nigerian National Petroleum Corporation (NNPC), di proprietà statale. La sera prima dell'incidente, manovali agricoli vicino a Jesse e Atieqwo notarono una perdita alla condotta e avvisarono altri abitanti che arrivarono al sito della perdita per appropriarsi della risorsa: questa attività, nota come "bunkering" o "spooning", è comune in aree colpite dalla povertà dove le persone si appropriano della risorsa attingendo dalle perdite e la vendono sul mercato nero. Prima che la squadra di manutenzione della NNPC arrivasse, la mattina del 17 ottobre, la condotta esplose, devastando 12 km² di terra, bruciando interi villaggi: molti dei cadaveri, inclusi bambini, furono trovati mentre tenevano stretti contenitori di plastica per raccogliere il combustibile [CNN].
- Il 12 settembre 2011 esplose un oleodotto in una baraccopoli a Nairobi in Kenya causando oltre 110 morti: la dinamica è del tutto analoga a quella osservata per l'incidente a Jesse, infatti si è aperta una falla nel deposito dell'oleodotto che ha scaricato il combustibile in un canale fognario che passava proprio dalla baraccopoli.

2.1.2.2 Gasdotti

Del tutto analoghi agli oleodotti, cambia la natura del combustibile trasportato (gas naturale o artificiale). Le tubazioni in acciaio sono perlopiù terrestri, di diametro compreso tra i 5 e i 140 cm, interrato a circa un metro di profondità in aree popolate, oppure esposte nel caso di aree desertiche o in aree in cui il terreno è troppo duro da scavare a causa del permafrost.

In base alla destinazione d'uso, si possono distinguere tre tipologie di gasdotti (specie nella distribuzione di metano):

- gasdotti di raccolta, che trasportano la materia prima verso i siti di stoccaggio o di trattamento;
- gasdotti di transito, che trasportano la materia prima ad alta pressione in prossimità dell'utilizzatore finale (abitazione, zona industriale);

- gasdotti di distribuzione, che trasportano la materia prima a bassa pressione direttamente all'utilizzatore finale.

Esiste poi, per i metanodotti, una ulteriore classificazione, effettuata in base alle pressioni di esercizio per i tubi che costituiscono la rete e gli impianti di derivazione di utenza. In particolare, questa classificazione segue il D.M.16/04/2008, che fornisce la "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", e prevede impianti divisi in:

1. Prima specie: impianti con pressione di esercizio superiore ai 24 bar;
2. Seconda specie: impianti con pressione di esercizio tra i 12 e i 24 bar inclusi;
3. Terza specie: impianti con pressione di esercizio tra i 5 e i 12 bar inclusi;
4. Quarta specie: impianti con pressione di esercizio tra 1.5 e 5 bar inclusi;
5. Quinta specie: impianti con pressione di esercizio tra 0.5 e 1.5 bar inclusi;
6. Sesta specie: impianti con pressione di esercizio tra 0.04 e 0.5 bar inclusi;
7. Settima specie: impianti con pressione di esercizio inferiore ai 40 millibar (0.04 bar).

Le condotte di I, II e III specie sono considerate condotte ad alta pressione, quelle di VII sono di bassa pressione e, solo in questo caso (disposizione Gruppo HERA) gli allacciamenti non vengono fatti in acciaio.

Come per gli oleodotti, per i gasdotti è importante la sicurezza: essi, infatti, devono costantemente essere monitorati e protetti nei confronti di una serie di cause di danneggiamento quali:

- fessurazioni per cause di forza maggiore, quali eventi sismici;
- incendi ed esplosioni nelle vicinanze;
- sabotaggio (capita che, nelle zone a bassissimo PIL pro-capite, gli abitanti manomettano la tubatura per appropriarsi della risorsa, con lo scopo di utilizzarla o di rivenderla);
- corrosione;
- scavi e lavori.

Se, nel caso degli oleodotti, ci si preoccupa di rivestire la tubatura per evitare la corrosione, nel caso dei gasdotti si preferiscono sistemi di monitoraggio attivi e passivi, quali vigilanza con personale apposito (tramite fuoristrada o elicotteri), protezione catodica con dispositivi di raccolta dati, odorizzazione (per le perdite minori).

Anche nel caso dei gasdotti si sono registrati incidenti gravi:

- il 4 giugno 1989 vicino a Ufa in Russia, esplose una condotta di GPL, a causa della fessurazione della stessa in virtù delle scintille sprigionate dal passaggio di

due treni (entrambi carichi di bambini in direzione e di ritorno da una gita sul Mar Nero) causando 645 morti [Keller, Bill, 1989, New York Times]: le responsabilità ricaddero sugli ingegneri che, pur avendo registrato 3 ore prima del fatto una caduta di pressione nella condotta, decisero di riportare la pressione ai livelli normali invece di andare a verificare la presenza di perdite.

- Il 30 luglio 2004 incidente al più grosso gasdotto a Ghislenghien in Belgio, poco distante da Bruxelles, 23 deceduti.

2.1.2.3 Acquedotti

Non tutti gli acquedotti sono tubazioni in pressione: esistono infatti anche delle reti di distribuzione dell'acqua costituite da canali a pelo libero. Ogni acquedotto include non solo l'opera di convogliamento dell'acqua, ma anche le opere di presa e di distribuzione, atte all'uso potabile, irriguo e industriale, secondo degli specifici standard di qualità che differiscono proprio in base alla destinazione d'uso. Per l'uso



Figura 2.4: posa di condotte in PVC per la rete fognaria. Fonte: www.pvc4pipes.com

potabile in generale si preferisce il funzionamento in pressione, in quanto garantisce maggior igienicità. Queste condotte possono essere realizzate con i materiali più diversi: molto comune è l'uso del polivinil-cloride (PVC, Figura 2.4) per le condotte che costituiscono la rete fognaria, in virtù della sua stabilità chimica, del basso costo e anche per la facilità con cui è possibile giuntare i vari tronchi; si usano anche condotte metalliche (ghisa, acciaio, raramente il rame) oppure con altri materiali plastici quali polietilene e polipropilene; per le grosse condotte, si preferisce invece usare il calcestruzzo armato per una serie di motivi:

- in fase di costruzione, è meno suscettibile al danno e tende a mantenere la propria forma, senza flettersi come fanno le condotte in materiale più flessibile;
- non è infiammabile, al contrario delle condotte termoplastiche (per le quali non solo c'è l'infiammabilità ma anche la perdita di tenuta dei giunti nel caso di alte temperature);
- spesso il materiale è disponibile più facilmente;
- installazione più facile e sicura, in virtù del peso stesso del calcestruzzo e della sua rigidità.

Negli Stati Uniti l'uso dei vari materiali è anche collocabile storicamente:

- un percentuale tra il 75 e il 90% delle condotte costruite prima del 1945 è probabilmente costruita in ghisa;
- tra il 1945 e il 1985 è stato usato l'eternit per condotte fino a 12 pollici di diametro (circa 30cm), a oggi questo materiale non si usa più (per i noti effetti cancerogeni);
- dal 1985 il PVC ha preso piede proprio sostituendo l'eternit per le tubazioni fino a 12 pollici di diametro;
- per grossi diametri (dai 30cm in su) sono stati usati tubi in acciaio saldato nei primi anni del XX secolo: le saldature eseguite prima del 1940 sfruttavano la tecnica di saldatura ossiacetilenica (OAW), un procedimento che non richiedeva energia elettrica ma solo del materiale d'apporto sotto forma di bacchette da porre subito sotto la fiamma; se ben fatte, questo tipo di saldature sono buone come quelle "ad arco", tuttavia i controlli di qualità erano scarsi, per cui mostrarono seri difetti di saldatura, se confrontate con le moderne metodologie;
- per ogni tipologia di diametro, dal 1940 è stato utilizzato il ferro duttile, con possibilità di giunti segmentati o meccanici;
- condotte cilindriche in calcestruzzo armato sono in uso dagli anni Venti per grossi diametri (dai 36 pollici in su, ossia oltre i 90cm di diametro) e sfruttano principalmente giunti segmentati, anche se, in alcuni casi, si usa una sottile lamina metallica interna al cemento che, tra un tronco e l'altro, viene saldata.

Dal punto di vista sismico è importante il diametro della condotta, in quanto influenza sia gli algoritmi di danno che il grado di funzionamento della rete in situazione post-sisma.

2.2 Collegamenti tra condotte: i giunti

Spesso le rotture e i danneggiamenti delle reti di condotte che avvengono in occasione di sismi importanti si verificano in prossimità dei giunti di collegamento tra tronchi di condotta, siano essi realizzati tramite saldatura o tramite altra tecnologia. Occorre, pertanto, distinguere i vari tipi di collegamento per poter valutare quale possa essere il meccanismo di rottura che avviene in queste zone.

2.2.1 Giunti saldati

La saldatura, in generale, viene eseguita collegando tra loro due tronchi di condotta per via termica, ottenibile attraverso l'apporto di calore localizzato tale da comportare la fusione del materiale, può essere sia l'estremità dei due tronchi di condotta (saldatura autogena) oppure può essere del materiale di apporto estraneo alle componenti che vengono unite (saldatura eterogena o brasatura). Per il progetto sismico, la saldatura è preferibile rispetto ai giunti avvitati o ai giunti a flangia (che verranno trattati in seguito).

2.2.1.1 Tipologie di saldatura

Esistono molti metodi di saldatura diversi, riconosciuti anche a livello normativo (normativa americana **ASME Sect. IX**, normative europee UNI EN ISO 2560:2010 per i materiali di apporto, UNI EN ISO EN 15614-1 per i procedimenti ad arco voltaico) e, in generale, i principali sono i seguenti:

- Saldatura ossiacetilenica (OxyFuel gas Welding o OxyAcetilene Welding – OFW o OAW);
- Saldatura a elettrodo rivestito (Shielded Metal Arc Welding – SMAW);
- Saldatura ad arco sommerso (Submerged Arc Welding – SAW);
- Saldatura a gas inerte/attivo MIG/MAG (Gas Metal Arc Welding – GMAW);
- Saldatura ad arco con tungsteno TIG (Gas Tungsten Arc Welding – GTAW);
- Saldatura al plasma (Plasma Arc Welding – PAW);
- Saldatura a elettroscoria (ElectroSlag Welding – ESW);
- Saldatura a elettrogas (ElectroGas Welding – EGW);
- Saldatura laser (Laser Beam Welding – LBW);
- Saldatura a fascio elettronico (Electron Beam Welding – EBW);
- Saldatura a resistenza (Resistance Welding – RW);
- Saldatura per attrito (Friction Stir Welding – FSW).

Nel campo di applicazione della saldatura tra condotte per idrocarburi, le norme API 5L (americane) prevedono di utilizzare alcune di queste saldature sopracitate, in particolare:

1. Saldatura continua (COWL), ottenuta con una singola saldatura MIG/MAG e almeno una saldatura ad arco sommerso dentro e fuori la condotta;
2. Saldatura ad arco sommerso longitudinale (SAWL) o a spirale (SAWH);

3. Saldatura elettrica (EW, quindi o elettroscoria o elettrogas) a bassa (LFW) o alta (HFW) frequenza;
4. Saldatura laser (LW).

A livello europeo, il gruppo TEA recepisce la normativa europea sopracitata e, nei suoi standard di progetto [SP-001, revisione 02, anno 2009, capitolo A9], afferma che i metodi di saldatura ammessi secondo la presente norma sono:

1. Saldatura manuale alla fiamma ossiacetilenica: ammesso solo per la saldatura di giunti di testa di tubi aventi diametro esterno inferiore a 60 mm e spessore inferiore a 3 mm. La prima passata deve essere eseguita senza anello di sostegno.
2. Saldatura manuale con elettrodi rivestiti: è consentito l'impiego di elettrodi a rivestimento cellulosico, basico e rutile con l'osservanza delle seguenti limitazioni e precisazioni:
 - elettrodi a rivestimento cellulosico. Tali elettrodi possono essere impiegati per l'esecuzione della prima passata dei giunti a piena penetrazione non ripresi a rovescio limitatamente a spessori inferiori a 15 mm e purché non sia richiesto un profilo particolarmente raccordato tra cordone di penetrazione e materiale base adiacente. Gli elettrodi a rivestimento cellulosico sono ammessi anche per l'esecuzione delle successive passate di riempimento limitatamente a spessori inferiori a 6 mm.
 - elettrodi a rivestimento basico. Nei giunti d'angolo, tali elettrodi possono essere impiegati senza alcuna limitazione. Nei giunti a piena penetrazione essi possono essere impiegati per le passate di riempimento quando sia stata effettuata la prima passata. L'esecuzione della prima passata, su giunti non ripresi, con elettrodi basici è ammessa in casi eccezionali dietro autorizzazione della Direzione Lavori. L'esecuzione della prima passata con elettrodi basici è invece sempre consentita nel caso di giunti ripresi a rovescio.
 - elettrodi a rivestimento rutile. Tali elettrodi possono essere impiegati solo per la esecuzione delle passate di riempimento e dei giunti d'angolo e a spessori non superiori a 5 mm.
3. Saldatura manuale in gas inerte con infusibile (TIG): questo procedimento è consentito per giunti a piena penetrazione non ripresi limitatamente alla prima passata. Può essere impiegato per l'esecuzione delle passate di riempimento per giunti di spessore inferiore a 8 mm.

2.2.1.2 Ispezione delle saldature

Come si accennava, sono necessarie delle ispezioni, sia in fase di esecuzione della saldatura (controllo del personale e della correttezza del metodo) che dopo (controllo

di produzione), in particolare questi ultimi sono procedimenti non distruttivi più o meno estesi a seconda del tipo di giunto e sono:

- Ispezione visiva (Figura 2.5), per controllo di eventuali difetti e correttezza delle dimensioni.



Figura 2.5: ispezione visiva. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose

- Ispezione radiografica (Figura 2.6): controllo di tipo volumetrico diretto, nel senso che l'uso dei raggi X permette di scovare difetti interni al pezzo esaminato; il risultato è visibile su pellicola.



Figura 2.6: ispezione radiografica. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose

- Ispezione magnetoscopica (Figura 2.7): controllo di tipo superficiale (scova i difetti superficiali o sub-superficiali), si realizza applicando un campo magnetico su materiali ferromagnetici. I difetti introducono variazioni delle linee di flusso del campo visualizzabili con speciali polveri.

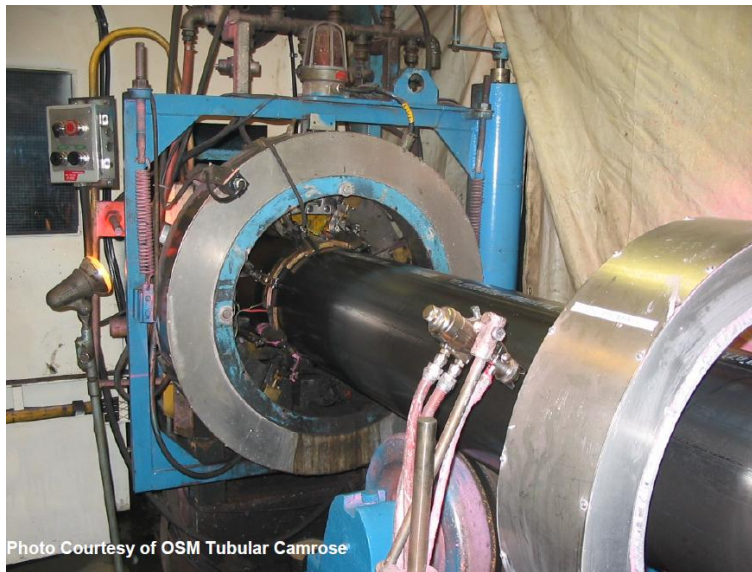


Photo Courtesy of OSM Tubular Camrose

Figura 2.7: ispezione magnetoscopica. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose

- “Hydrotesting”(Figura 2.8): ispezione tramite liquidi penetranti (LPI, PT), viene fatto circolare nella condotta del liquido, a pressione prestabilita, che penetra nei difetti. L’esaltazione dei difetti avviene tramite contrasto cromatico (colorante inserito nel liquido).



Photo Courtesy of OSM Tubular Camrose

Figura 2.8: hydrotesting su condotta in acciaio con saldature elettriche EW. Fonte: API 5L, ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation System, photo courtesy of OSM Tubular Camrose

- Ispezione tramite ultrasuoni (Figura 2.9): è l’unico tipo di ispezione che viene considerata “indiretta”, è un’analisi delle onde ultrasoniche riflesse o trasmesse

all'interno del componente.

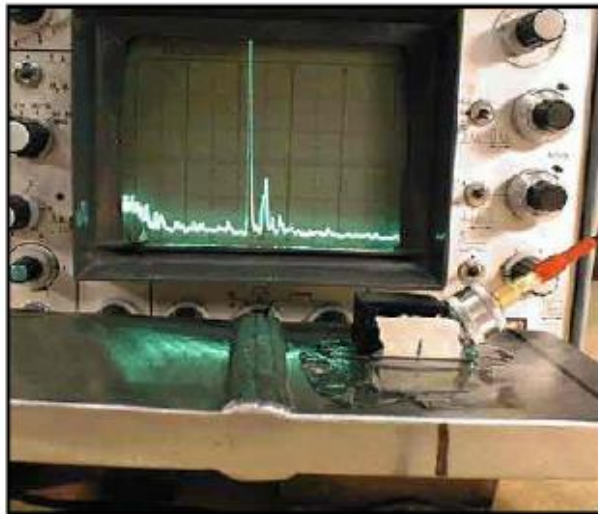


Figura 2.9: ispezione di una saldatura tramite ultrasuoni. Fonte: "Cenni sui controlli non distruttivi", Prof.Massimiliano Pau, Università degli Studi di Cagliari.

	<i>Caratteristica rilevata</i>	<i>Vantaggi</i>	<i>Limiti</i>	<i>Esempi di impiego</i>
Metodo				
Ultrasuoni	Variazioni di impedenza acustica causate dalla presenza di cricche, interfacce, inclusioni ecc.	Può penetrare elevati spessori, eccellente per l'individuazione di cricche, automatizzabile	Richiede l'uso di un mezzo accoppiatore, le superfici devono essere non troppo rugose	Cricche nelle saldature, verifica dell'efficienza delle giunzioni
Radiografia	Variazioni di densità originate dalla presenza di vuoti, inclusioni, o materiali differenti	Versatile in quanto a materiali e spessori testabili. La pellicola fornisce una registrazione permanente della prova	Occorre adottare precauzioni severe per le radiazioni. Difficile individuare cricche orientate perpendicolarmente al fascio	Defettosità interna in semilavorati, difettosità nelle saldature
Ispezione visiva	Caratteristiche superficiali quali graffi, cricche o variazioni cromatiche. Corrosione, deformazioni nei materiali plastici	Economico, può essere automatizzato	Può essere impiegato solo per difetti superficiali o su materiali trasparenti	Carta, legno e metalli solo per finiture superficiali ed uniformità
Correnti indotte	Variazioni nella conduttività elettrica causate da cricche, vuoti o inclusioni	Costo moderato	Impiego limitato ai materiali conduttori. Scarsa capacità di penetrazione	Tubi di scambiatori di calore (assottigliamento delle pareti o cricche)
Liquidi penetranti	Aperture superficiali causate da cricche, porosità ecc.	Poco costoso, facile da applicare, portatile, sensibile a piccoli difetti superficiali	I difetti devono avere sbocco sulla superficie, non applicabile su superfici porose o ad elevata rugosità	Pale di turbina (cricche e porosità)
Particelle magnetiche	Variazioni nel campo magnetico causate da difetti superficiali o sub-superficiali quali cricche, inclusioni, ecc.	Costo medio-basso, sensibile a difetti superficiali e sub-superficiali	Impiego limitato ai materiali ferromagnetici. Preparazione della superficie laboriosa, può richiedere post-smagnetizzazione	Ruote ferroviarie (cricche), getti

Figura 2.10: schema dei vari metodi di ispezione. Fonte: "Cenni sui controlli non distruttivi", Prof.Massimiliano Pau, Università degli Studi di Cagliari.

2.2.2 Giunti non saldati

Sono perlopiù di materiale diverso da quello usato per le condotte, se ne distinguono di vario tipo.

2.2.2.1 Giunti a bicchiere (“Bell-and-spigot” o “Spigot-and-Socket”)

Uno dei due tubi reca all'estremità un rigonfiamento (lato femmina) a forma di bicchiere (**Figura 2.11** e **Figura 2.12**), in esso si inserisce l'altro tubo e si cola, nello spazio rimasto, un materiale di riempimento (che può essere, secondo il fluido trasportato e la sua pressione, catrame, vari cementi, piombo, leghe ecc.). Sono concepiti per resistere allo sfilamento per trazione e vengono resi impermeabili grazie ad un anello in gomma; restano flessibili anche in seguito al montaggio del giunto tra i tubi. La tenuta si mantiene anche in caso di forti sollecitazioni interne e di posizione del tubo non centrata all'interno del bicchiere. Sui tubi in calcestruzzo con piccolo e medio diametro interno (da 250 a 1000 mm), risultano essere la più diffusa tipologia a livello mondiale, soprattutto in ambito di progettazione sismica.

Questo tipo di tubo ha il vantaggio di mantenere un spessore di calcestruzzo adeguato nel giunto maschio-femmina che potrebbe essere insufficiente nelle giunti a mezzo spessore di tubi di piccolo diametro.

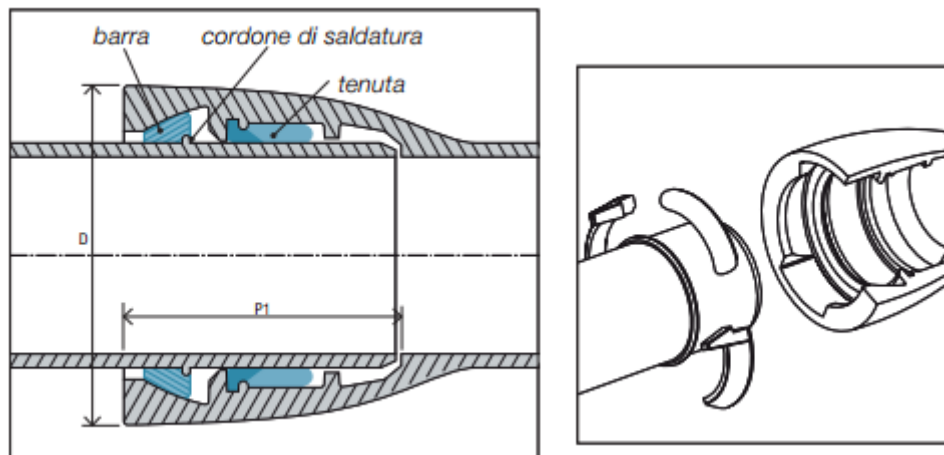


Figura 2.11: schema di un giunto a bicchiere con dettaglio delle estremità maschio e femmina. Fonte: www.strohr.at/it/

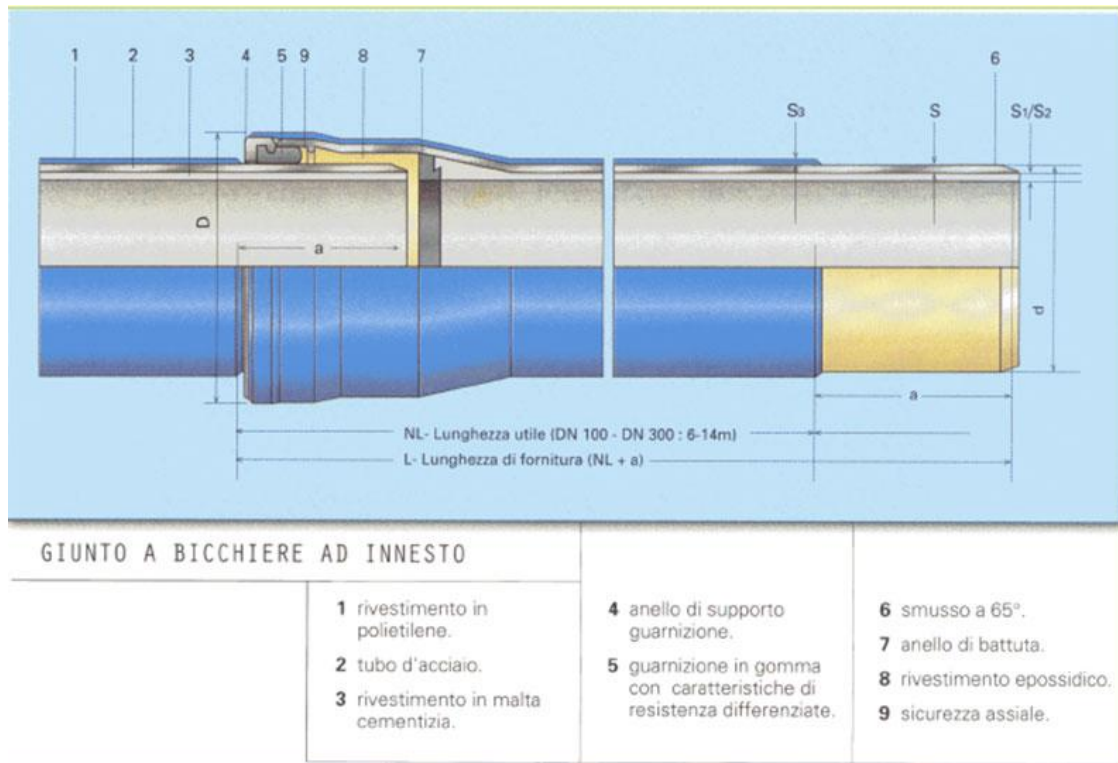


Figura 2.12: dettaglio di un giunto a bicchiere con parti costituenti. Fonte: Sureco Tecnologie e Servizi

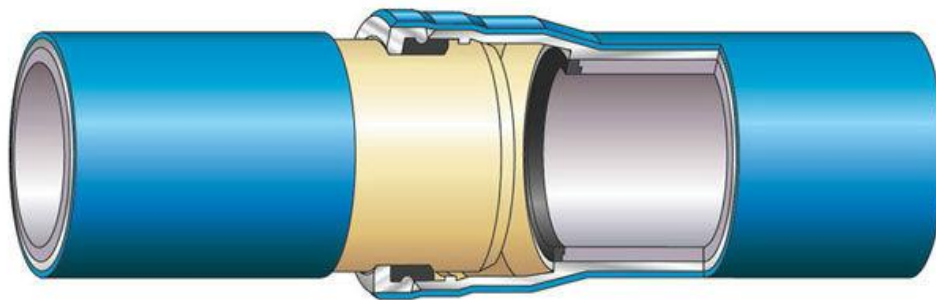


Figura 2.13: giunto a bicchiere Tyton. Fonte: FT Pipeline Systems

2.2.2.2 Giunti a manicotto ("Muff joint")

Sono simili ai giunti a bicchiere, con la differenza che, in questi giunti, vengono appaiate due estremità maschio di condotta (non c'è quindi rigonfiamento terminale) e, su ogni estremità, vengono ricavate le sedi per la congiunzione che può essere semplicemente un anello in gomma singolo di tenuta, doppio oppure per l'accoppiamento tra anello in gomma e cavetto anti-sfilante [Valerio Milano, 2003].

Queste giunzioni, mostrate in **Figura 2.14**, si prestano bene per le tubazioni idriche sia potabili che di scolo, in quanto resistono meglio alla corrosione.

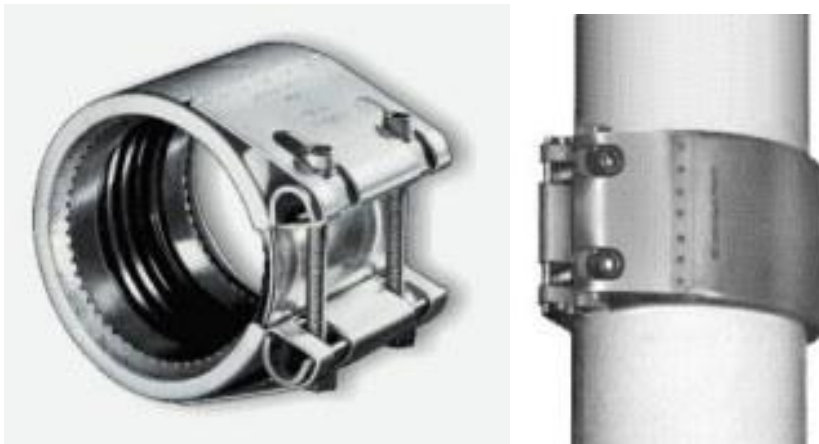


Figura 2.14: giunti Straubb a manicotto.

2.2.2.3 Giunti a flangia (“Flanged joint”)

Possono essere sia a flange fisse ricavate all’estremità dei tubi (perlopiù nei tubi in vetroresina) che a flange mobili, la tenuta viene garantita tramite una guarnizione in gomma o attraverso delle viti esterne (**Figura 2.15**).

Questo tipo di giunto viene, al solito, realizzato per l’inserimento di pezzi speciali o in punti in cui è prevedibile, con una certa frequenza, il montaggio e lo smontaggio della tubazione [Valerio Milano, 2003].

Si usa su tubi in cui il fluido circola ad alta pressione.

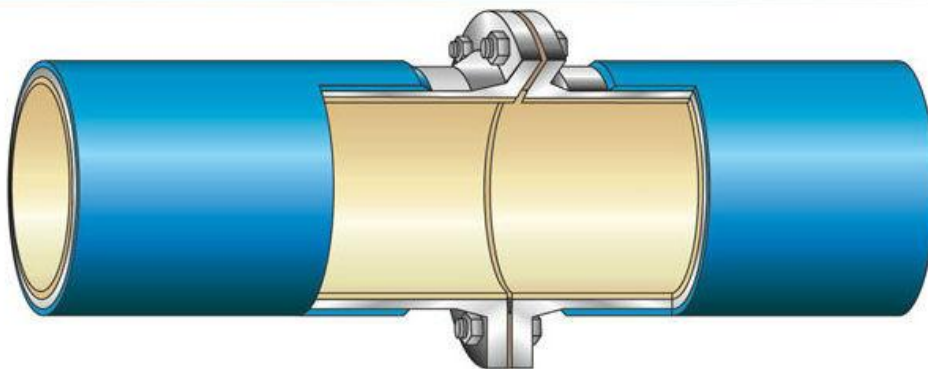


Figura 2.15: giunto a flangia con viti esterne. Fonte: FT Pipeline Systems

2.2.2.4 Giunti Victaulic

Vengono realizzati appaiando due estremità maschio dei tronchi di condotta e unendole con una morsa (**Figura 2.16**) brevettata dalla Victaulic (produttore americano di giunzioni per tubature), che viene stretta attraverso un sistema di vite e bullone appositi. Possono essere inseriti anche nelle condotte che lavorano ad alta pressione e garantiscono una completa protezione dalla corrosione.

Il giunto Victaulic ha una serie di vantaggi:

- È facile e veloce da installare, quindi permette la riduzione dei costi di installazione;
- Non richiede particolari abilità o attrezzatura;
- Si può smantellare velocemente, per poterlo pulire o modificare;
- Non richiede manutenzione particolare.

Vengono usate primariamente per sistemi di protezione incendi e in generale per la fornitura di acqua per uso domestico.

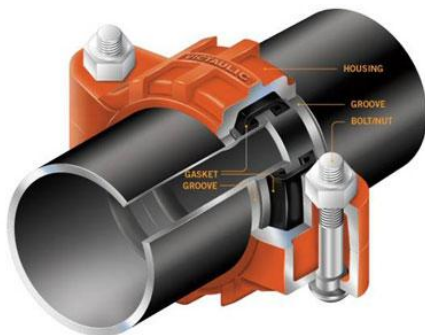


Figura 2.16: particolare della morsa del giunto Victaulic.

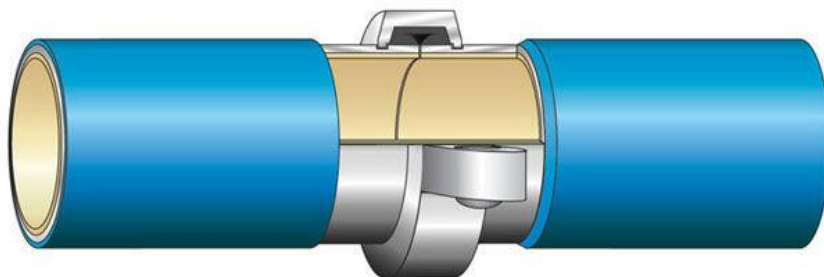


Figura 2.17: giunto Victaulic. Fonte: FT Pipeline Systems

2.3 Interazione tra pipelines e terremoti

I sistemi di condotte, data la loro finalità, sono molto estesi sul territorio e interessano aree caratterizzate da materiali di vario tipo e anche dalla presenza di una o più faglie sismiche: è pertanto necessario poter descrivere l'interazione tra l'opera e la discontinuità tettonica, in modo da poterne prevedere il comportamento della prima nel caso di attivazione della seconda: questo è, come si diceva, lo scopo del presente lavoro. La necessità di tale descrizione deriva poi anche dall'interesse, tutto ingegneristico, di studiare i danni avvenuti a condotte per via di sismi avvenuti nel recente passato.

I danni prodotti sulle condotte (Figura 2.18 e Tabella 1) possono essere dovuti a diversi fattori di un sisma:

- spostamenti permanenti del suolo;
- propagazione sismica.

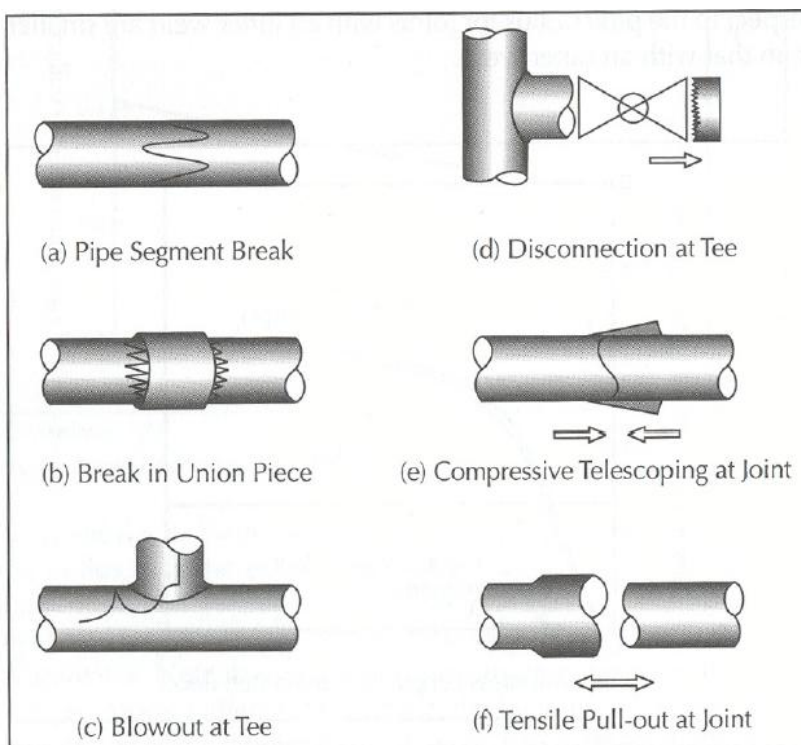


Figura 2.18: modalità di rottura su condotte segmentate. Fonte: O'Rourke&Ballantyne, 1992

In questo lavoro di tesi si parlerà perlopiù della prima categoria, in cui rientrano gli spostamenti di picco (Peak Ground Displacement, PGD), fagliazione superficiale, assestamenti, espandimenti laterali dovuti a fenomeni di liquefazione o veri e propri scorrimenti di tipo franoso (landslides).

Anche se l'hazard, il pericolo, dovuto alla PGD è limitato ad aree

piuttosto piccole all'interno della rete di condotte, il loro potenziale di danno è molto alto, dato che impongono deformazioni importanti sulle condotte stesse; dall'altra parte, il rischio dovuto alla propagazione di onde tipicamente influisce su tutta la rete,

ma con tassi di danno più bassi. Il livello di scuotimento in un dato punto della condotta e i danni a esso associati possono essere misurati più accuratamente in termini di Peak Ground Velocity (PGV), ovvero di velocità massima di scuotimento. In questa sede non si discutono le cosiddette “curve di vulnerabilità” per le condotte, curve che correlano il numero di riparazioni necessarie per la condotta al valore del parametro sismico scelto, ma, più semplicemente, si seguono i risultati di questi studi che giustificano la scelta di considerare lo spostamento di picco come parametro di studio più importante per la risposta delle condotte [O’Rourke, Deyoe, 2004]: è stato infatti osservato come gli spostamenti del terreno provochino un tasso di rottura molto più elevato (fino a 3-4 ordini di grandezza) rispetto ai fenomeni di propagazione sismica.

Material	Joint type	Failure mode
Ductile iron pipe	General joints [type A, K,T]	weld-joint slip
	Flexible joints [Type S, SII]	No failure
Cast iron pipes	Socket and Spigot	Failure in the main body, or weld-joint slip
	Type A	Failure in the main body or weld-joint slip
Steel pipe	Welding	Failure of welding
	Threaded joints SGP	Failure in the main body or weld-joint slip
PVC	Type TS	Failure in the main body or weld-joint slip
Asbestos-cement pipe	Rubber gasket	Failure in the main body or weld-joint slip

Tabella 1: modalità di danno di condotte a causa dello scuotimento sismico. Fonte: Shirouz et al., 1996

Sono tanti i fattori importanti che possono influenzare il danneggiamento della tubazione:

- direzione della condotta rispetto al campo d'onda sismico e agli spostamenti imposti;
- materiale della condotta;
- tipo di giunti;
- profondità di scavo;
- età dell'opera;
- grado di corrosione;
- ramificazione della rete;
- presenza di equipaggiamento SCADA (Supervisory Control And Data Acquisition).

Molti dei danni sopracitati sono stati rilevati in sismi del recente passato, in cui non erano stati presi gli opportuni accorgimenti progettuali.

Tipicamente da evitare sono situazioni in cui la sollecitazione sismica comporti compressione nella condotta (che si instabilizzerebbe, trattandosi di un elemento a parete sottile) mentre è bene che, se la condotta attraversa una zona di faglia, sia collocata in modo da rispondere a trazione in caso di spostamento tettonico.

La rottura nelle condotte in generale può avvenire secondo meccanismi di tre tipi:

- Rottura per trazione: nel caso di condotte in acciaio, è il comportamento che identifica la maggior duttilità. La deformazione ultima spazia in un intervallo di valori tra il 2 e il 5%: come visto, l'Eurocodice EC8 fornisce un valore del 3% mentre le linee guida ASCE-ALA danno un valore minimo del 2% fino al 4% per casi del tutto eccezionali. Nel caso di alcuni giunti meccanici, la trazione eccessiva porta comunemente al fenomeno di sfilamento (*pull out o slip*);

- Rottura per instabilità locale (buckling): configurazione deformata ben lontana da quella iniziale (tipo asta caricata di punta lungo il proprio asse), la rottura avviene con un comportamento ben lontano dall'essere duttile, è piuttosto un meccanismo di rottura repentino e molto localizzato (Figura 2.19) e diventa significativo a livello progettuale;



Figura 2.19: buckling in una condotta di acciaio. Fonte: Suzuki N.,2003

- Rottura per instabilità globale: questa si può sviluppare se l'altezza di interrimento della condotta non è sufficiente, in tal caso la deformazione tende a distribuirsi su una lunghezza maggiore anziché localizzare come nel

caso precedente.

E' un problema secondario in quanto un'opportuna progettazione permette di evitare il problema.

3 CAPITOLO 3

Metodi analitici

Lo scopo di questo lavoro è di fornire nuovi contributi allo studio sul comportamento delle condotte e dei sistemi di pipelines in presenza di faglie, uno studio che, allo stato attuale dell'arte, ha già portato alla formulazione di alcune norme, risultati e conseguenti prescrizioni progettuali.

Tra gli approcci proposti, i modelli analitici prevedono una schematizzazione piuttosto semplice del problema ma che presentano, progressivamente, una maggior affidabilità in termini pratici; i modelli agli elementi finiti studiano il problema (fortemente non lineare) discretizzando il dominio in elementi di geometria prefissata e studiando l'evoluzione della dinamica del fenomeno attraverso passi di calcolo successivi (risoluzione passo-passo); infine sono disponibili i risultati di alcuni test effettuati in laboratorio tramite prove in centrifuga [Xie et al.,2012-2013]. L'obiettivo è la valutazione di quanto una condotta con prefissate caratteristiche geometriche e meccaniche può tollerare uno spostamento di faglia (normale o trascorrente che sia) senza perdere la propria funzionalità o senza danneggiarsi in modo considerevole.

Newmark e Hall, nel 1975, elaborarono un primo modello di comportamento di una condotta interrata che attraversa una faglia trascorrente, studiandone la risposta partendo dall'ipotesi che il suo meccanismo deformativo sia puramente assiale, con tensione o compressione a seconda dell'angolo di inclinazione della faglia rispetto all'asse della condotta e interazione col suolo puramente longitudinale (attrito): trascurarono sia la flessione della condotta (in termini di deformazione e rigidità) che l'interazione laterale col terreno.

Kennedy et al., (1977), integrarono questo modello tenendo conto del fatto che la condotta non sviluppi solo deformazione assiale ma che possa anche flettersi e, conseguentemente, tenendo conto dell'interazione laterale con il terreno, ipotizzando che la rigidità flessionale sia trascurabile se la deformazione assiale è ben oltre quella di snervamento.

Fra i modelli analitici proposti, si è considerato, in questo lavoro, l'approccio proposto da Paolucci et al. (2010) per il caso di faglia trascorrente, approccio che, in questa sede, viene discusso e modificato; lo stesso approccio viene poi esteso al caso di faglia normale (tenendo conto di alcune indicazioni emerse nelle pubblicazioni degli ultimi anni) e, per quest'ultimo, verrà, in seguito, proposta validazione con codice di calcolo agli elementi finiti. Come acciaio è stato scelto l'acciaio API 5L classe X-65, per il quale le caratteristiche meccaniche sono di seguito tabulate (Tabella 2, Tabella 3).

Tensione di snervamento σ_y	450 MPa
Tensione limite ultima σ_u	532 MPa
Modulo di rigidezza elastica E	210 GPa
Deformazione a snervamento ϵ_1	0.0024
Deformazione limite ultima ϵ_2	0.2
COEFFICIENTI RAMBERG-OSGOOD	(da Karamitros et al.,2006)
n	38.32
r	31.50

Tabella 2: parametri meccanici dell'acciaio

Per quanto riguarda invece il terreno e la condotta, in questo capitolo e nei successivi si farà riferimento a un terreno sabbioso non coesivo ($c'=0$) e in cui la condotta ha le caratteristiche geometriche di seguito riportate

Peso specifico del terreno γ	15 kN/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	30°
Diametro della condotta D	0.61 m
Spessore della condotta e	9.5 mm
Affondamento della condotta H	0.91 m
Affondamento dell'asse Z	1.215 m

Tabella 3: parametri del suolo e geometrie

3.1 Interazione terreno-condotta

La descrizione analitica che viene fatta in questo capitolo non può prescindere dalla descrizione delle grandezze che sono in gioco in questo specifico problema.

Data la diversa natura dei materiali che sono interessati, è necessario comprendere a livello qualitativo e quantitativo come questi materiali interagiscono tra di loro, che effetti provoca sulla condotta di acciaio l'interramento e la mobilitazione delle forze in virtù dello spostamento di faglia. A titolo di esempio vengono riportati, di seguito, le configurazioni deformate della condotta sia nel caso di faglia trascorrente che nel caso di faglia normale: per faglia trascorrente (Figura 3.1 primo caso), il movimento laterale della faglia comporta uno spostamento laterale della condotta rispetto al suolo, il che significa che il suolo applica una pressione laterale sulla condotta e quest'ultima, a sua volta, spinge sul terreno, col risultato che sulla condotta, ad ambo i lati della faglia, vengono imposta deformazioni assiali e flessionali.

Nel caso, invece, della faglia normale (Figura 3.1 secondo caso), la condotta resiste diversamente al movimento verticale: se la condotta interrata è piuttosto superficiale, la resistenza al sollevamento del suolo è tipicamente molto più bassa della capacità portante dello stesso, ne consegue che la condotta può sollevarsi con una certa libertà per potersi adattare allo spostamento di faglia. La corrispondente curvatura e deformazione flessionale sarà, in generale, più bassa di quelle causate da una faglia trascorrente, a parità di spostamento imposto.

Alla componente assiale dello spostamento tettonico resiste la forza attrittiva all'interfaccia tra suolo e condotta: fissato il carico assiale (o la deformazione assiale), è necessario che la resistenza attrittiva venga mobilitata lungo una porzione di condotta che va dalla faglia a una certa distanza oltre la quale la condotta stessa non è influenzata dal movimento di faglia e quindi la si considera, a tutti gli effetti, ancorata al suolo: tale distanza è detta "lunghezza di ancoraggio".

Quindi la resistenza all'attrito, fornita dall'interazione tra terreno e condotta, governa la lunghezza di condotta in grado di adattarsi alle deformazioni imposte dal movimento di faglia. L'interazione suolo-condotta viene descritta attraverso un sistema di molle elastoplastiche (dette anche molle non lineari) che schematizzano la rigidità del suolo circostante in direzione assiale e in direzione trasversale (sia verticale che orizzontale). Va detto che le espressioni che verranno proposte nel seguito per i carichi di interazione sono basate su test di laboratorio e su indagini in sito, alcune sono state

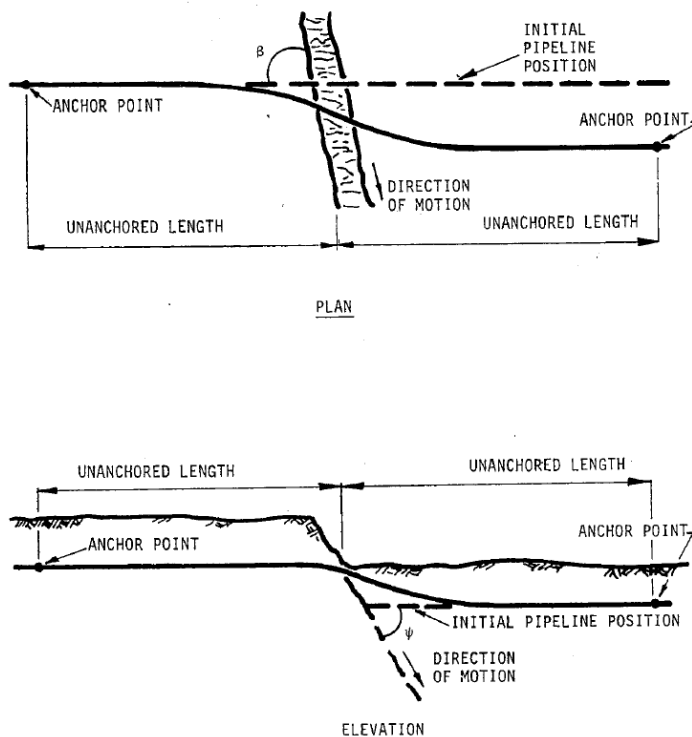


Figura 3.1: vista in pianta e in sezione delle deformate di una condotta in faglia trascorrente (sopra) e normale (sotto). Da ASCE "Guidelines for the Design of Oil and Gas Pipeline Systems", 1984

(Winkler, 1867) e, come mostrato, in questo caso rappresentano la non-linearità del terreno attraverso questo sistema di molla elastica (rigidezza costante) e slider (che entra in azione nel caso di deformazioni irreversibili); la condotta stessa viene schematizzata come una trave, su cui i carichi dovuti al suolo possono essere rappresentati da carichi nodali (t , p e q) e, se si sviluppano spostamenti relativi più grandi di una certa soglia, possono raggiungere un valore ultimo costante e, anche se i

anche ottenute per un miglior "fitting" con le curve sperimentali, in modo da facilitarne l'uso sui fogli elettronici o sui codici di calcolo, ma, allo stesso tempo, potrebbero non essere rappresentative delle condizioni di carico reale nel caso in cui la condotta sia interrata in profondità con proprietà del suolo che variano tra il piano campagna e la profondità di interramento (tali equazioni ipotizzano suolo uniforme).

La schematizzazione tramite molle (Figura 3.2) è in uso da oltre un secolo

test indicano che il carico massimo tende a decrescere per grandi spostamenti relativi, si ipotizza che, una volta raggiunto il valore massimo, tale forza (per unità di lunghezza) rimane costante anche all'aumentare dello spostamento relativo (Figura 3.3). Questa schematizzazione, e le formule che seguiranno, è accettata a livello di linee guida progettuali, si fa riferimento alle linee guida ASCE (1984) e ALA (2001, sempre proposte dalla American Society of Civil Engineers).

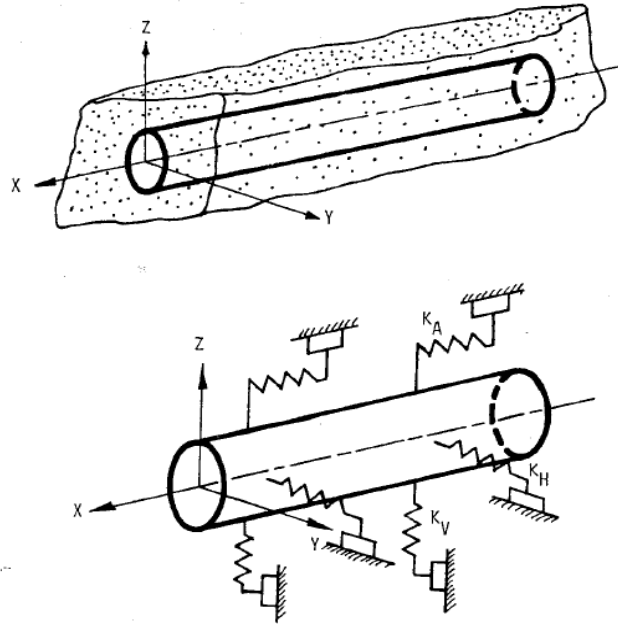


Figura 3.2: schematizzazione dell'interazione suolo-condotta attraverso molle elastoplastiche. "ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe", Luglio 2001

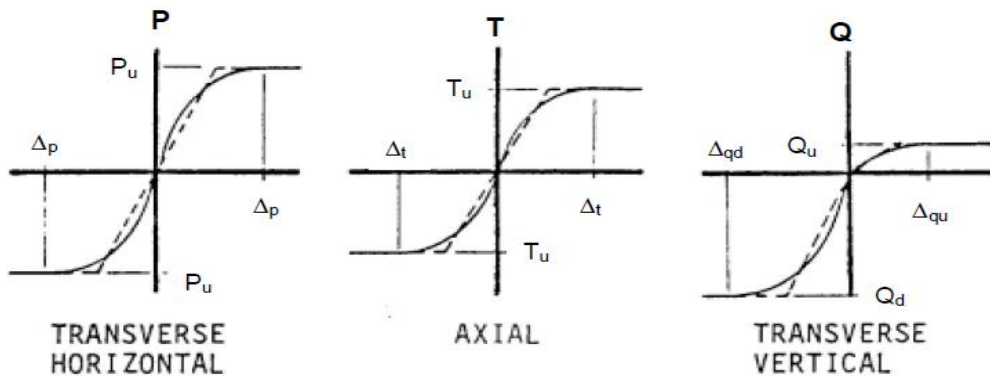


Figura 3.3: diagrammi forza di interazione-spostamento. "ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe"- Luglio 2001

3.1.1 Interazione longitudinale

Si fa riferimento alla componente attritiva: in virtù dello spostamento di faglia, la condotta si muove longitudinalmente rispetto al terreno circostante, che tende ad opporsi a tale scorrimento attraverso un meccanismo attritivo, il suo valore massimo è, in generale

$$t_u = \pi D \alpha c + \frac{\pi D}{2} \gamma Z (1 + K_0) t g \delta \quad [3.1]$$

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 [kPa] in condizioni secche;
- α è un coefficiente adimensionale di adesione che dipende dalla coesione attraverso una curva empirica;
- γ è il peso specifico efficace [kN/m^3];
- Z 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 4), indicato con f , e dipende dal materiale di rivestimento della condotta (O'Rourke suggerisce di porlo unitario, in modo da considerare le condizioni più sfavorevoli per la 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 4: coefficienti di rivestimento per diversi materiali. "ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe" - Luglio 2001

Lo spostamento relativo x_u , che comporta un carico attritivo pari a quello massimo, stando a quanto riportato dalle ALA Guidelines, va dai 3mm per sabbie dense ai 10mm per argilla soffice (le linee guida ASCE suggeriscono valori tra il 3 e il 10% della profondità dell'asse della condotta, quindi al massimo spostamenti dell'ordine del centimetro): con questi valori, si comprende come, in campo sismico, sia piuttosto

facile mobilitare la forza longitudinale massima.

3.1.2 Interazione trasversale orizzontale

Si intende, con questo, la resistenza offerta dal suolo ad una traslazione orizzontale della condotta. Le linee guida ASCE propongono una formulazione per il carico orizzontale per unità di lunghezza, che viene scritto, in funzione dello spostamento orizzontale y come

$$p(y) = \frac{y}{0.15 \frac{y_u}{p_u} + 0.85 \frac{y}{p_u}} \quad [3.2]$$

Questa relazione è stata ottenuta sulla base di test su sabbia secca e uniforme ed è una relazione di tipo iperbolico [Audibert e Nyman, 1975, 1977; Trautmann e O'Rourke, 1983] e quindi non se ne discute la correttezza formale o la sua fondatezza fisica: il problema è che

$$\lim_{y \rightarrow \infty} p(y) = \frac{p_u}{0.85} > p_u \quad [3.3]$$

quindi se, secondo quanto previsto dalle linee guida ASCE, lo spostamento tale per cui si raggiunge il carico limite è tra il 2 e il 10% della profondità dell'asse della condotta (quindi, ancora una volta, dell'ordine dei centimetri), per spostamenti $y > y_u$, risulterà $p > p_u$. Quello che in questa sede si vuole dire è che, dal punto di vista concettuale, una formulazione siffata può essere utilizzata nel caso di spostamenti più bassi di quelli limite, mentre per valori superiori il carico $p(y)$ dovrà essere pari a quello limite ultimo, seguendo l'andamento delle curve viste in Figura 3.3.

Sempre seguendo le linee guida ALA, il carico laterale ultimo è dato da

$$p_u = N_{ch}cD + N_{qh}\gamma ZD \quad [3.4]$$

Per terreni non coesivi il primo termine è nullo. I due coefficienti di capacità portante orizzontale N_{ch} (nullo per terreni non coesivi) e N_{qh} si ottengono attraverso relazioni empiriche che tengono conto dell'angolo di attrito interno del materiale e sono funzione del rapporto tra profondità dell'asse e diametro della condotta

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad [3.5]$$

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

Sempre secondo tale normativa

$$y_u = 0.04Z \quad [3.6]$$

Cioè il 4% della profondità dell'asse della condotta: vale esattamente quanto detto per l'interazione longitudinale.

Factor	ϕ	x	a	b	c	d	e
N_{ch}	0°	H/D	6.752	0.065	-11.063	7.119	--
N_{qh}	20°	H/D	2.399	0.439	-0.03	1.059(10) ⁻³	-1.754(10) ⁻⁵
N_{qh}	25°	H/D	3.332	0.839	-0.090	5.606(10) ⁻³	-1.319(10) ⁻⁴
N_{qh}	30°	H/D	4.565	1.234	-0.089	4.275(10) ⁻³	-9.159(10) ⁻⁵
N_{qh}	35°	H/D	6.816	2.019	-0.146	7.651(10) ⁻³	-1.683(10) ⁻⁴
N_{qh}	40°	H/D	10.959	1.783	0.045	-5.425(10) ⁻³	-1.153(10) ⁻⁴
N_{qh}	45°	H/D	17.658	3.309	0.048	-6.443(10) ⁻³	-1.299(10) ⁻⁴

Tabella 5: coefficienti per la stima di Nqh e Nch per il calcolo delle forze di interazione trasversale orizzontale al variare dell'angolo di attrito. ALA Guidelines 2001

3.1.3 Interazione trasversale verticale

In direzione verticale sono due le forze che si trasmettono dal terreno alla condotta: una forza che si oppone all'affondamento della condotta e una che si oppone al suo sollevamento e sono diverse in formulazione e intensità.

Per quanto riguarda l'affondamento della condotta si usa un modello simile al limite di capacità portante per fondazioni superficiali

$$q_d = N_c c D + N_q \gamma Z D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \quad [3.7]$$

- $N_c = [\cot(\phi + 0.001)] \cdot \left\{ \exp[\pi \cdot tg(\phi + 0.001)] \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi + 0.001}{2} \right) - 1 \right\}$
- $N_q = \exp(\pi \cdot tg\phi) \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$
- $N_\gamma = e^{0.18\phi - 2.5}$

Anche in questo caso, se il terreno è non coesivo, il primo termine è nullo. Per lo spostamento a cui corrisponde questo carico

$$\Delta q_d = 0.1 \div 0.2 D \quad [3.8]$$

E, considerate le dimensioni tipiche dei diametri delle condotte, anche in questo caso non si superano i 20cm come spostamento a cui corrisponde il carico limite ultimo.

Per quanto riguarda la resistenza al sollevamento, anche in questo caso la

formulazione prevista dalle linee guida ASCE presenta lo stesso problema visto in precedenza: in particolare

$$q(z) = \frac{z}{0.07 \frac{z_u}{q_u} + 0.93 \frac{z}{q_u}} \quad [3.9]$$

Per spostamenti $z > z_u$, il carico $q(z)$ supera quello limite ultimo

$$\lim_{z \rightarrow \infty} q(z) = \frac{q_u}{0.93} > q_u \quad [3.10]$$

In tal caso la sovrastima è più contenuta ma, a rigore, se q_u è considerato come carico ultimo ottenuto per uno spostamento che, per normativa, è

$$z_u = 0.01 \div 0.02 \left(H + \frac{D}{2} \right) \quad [3.11]$$

quindi ancora una volta dell'ordine dei centimetri, bisogna considerare una forza limite ultima costante quando $z > z_u$. Tutte queste considerazioni saranno importanti nel codice di calcolo per il metodo della cerniera plastica, che richiederà il calcolo della potenza dissipata e quindi il calcolo di un lavoro (prodotto tra forza e spostamento). Il valore ultimo per la resistenza al sollevamento è dato da

$$q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\gamma ZD \quad [3.12]$$

I coefficienti sono definiti da

- $N_{cv} = 2 \frac{H}{D}$ applicabile per $\frac{H}{D} \leq 10$;
- $N_{qv} = \frac{\phi Z}{44D}$ con ϕ in gradi

3.2 Newmark&Hall (1975)

Lo schema proposto da Newmark e Hall consiste nel considerare lo spostamento di faglia applicato staticamente su una condotta interrata in una trincea superficiale (in modo da permettere l'adattamento allo spostamento imposto): la condotta risponde unicamente tramite lo sviluppo di deformazione assiale (si trascura il comportamento flessionale) nella zona compresa tra i punti di ancoraggio della condotta, a patto di considerare deformazioni imposte contenute, in modo da non plasticizzare per intero il tratto di condotta interessato (condotta in condizioni "not fully yielded", deformazioni non superiori al 2-5%); la tubazione viene quindi scomposta in settori in comportamento o elastico-lineare o plastico-lineare (modulo di rigidità ridotto) e, a

ogni settore, si calcola l'elongazione in maniera indipendente dai settori adiacenti.
 Serve:

- legame costitutivo elasto-plastico per il materiale della condotta;
- caratteristiche meccaniche all'interfaccia terreno condotta;

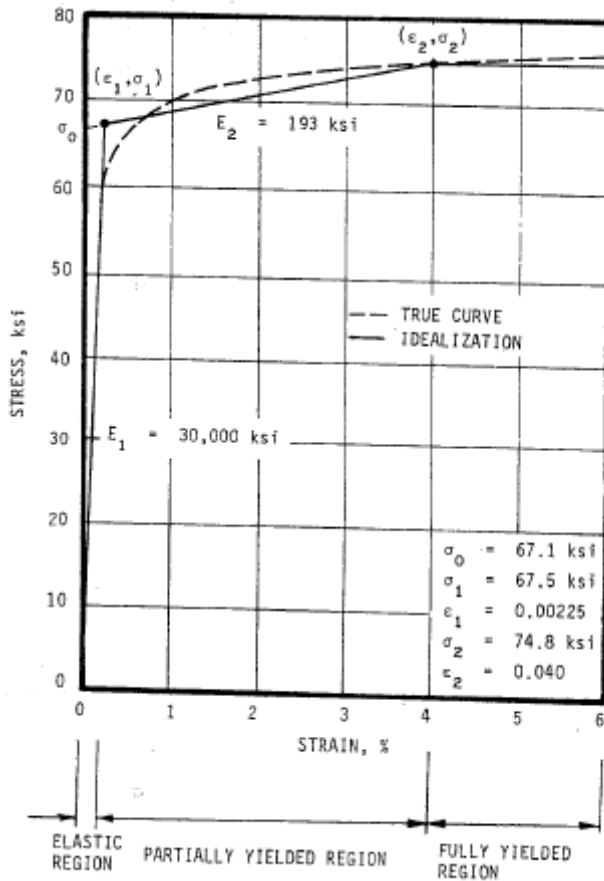


Figura 3.4: schema trilineare per la curva di carico dell'acciaio. ASCE "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Buried Pipeline Systems"

- caratteristiche geometriche della faglia.

Il comportamento della condotta (tipicamente la risposta anelastica per l'acciaio della condotta è di tipo hardening, con incrudimento positivo) è schematizzato con un andamento trilineare (Figura 3.4): la deformazione limite elastica può essere calcolata se è noto il modulo di rigidezza elastica e la tensione di snervamento dell'acciaio, mentre, per quanto riguarda la rigidezza ridotta E_2 , essa può essere calcolata nota la tensione ultima ammissibile e la deformazione limite per la condotta (tra il 2 e il 5%, nel caso in esame la si prende al 4%). A questo punto si assume che lo spostamento relativo in direzione assiale tra il terreno e la condotta (spostamento ammesso per

ipotesi) sia tale da mobilitare la resistenza attritiva ultima t_u , calcolata ipotizzando di poter usare il coefficiente di spinta a riposo (si trascurano quindi le componenti attive e passive), come previsto dalla [3.1] senza termine coesivo, ovvero

$$t_u = \frac{\pi D}{2} \gamma Z (1 + K_0) t g \delta \quad [3.13]$$

Con D diametro esterno della condotta, γ peso specifico efficace, Z profondità dell'asse della condotta dal piano campagna, K_0 coefficiente di spinta a riposo e δ angolo d'attrito di interfaccia tra condotta e terreno: nel caso in esame, seguendo le linee guida ALA

$$\delta = f\phi \quad [3.14]$$

Cioè è una frazione dell'angolo di attrito del terreno e dipende dal tipo di materiale di rivestimento esterno: nel caso specifico ci si dovrebbe riferire all'acciaio liscio (Tabella 6).

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 6: evidenza del coefficiente di rivestimento da usare per l'acciaio liscio.

Dal punto di vista dei calcoli, tuttavia, il coefficiente di rivestimento influenza esclusivamente i valori della lunghezza di ancoraggio, che, pur non essendo nota a priori, resta un input del problema e, se si decide di cambiare il coefficiente di rivestimento ma poi si sceglie la medesima lunghezza di ancoraggio, il risultato non cambia: per omogeneità con gli altri metodi che si analizzeranno di seguito, si sceglie di seguire l'approccio di O'Rourke, quindi si considera **f=1** (condizioni peggiori possibili per la condotta). Dato che si ipotizza una deformazione della condotta di tipo puramente assiale, il problema può essere schematizzato come segue (Figura 3.5)

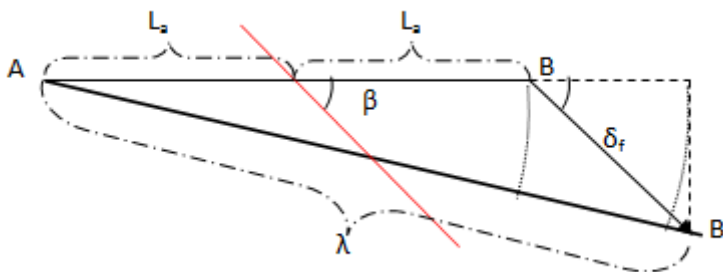


Figura 3.5: schema geometrico del problema

Il tratto di condotta che si deforma è tale per cui il punto di intersezione con la traccia della faglia costituisce punto medio: c'è quindi un comportamento simmetrico che, nel caso di faglia trascorrente, si può considerare valido (per mere questioni di equilibrio), mentre così non è nel caso di faglia normale (si vedrà questo aspetto in seguito): la deformazione della condotta si sviluppa per un tratto pari a L_a (lunghezza di ancoraggio) che definisce la distanza tra la faglia (ove, nella realtà, la deformazione imposta sulla condotta è maggiore) e un punto di ancoraggio, punto oltre il quale la condotta si sposta rigidamente assieme al suolo (con lo schema proposto, nel punto di

ancoraggio a sinistra, lo spostamento relativo tra le due configurazioni di condotta è nullo, nel punto di ancoraggio a destra è invece pari allo spostamento di faglia imposto). In generale, la deformazione assiale media può essere calcolata come

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\lambda - 2L_a}{2L_a} \quad [3.15]$$

Se lo spostamento di faglia δ_f è molto più piccolo della lunghezza di ancoraggio, allora gli archi di circonferenza tracciati nella figura precedente sono assimilabili a segmenti perpendicolari per cui si può riscrivere la deformazione usando esclusivamente relazioni di carattere geometrico, per cui

$$\bar{\varepsilon} \approx \frac{\delta_f}{2L_a} \cos\beta + \frac{1}{2} \left(\frac{\delta_f}{L_a} \sin\beta \right)^2 \quad [3.16]$$

Il punto è che la lunghezza di ancoraggio non è nota a priori ma dipende sia dalle caratteristiche geometrico-meccaniche della condotta (diametro, spessore, moduli di rigidità dell'acciaio) che dalle condizioni geomeccaniche del terreno circostante (angolo di resistenza al taglio, profondità di interrimento): è quindi necessario procedere a una stima della lunghezza di ancoraggio attraverso ulteriori relazioni. Se non vi sono vincoli fisici a limitare la lunghezza di ancoraggio, la forza di attrito, che si sviluppa tra terreno e condotta quando viene imposto lo scorrimento lungo il piano di faglia, fornisce solo la resistenza assiale: si può allora pensare di scrivere la lunghezza di ancoraggio, sfruttando l'additività delle deformazioni (come si diceva, si suddivide la condotta in tronchi), come

$$L_a = L_e + L_p \quad [3.17]$$

Ove L_e e L_p costituiscono le porzioni di condotta che si caricano elasticamente ed elasto-plasticamente. Nel caso di comportamento elastico-lineare, cioè quando lo sforzo assiale è minore o al più uguale alla tensione di snervamento, si effettuano in sequenza i seguenti calcoli

$$L_e = \frac{\sigma_a A_s}{t_u} \quad \bar{\varepsilon}_E = \frac{\sigma_a}{2E_1} \quad \Delta L_e = L_e \bar{\varepsilon}_E \quad [3.18]$$

Nel caso in cui invece la tensione assiale imposta σ_a è compresa tra la tensione di snervamento e quella limite ultima, allora

$$\begin{aligned} L_e &= \frac{\sigma_1 A_s}{t_u} & L_p &= \frac{(\sigma_a - \sigma_1) A_s}{t_u} & \bar{\varepsilon}_E &= \frac{\sigma_1}{2E_1} & \bar{\varepsilon}_P &= \frac{\sigma_a - 2\sigma_0 + \sigma_1}{2E_2} \\ \Delta L_e &= L_e \bar{\varepsilon}_E & \Delta L_p &= L_p \bar{\varepsilon}_P & & & & \end{aligned} \quad [3.19]$$

σ_1 è la tensione di snervamento, σ_0 è la tensione che si otterrebbe prolungando il secondo tratto lineare della curva di carico fino a deformazione nulla ($\varepsilon=0$), A_s rappresenta la sezione trasversale della condotta, ΔL_e e ΔL_p sono gli allungamenti imposti in campo elastico e plastico. Sintetizzando i calcoli, si ottiene che, in campo puramente elastico ($\varepsilon < \varepsilon_1$)

$$\begin{cases} L_e = E_1 \varepsilon \pi D e / t_u \\ L_p = 0 \end{cases} \quad [3.20]$$

In campo elasto-plastico ($\varepsilon_1 \leq \varepsilon < \varepsilon_2$)

$$\begin{cases} L_e = \frac{E_1 \varepsilon_1 \pi D e}{t_u} \\ L_p = E_2 (\varepsilon - \varepsilon_1) \pi D e / t_u \end{cases} \quad [3.21]$$

Mentre, quando si raggiunge lo stato limite ultimo ($\varepsilon \geq \varepsilon_2$)

$$\begin{cases} L_e = E_1 \varepsilon_1 \pi D e / t_u \\ L_p = E_2 (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \pi D e / t_u \end{cases} \quad [3.22]$$

ε è la deformazione imposta, mentre e rappresenta lo spessore della condotta. Questa formulazione per la lunghezza di ancoraggio è stata proposta da O'Rourke M.J. e Liu X. (1999) ed è stata rivista in questa sede per poter tenere conto del comportamento puramente elastico e del campo di deformazione $\varepsilon > \varepsilon_2$. A questo punto, nel codice di calcolo che è stato scritto per valutare i risultati di questo metodo, si può avere un'idea dei valori che può assumere la lunghezza di ancoraggio e in quali condizioni di carico: il risultato è una curva L_a - ε trilineare esattamente come la curva di sforzo. Le linee guida ASCE propongono una metodologia di calcolo, per quanto riguarda il metodo Newmark-Hall che, a conti fatti, risulta essere un'ulteriore semplificazione di quanto esposto, ma che integra anche la tipologia di rottura di faglia, non limitandosi alla sola strike-slip: nota la lunghezza del tratto di condotta interessato misurata dalla faglia fino al punto di ancoraggio come somma tra L_e e L_p , si calcola la variazione di lunghezza totale disponibile della condotta in virtù dello stato di sforzo assunto come

$$\Delta L_a = \Delta L_e + \Delta L_p \quad [3.23]$$

e lo si confronta con l'allungamento richiesto dallo spostamento di faglia, calcolato come

$$\Delta L_r = \Delta X + \frac{1}{4L_T} (\Delta Y^2 + \Delta Z^2) \quad [3.24]$$

nel caso di faglia normale

$$\Delta X = \Delta_n \cos \psi \cdot \sin \beta$$

$$\begin{aligned} \Delta Y &= \Delta_n \cos\psi \cdot \cos\beta \\ \Delta Z &= \Delta_n \sin\psi \end{aligned} \quad [3.25]$$

Δ_n rappresenta lo scorrimento (Figura 3.6) imposto dalla faglia normale, ψ è l'angolo di immersione della faglia ($0 \leq \psi \leq 90^\circ$) mentre β rappresenta l'angolo tra l'asse della condotta e la traccia della faglia sul piano campagna ($0 \leq \beta \leq 180^\circ$). Se la differenza tra ΔL_a e ΔL_r non è sufficientemente ridotta, si corregge lo sforzo assiale imposto con la relazione seguente

$$\sigma_a^{new} = \sigma_a^{old} + \frac{E_2 t_u (\Delta L_r - \Delta L_a)}{2 A_s (\sigma_a^{old} - \sigma_0)} \quad [3.26]$$

E si ricalcolano le deformazioni. Il procedimento viene ripetuto fino a convergenza dei valori di allungamento disponibile e imposto.

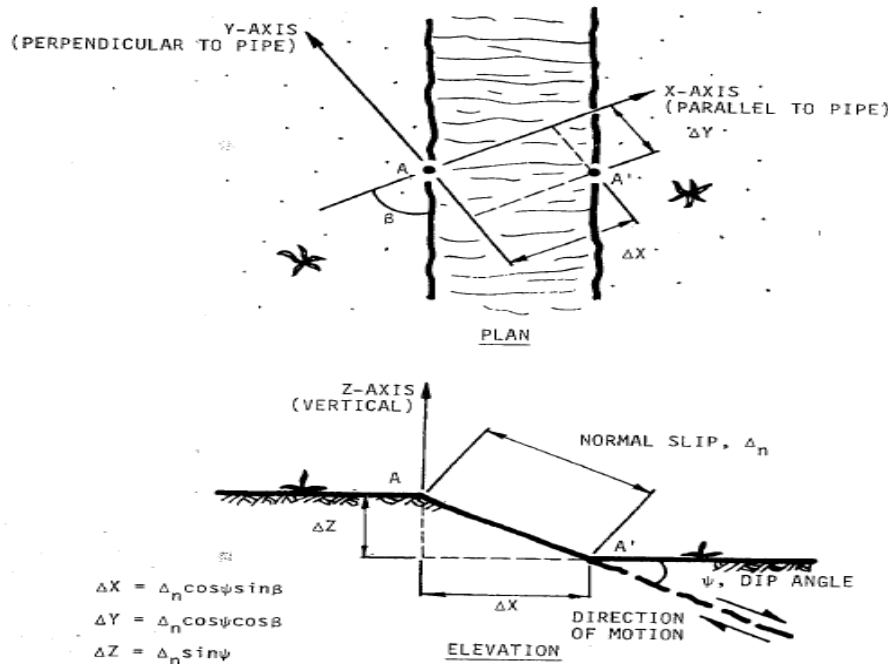


Figura 3.6: schema geometrico del piano di faglia e componenti di spostamento. ASCE "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Buried Pipeline Systems", 1984

In questa sede si propone il modello originario di Newmark e Hall, così come specificato nell'articolo che espone questo metodo e il cui contenuto è stato riportato prima di parlare delle linee guida ASCE; imponendo come lunghezza di ancoraggio $L_a=50m$, si ottiene il grafico di **Figura 3.7** per faglia trascorrente.

Il metodo di Newmark-Hall ha il vantaggio di essere un modello molto semplice per descrivere il problema, tuttavia, utilizzando la deformazione media come criterio di rottura e trascurando l'interazione laterale tra terreno e condotta, fornisce una

sovrastima troppo elevata dello spostamento massimo ammissibile per la condotta stessa, anche imponendo una lunghezza di ancoraggio non troppo elevata.

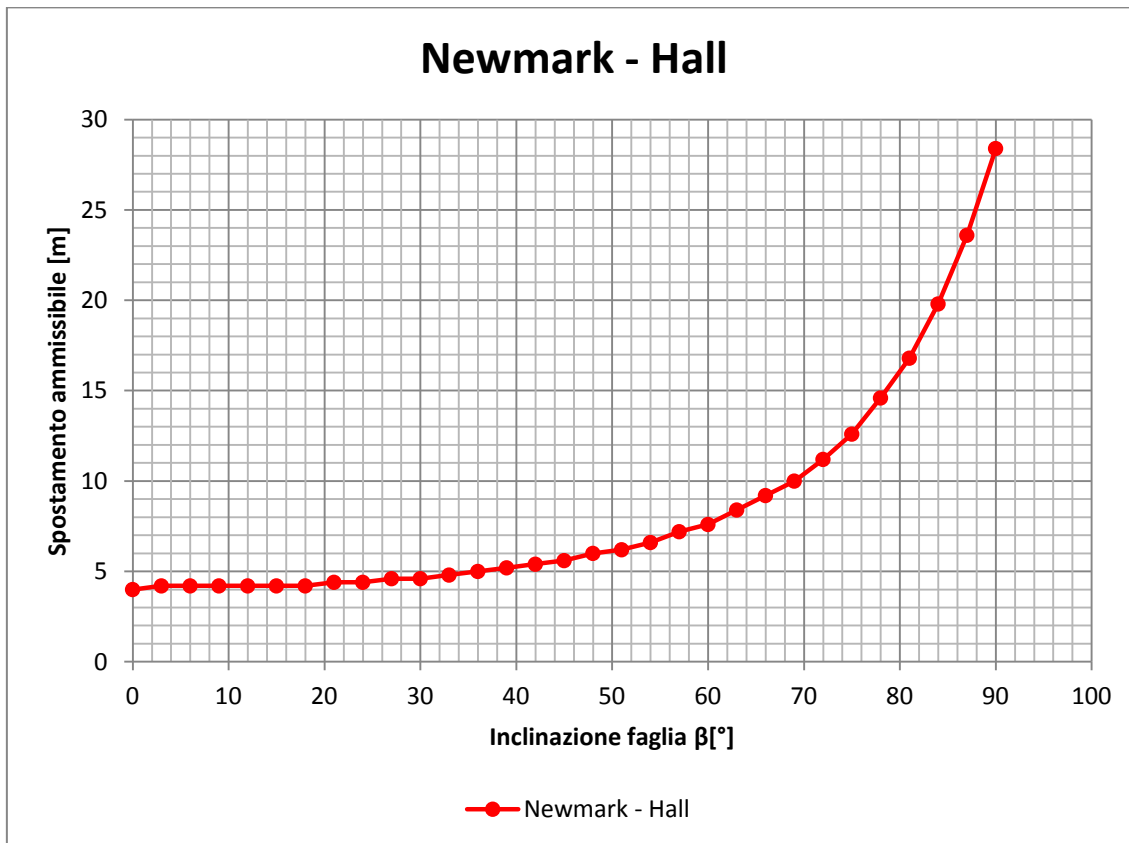


Figura 3.7: andamento dello spostamento massimo ammissibile in funzione dell'angolo di intersezione faglia-condotta, per lunghezza d'ancoraggio pari a 50m. La presenza della sola componente assiale porta a sovrastime importanti dello spostamento (anche oltre i 20m)

3.3 Kennedy (1977)

Robert P. Kennedy (1977) si rifece a quanto elaborato da Newmark e Hall, tenendo tuttavia conto del fatto che, quando avviene lo spostamento lungo la superficie di faglia, la condotta si deforma anche flessionalmente, tuttavia lo stesso Kennedy ipotizza di poter trascurare la rigidità flessionale: la condotta può flettersi senza opporre resistenza, come fosse un'inclusione.

Lo schema geometrico proposto è, nuovamente, quello della condotta che si deforma lungo una sua porzione compresa tra due punti, equidistanti dalla linea di faglia, detti punti di ancoraggio; tali punti non sono necessariamente delle zone fisicamente esistenti in cui la condotta viene vincolata, ma sono punti in cui (e oltre il quale) la condotta si muove in modo solidale col terreno: più lontani dalla faglia sono questi punti di ancoraggio, maggiore sarà la capacità della condotta di adattarsi a uno spostamento di faglia maggiore (perché le deformazioni imposte tendono a distribuirsi su una lunghezza maggiore) e ciò è possibile se l'attrito tra terreno e condotta non è

elevato; viceversa, se l'attrito terreno-condotta è elevato, tali punti di ancoraggio tendono ad avvicinarsi simmetricamente alla linea di faglia, per cui la condotta sarà meno in grado di sopportare spostamenti importanti.

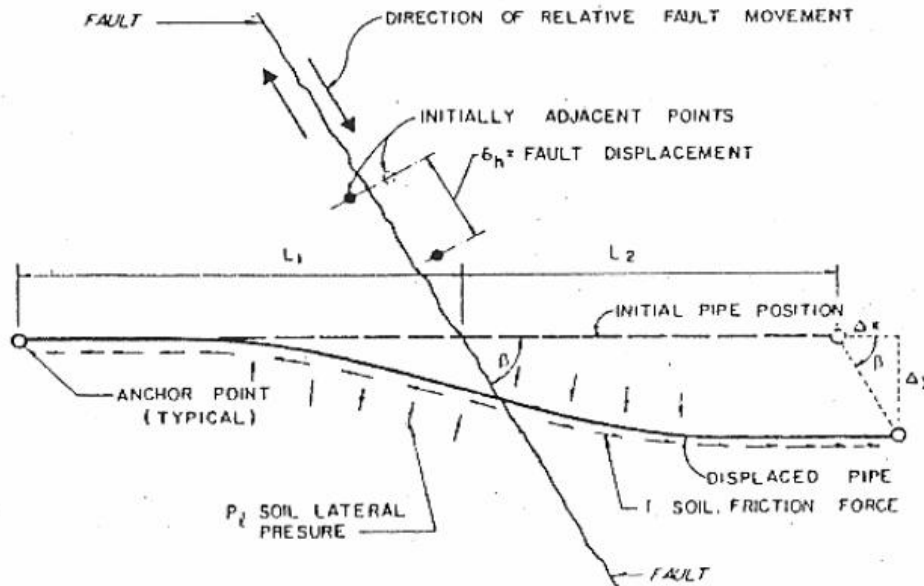


Figura 3.8: schema descrittivo del problema proposto da Kennedy, 1974

Per angoli di inclinazione della faglia compresi tra 0 e 90° circa, la deformazione della condotta avverrà per elongazione, per valori di tale inclinazione maggiori di 95° si svilupperà compressione, con possibili fenomeni di instabilità locale (“wrinkling” ovvero corrugamento, “buckling” ovvero instabilizzazione per carico di punta), esattamente come già previsto dal modello Newmark-Hall; di fatto è anch’esso un metodo conservativo perché sovrastima gli effetti della resistenza verticale e laterale sulla deformazione flessionale e Kennedy lo applica solo nel caso in cui il movimento di faglia genera trazione nella condotta (quindi angoli inferiori ai 90°).

Inoltre gli effetti sulla condotta sono considerati come indotti da carichi applicati quasi staticamente: nonostante il fenomeno di rottura possa essere molto rapido, la velocità di spostamento di una porzione di terreno rispetto all’altra è dello stesso ordine di grandezza della massima velocità di propagazione in campo vicino e tali velocità sono abbastanza basse.

Per l’acciaio della condotta, il legame costitutivo è alla Ramberg-Osgood,

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E} \left[1 + \frac{n}{r+1} \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad [3.27]$$

dove E è il modulo di rigidità elastica, α e r i coefficienti di Ramberg-Osgood, σ_y lo sforzo effettivo di plasticizzazione. Questo modello è un modello del tipo incrudente, la cui formulazione originaria (1943) prevedeva una formula diversa,

$$\varepsilon = \frac{\sigma_a}{E} + K \left(\frac{\sigma_a}{E} \right)^n \quad [3.28]$$

con K e n ottenibili attraverso regressione lineare. In particolare K era ottenibile, in funzione di n , ipotizzando una deformazione allo snervamento dello 0.2% e tagliando la curva di carico (Figura 3.9) con una retta passante per l'origine e per il punto a deformazione 0.2% ottenendo lo sforzo che, sull'articolo originale, viene chiamato s_1 (la retta che si ottiene ha pendenza pari al 70% della pendenza di

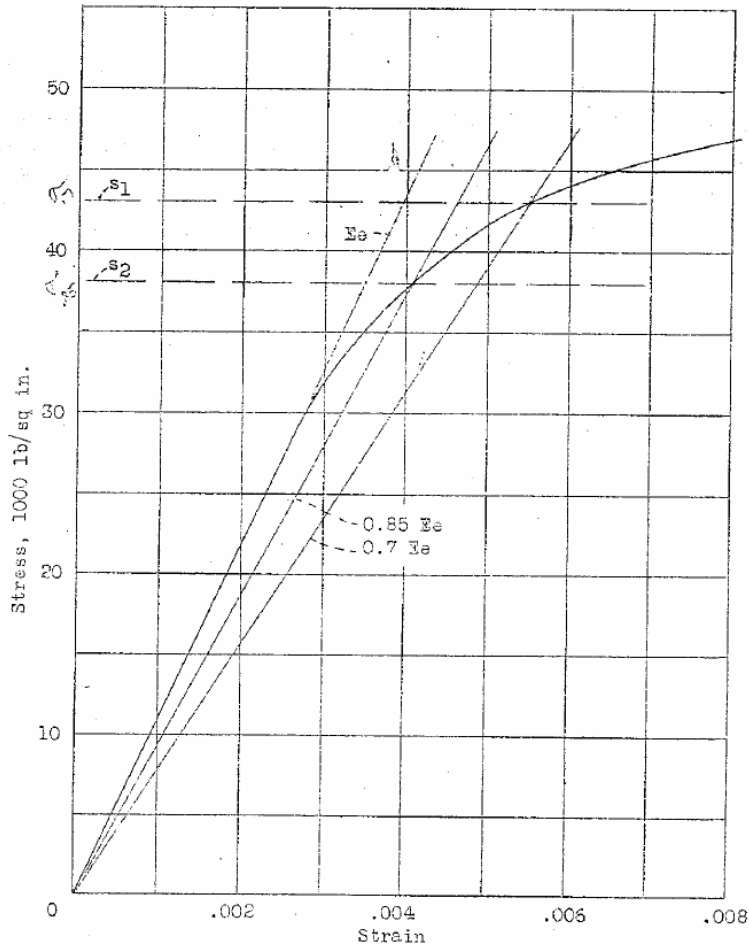


Figura 3.9: curva di carico per l'acciaio con costruzione grafica per ricavare i coefficienti numerici. Da "Description of stress-strain curves by three parameters" di Ramberg W. e Osgood W.R.

carico elastico); per l'esponente n (parametro di forma detto "coefficiente di incrudimento") si pensò di usare un secondo modulo di rigidezza secante pari a circa l'85% del modulo di rigidezza elastico, da cui ricavare usare un secondo sforzo di snervamento secante s_2 (più basso del primo): così facendo si ottenne, per l'esponente n

$$n = 1 + \frac{0.3853}{\log_{10} \left(\frac{s_1}{s_2} \right)} \quad [3.29]$$

I contributi attritivi resistenti sono distinti tra sezioni di condotta dritte e sezioni curve (per sezioni curve prossime alla faglia, la resistenza assiale del suolo si considera maggiore). Si diceva della deformabilità flessionale: se la deformazione per flessione è minore dell'80% della deformazione assiale, cioè se (k curvatura della tubazione)

$$\varepsilon_b = \frac{kD}{2} \leq 0.8\varepsilon_a \quad [3.30]$$

allora la curvatura non influenza significativamente il carico in direzione assiale, per cui

$$F = 2\pi R \cdot e \cdot \sigma_a \quad [3.31]$$

Ove R è il raggio medio della condotta, e lo spessore e σ_a lo sforzo assiale a cui corrisponde la deformazione assiale ε_a . La rigidezza flessionale nello stato deformato è trascurabile (in confronto a quella iniziale) se

$$\varepsilon_{min} = \varepsilon_a - \varepsilon_b \leq \varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_i} \quad [3.32]$$

in queste circostanze si può considerare la tubatura alla stregua di un cavo, avente quindi solo rigidezza assiale (le azioni laterali sono supportate dalla trazione assiale e agiscono lungo la curvatura longitudinale della condotta piuttosto che sviluppare momento flettente). Se queste condizioni non sono soddisfatte, l'analisi fatta è del tipo conservativo, perché sovrastima la curvatura della condotta ignorandone la rigidezza flessionale. Anche qui la deformazione massima (somma tra quella assiale e quella flessionale) deve essere contenuta tra il 2 e il 5% (e anche in questo caso, la si prenderà al 4%). Come nel metodo di Newmark-Hall, le linee guida ASCE seguono una procedura "trial and error", per la quale si cambia di volta in volta lo sforzo assiale σ_a che produce un allungamento della condotta pari a quello imposto dal movimento tettonico.

E' necessario conoscere:

- resistenza assiale;
- resistenza orizzontale trasversale;
- resistenza al sollevamento/distacco (uplift).

Si assume inoltre che la deformazione a flessione, in prossimità della linea di faglia, avvenga con un raggio di curvatura costante. La procedura di calcolo proposta dalle linee guida ASCE è la seguente:

1. Si calcolano le tre resistenze ultime sopracitate (forze per unità di lunghezza della condotta), p_u , t_u e q_u , nel caso di sabbie;
2. Si stima lo sforzo assiale σ_a , da cui

$$Q = \sigma_a A_s \quad [3.33]$$

3. Supposta valida l'ipotesi per la quale la deformazione a flessione della condotta in prossimità della faglia si sviluppi con raggio di curvatura costante sia per la

curvatura orizzontale che per quella verticale, si calcolano i raggi di curvatura laterale e verticale come

$$R_{cl} = \frac{QC_p}{p_u} \quad R_{cv} = \frac{QC_p}{q_u} \quad [3.34]$$

con

$$C_p = 1 - \frac{p_i \pi D^2}{4Q} \quad [3.35]$$

p_i rappresenta la pressione interna, C_p invece è un coefficiente correttivo che tiene conto del fatto che la pressione interna all'interno di una condotta priva di rigidità flessionale produce un aumento della trazione in direzione assiale nella condotta stessa, conseguentemente una riduzione del raggio di curvatura.

4. I calcoli prevedono la stima dell'elongazione richiesta dal movimento di faglia, si calcolano le lunghezze delle porzioni di condotta inflesse verticalmente e orizzontalmente e da qui l'elongazione totale

$$L_{cl} = \sqrt{\Delta Y \cdot R_{cl}} \quad L_{cv} = \sqrt{2\Delta Z \cdot R_{cv}}$$

$$\Delta L_r = \Delta X + \frac{\Delta Y}{3L_{cl}} + \frac{2\Delta Z^2}{3L_{cv}} \quad [3.36]$$

Se $\Delta L_r < 0$, si avrà compressione della condotta e quindi bisognerà tenere in conto di flessioni locali e fenomeni di schiacciamento.

5. Si calcola la lunghezza (a destra e a sinistra della linea di faglia) della condotta necessaria a trasferire il carico Q sul terreno attraverso il meccanismo attritivo

$$L_1 = L_2 = \frac{Q - t_{uc}L_{cl}}{t_u} + L_{cl} \quad [3.37]$$

Con t_{uc} direttamente proporzionale a t_u secondo un coefficiente che dipende dal rapporto tra profondità del centro della condotta e diametro esterno della stessa. Si ipotizza che sia L_1 che L_2 siano sufficienti a garantire l'ancoraggio della condotta necessario per via dell'attrito.

6. Si calcola l'allungamento della condotta in virtù dello stato di sforzo imposto, integrando la deformazione assiale, espressa tramite la [3.27], sulla lunghezza della condotta In particolare

$$\Delta L_a = 2\Delta L_c + \Delta L_{s1} + \Delta L_{s2} \quad [3.38]$$

ove i vari contributi si ottengono a partire dalle relazioni che seguono.

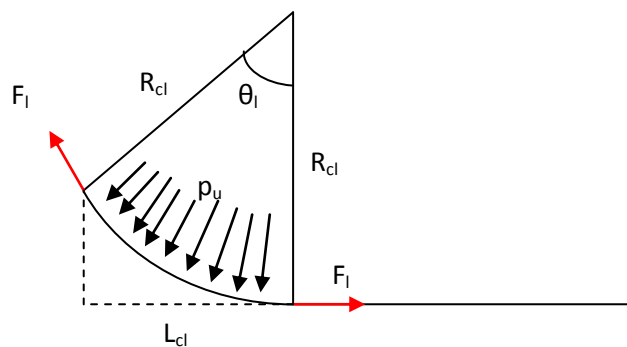
$$\begin{aligned} \epsilon_0 &= \frac{\sigma_0}{E_1} & L_{s\ell 2} &= L_2 - L_{c\ell} & \Delta L_{s1} &= \epsilon_0 \left\{ L_{s\ell 1} \left(\frac{B_s + B_{\ell 1}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r+2)} (B_s^{r+2} - B_{\ell 1}^{r+2}) \right\} \\ C &= \frac{\alpha}{r+1} & B_m &= \frac{\sigma_a}{\sigma_0} & \Delta L_{s2} &= \epsilon_0 \left\{ L_{s\ell 2} \left(\frac{B_s + B_{\ell 2}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r+2)} (B_s^{r+2} - B_{\ell 2}^{r+2}) \right\} \\ h_c &= \frac{t_{uc}}{A_s \sigma_0} & B_s &= B_m - h_c L_{c\ell} & \Delta L_c &= \epsilon_0 \left\{ L_{c\ell} \left(\frac{B_m + B_s}{2} \right) + \frac{C}{h_c(r+2)} (B_m^{r+2} - B_s^{r+2}) \right\} \\ h_s &= \frac{t_u}{A_s \sigma_0} & B_{\ell 1} &= B_s - h_s L_{s\ell 1} & & \\ & & L_{s\ell 1} &= L_1 - L_{c\ell} & & \\ & & B_{\ell 2} &= B_s - h_s L_{s\ell 2} & & \end{aligned}$$

Equazione 1: contributi di allungamento. Da Kennedy et al., "Fault Movement Effects On Buried Oil Pipeline"

Si confrontano infine i valori di allungamento ΔL_a e ΔL_r e, se troppo diversi, si varia lo sforzo medio imposto e si ripetono i conti fino a convergenza fra questi due valori.

La metodologia di calcolo che si utilizzerà in questa sede non è del tipo "trial-and-error" ma prende spunto direttamente dalla pubblicazione originale di Kennedy e segue l'elaborazione proposta da O'Rourke oltre vent'anni dopo [O'Rourke M.J., X.Liu, 1999]: in questo articolo si studiano sia il caso di spostamento laterale che di spostamento verticale, anche se in maniera del tutto analoga.

Sia in un caso che nell'altro viene presentato uno schema (Figura 3.10), secondo cui la flessione della condotta avviene con raggio di curvatura costante lungo il profilo. Oltre all'attrito a cui deve far fronte, la condotta si carica in virtù della deformazione flessionale imposta: se l'angolo al centro è θ_i , l'equilibrio alla traslazione verticale su questo elemento di condotta implica che la componente verticale di F_1 deve equilibrare la risultante del carico laterale per unità di lunghezza sulla proiezione orizzontale L_{cl} dell'arco di circonferenza di raggio R_{cl}



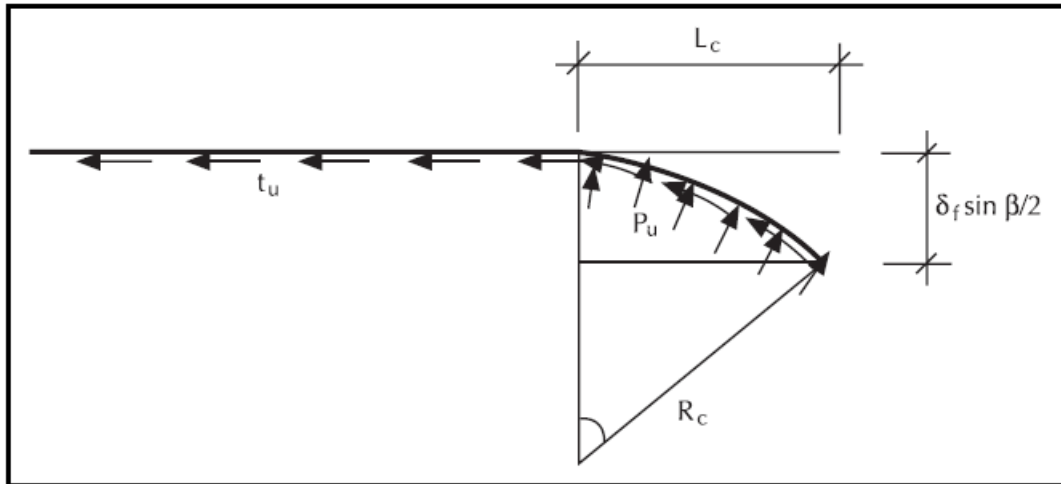


Figura 3.10: schema della curvatura della condotta e ripresa dello stesso schema da Kennedy R.P. "Fault Movement Effects on Buried Pipeline"

$$F_L \cdot \sin(\theta_L) = p_u L_{cl} = p_u R_{cl} \sin(\theta_L) \quad [3.39]$$

da cui si evince che

$$F_L = p_u R_{cl} \quad [3.40]$$

e quindi la curvatura in virtù della forza di interazione è data, in condizioni limite, da

$$\frac{1}{R_{cl}} = \frac{p_u}{F_L} \Leftrightarrow R_{cl} = \frac{F_L}{p_u} \quad [3.41]$$

Questa considerazione è stata poi ripresa da Karamitros nel 2011 per trattare il caso di faglia normale (vedasi in seguito). E' possibile allora calcolare la deformazione della condotta come somma tra deformazione assiale e deformazione flessionale, ossia

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b = \varepsilon_a + \frac{D}{2R_c} \quad [3.42]$$

Con ε_a che indica la massima deformazione assiale, in virtù dell'allungamento della condotta dovuto al movimento di faglia, e R_c il raggio di curvatura espresso con la relazione precedente e che può essere esplicitato come

$$R_c = \frac{2\pi R \cdot e \cdot \sigma}{p_u} = \frac{\pi D \cdot e \cdot \sigma}{p_u} \quad [3.43]$$

L'allungamento della condotta viene allora stimato attraverso la somma di due contributi, uno puramente longitudinale e l'altro in virtù della flessione della condotta

$$\Delta L = \delta_f \cos \beta + \frac{(\delta_f \sin \beta)^2}{3L_c} \quad [3.44]$$

Con L_c che, non potendo calcolare agevolmente l'angolo al centro θ_i , può essere approssimata come

$$L_c = \sqrt{R_c \delta_f \sin \beta} \quad [3.45]$$

A questo punto, sfruttando il legame costitutivo del tipo Ramberg-Osgood, ci si può calcolare l'allungamento totale della condotta integrando la deformazione assiale

$$\Delta L = \frac{2}{E} \int_0^{L_a} \sigma(x) \left[1 + \frac{n}{r+1} \left(\frac{\sigma(x)}{\sigma_0} \right)^r \right] dx \quad [3.46]$$

Sempre O'Rourke M.J. (1999), sfruttando il legame costitutivo, suggerisce di calcolare la deformazione e lo spostamento come

$$\begin{aligned} \varepsilon(x) &= \frac{\beta_p x}{E} \left\{ 1 + \frac{n}{r+1} \left(\frac{\beta_p x}{\sigma_y} \right)^r \right\} \\ \delta(x) &= \frac{\beta_p x^2}{E} \left\{ 1 + \frac{2n}{(2+r)(1+r)} \left(\frac{\beta_p x}{\sigma_y} \right)^r \right\} \end{aligned} \quad [3.47]$$

L'unico termine nuovo che compare è β_p , che definisce il parametro di interrimento della condotta, si misura in forza per unità di volume e si calcola, per terreni sabbiosi (come quelli che si stanno trattando) come

$$\beta_p = \frac{\gamma H}{e} \operatorname{tg}(k\phi) \quad [3.48]$$

Ove $\operatorname{tg}(k\phi)$ è un coefficiente di attrito modificato, con k parametro riduttivo che, nel caso in esame, può essere considerato unitario e quindi dando una condizione sfavorevole per le prestazioni della condotta.

Detto questo, è possibile calcolare, implementando questo codice di calcolo su Matlab, l'entità di spostamento che porta a rottura la condotta, cioè quello spostamento che comporta una deformazione della condotta a trazione pari al 4%. I risultati vengono poi direttamente inseriti nello stesso grafico (Figura 3.11) che rappresenta la curva di spostamenti SLU calcolati col metodo di Kennedy.

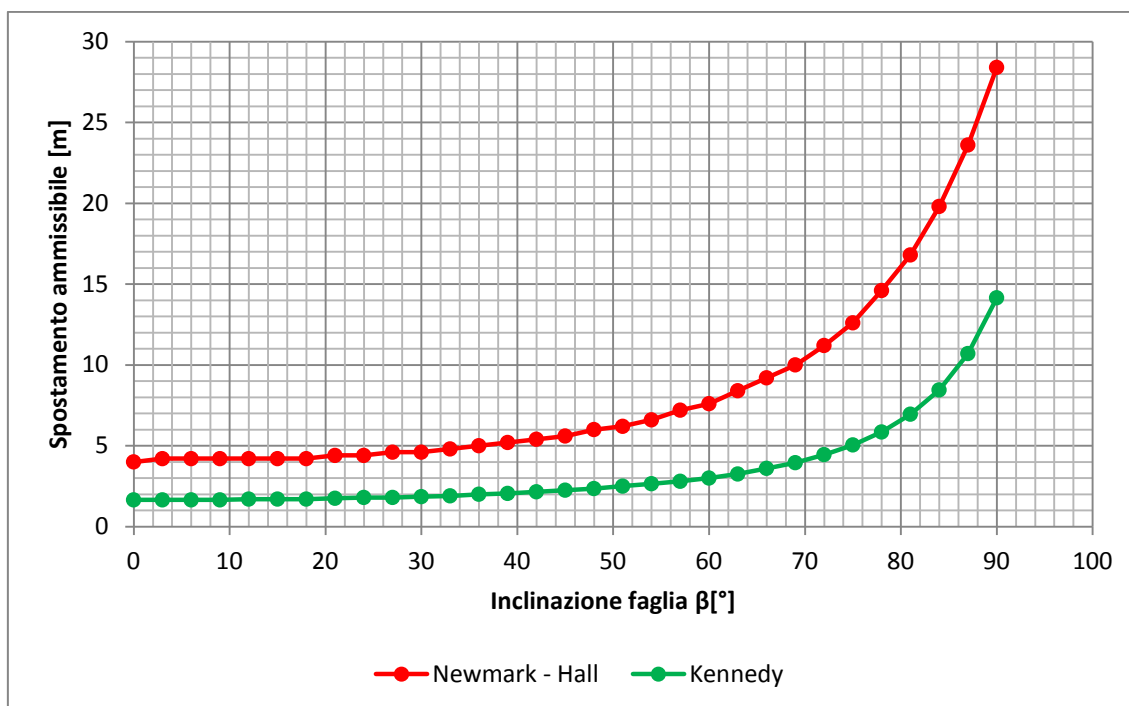


Figura 3.11: confronto curve di spostamento massimo ammissibile tra metodo di Newmark&Hall e metodo di Kennedy

Il metodo di Kennedy riduce sensibilmente i valori di spostamento ammissibile ma, come si diceva, trascurare la rigidità flessionale equivale a permettere una maggior deformabilità della condotta e, conseguentemente, un maggiore spostamento: si evince quindi che, pur riducendo i valori di spostamento ammissibili (in quanto si vincola maggiormente la struttura), il metodo di Kennedy fornisce anch'esso una stima degli spostamenti piuttosto elevata. In ambo i metodi, poi (come peraltro avviene anche nel metodo delle cerniere plastiche esposto nel prossimo capitolo), si considera la deformazione media (in quanto calcolata come rapporto tra l'allungamento e la lunghezza iniziale) come criterio di rottura (nonché costante su tutto lo sviluppo di condotta che accomoda lo spostamento di faglia), mentre invece, nella realtà, la deformazione assiale tende a concentrarsi in prossimità della faglia e diminuisce allontanandosi da essa: tali metodi non sono intrinsecamente in grado di cogliere un fenomeno di localizzazione della deformazione assiale, come mostrato sia dai dati sperimentali sia dai test in centrifuga. Tali metodi peraltro tendono a trascurare la rigidità flessionale della condotta e non considerano la deformazione per flessione o ne fanno delle ipotesi comode: nel metodo delle cerniere plastiche, esposto nel prossimo capitolo, si inserirà l'ipotesi di concentrazione delle deformazioni plastiche in due punti della condotta e non si faranno più considerazioni di tipo statico.

4 **CAPITOLO 4**

Metodo delle cerniere plastiche

Questo metodo analitico viene trattato in separata sede rispetto ai metodi di Newmark-Hall e di Kennedy per il solo scopo di distinguerli sulla base degli approcci utilizzati, che sono radicalmente diversi. Questo modello è stato sviluppato presso il Politecnico di Milano da Paolucci et al.(2010), implementato in un codice di calcolo su Matlab, e parte da una constatazione: la condotta, in presenza di un movimento di faglia (sia essa trascorrente o normale), tende a deformarsi in modo assiale e flessionale in una porzione più o meno estesa del proprio sviluppo longitudinale, compresa tra quelli che finora avevamo definito come punti di ancoraggio. La flessione della condotta non è uniformemente distribuita (come, di fatto, non sono nemmeno le deformazioni assiali che, come si diceva, tendono a concentrarsi nelle vicinanze della zona di scorrimento tettonico) ed è a partire da questa considerazione che questo metodo viene sviluppato: si ipotizza infatti che la deformazione flessionale si concentri proprio in prossimità di queste zone di ancoraggio, in cui la rotazione relativa tra le due porzioni di condotta genera un momento flettente che può ammettere cinematicismo importante solo se la condotta, in questi due punti, si plasticizza portando alla formazione di cerniere plastiche proprio in questi punti e questo equivale a dire che la condotta tende a perdere parte della propria rigidità flessionale. Questo aspetto non è stato analizzato nei metodi analitici esposti nel precedente capitolo, per i quali la deformazione flessionale non era tenuta in conto (Newmark&Hall) o era tale da poter trascurare la rigidità flessionale della condotta, considerata alla stregua di un cavo (Kennedy). Per completezza di trattazione si riscrivono i valori di riferimento per l'acciaio della condotta (API5L X-65) e per il terreno (di tipo sabbioso) in **Tabella 7**

Tensione di snervamento σ_y	450 MPa
Tensione limite ultima σ_u	532 MPa
Modulo di rigidità elastica E	210 GPa
Deformazione a snervamento ϵ_1	0.0024
Deformazione limite ultima ϵ_2	0.2

Tabella 7: copia delle tabelle 2 e 3

Peso specifico del terreno γ	15 kN/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	30°
Diametro della condotta D	0.61 m
Spessore della condotta e	9.5 mm
Affondamento della condotta H	0.91 m
Affondamento dell'asse Z	1.215 m

In questo capitolo vengono visti due casi:

1. Faglia trascorrente;
2. Faglia normale.

Si faccia tuttavia attenzione su una questione che era stata già messa in luce nei capitoli precedenti: nei due casi le configurazioni geometriche sono profondamente diverse, come ben diverse sono le ipotesi che si possono o non si possono fare sempre sul piano geometrico, in particolare si vedrà come una configurazione simmetrica rispetto alla traccia della faglia (come verrà chiarito di seguito) nel caso di faglia trascorrente sia ben lontana dall'essere ammissibile nel caso di faglia normale. Queste considerazioni hanno trovato conferma nei recenti test in centrifuga eseguiti sia per faglia trascorrente che per faglia normale [Abdoun et al,2012].

4.1 Cos'è una cerniera plastica

La descrizione di questo concetto può essere fatta a partire da uno schema statico molto semplice (**Figura 4.1**), che è quello di trave vincolata alle due estremità da incastri e caricata uniformemente con un carico per unità di lunghezza pari a p .

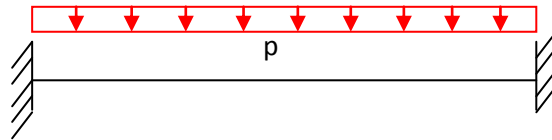


Figura 4.1: schema di trave doppiamente incastrata e con carico distribuito

Il problema è tre volte iperstatico, in quanto, come noto, ci sono 3 gradi di libertà e ben 6 gradi di vincolo (tre per ogni incastro) e quindi il problema dell'asta con i due incastri alle estremità non è risolvibile con le sole equazioni di equilibrio.

L'asta non è caricata assialmente quindi, se si andasse a sostituire i vincoli con le opportune reazioni vincolari (**Figura 4.2**)

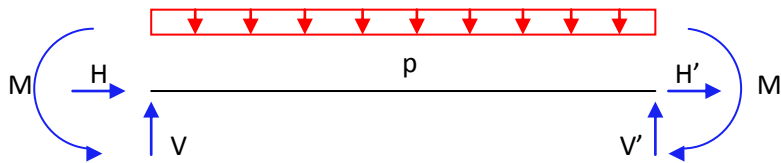


Figura 4.2: evidenza delle reazioni vincolari dello schema in Figura 4.1

le azioni assiali H e H' sono autoequilibrate e quindi le si può considerare nulle; ciò significa che, in realtà, c'è una sola iperstaticità in questa struttura (perché ci saranno 4 gradi di vincolo anziché 6). Questa struttura è simmetrica (il carico è applicato uniformemente, non ci sono carichi concentrati e i vincoli alle estremità sono i medesimi) per cui è possibile lavorare su metà della trave, semplificando notevolmente il problema: le due reazioni verticali sono identiche e pari a

$$V = V' = \frac{pl}{2} \quad [4.1]$$

con l pari alla lunghezza della trave. A questo punto si sostituisce uno dei due incastri con un momento flettente e una reazione verticale applicate al suo posto, come se si trattasse di una semplice mensola isostatica e, applicando le condizioni di non rotazione e non abbassamento dell'estremo che è stato liberato dall'incastro si ottiene che il momento M è, in valore assoluto

$$M = M' = \frac{pl^2}{12} \quad [4.2]$$

Mentre in mezzeria il momento flettente risulta essere esattamente la metà

$$M_{x=l/2} = -\frac{pl^2}{12} + p \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{pl^2}{24} \quad [4.3]$$

Il segno meno è legato al fatto che, in scienza delle costruzioni, si considera momento positivo se l'azione di flessione tende le fibre inferiori, negativo se tende le fibre superiori. Si evince quindi che gli estremi della trave sono quelli più carichi. Considerando una semplice sezione rettangolare di larghezza b e altezza H (Figura 4.3), l'evoluzione della tensione all'interno della sezione all'incastro è la seguente: fintanto che il carico non genera sforzi pari a quello di snervamento, il diagramma di questi ultimi si mantiene sfarfallato, come noto

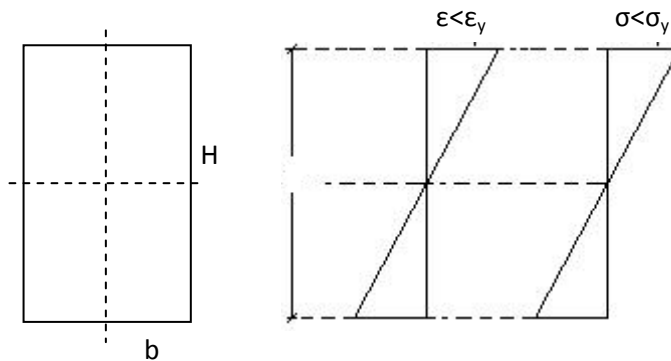


Figura 4.3: diagramma delle sollecitazioni e delle deformazioni in sezione compatta e campo elastico

Quando invece lo sforzo raggiunge la tensione di snervamento, all'aumentare delle deformazioni, la sezione tende a plasticizzarsi a partire dalle fibre più lontane dall'asse neutro (Figura 4.4): in condizioni di completa plasticizzazione, cioè quando tutte le fibre hanno raggiunto la tensione di snervamento (condizioni ideale, perché non rispetta la congruenza della deformazione) non vi è più alcun impedimento all'aumento delle deformazioni e della curvatura, il tutto mentre il momento flettente all'incastro conserva il proprio valore: a questo punto l'asta si comporta come se, in questa sezione (e quindi, nel caso in esame, nelle due sezioni estreme) non ci fosse più un incastro ma una cerniera ad attrito che si è sbloccata e consente, a questo punto, la

rotazione relativa.

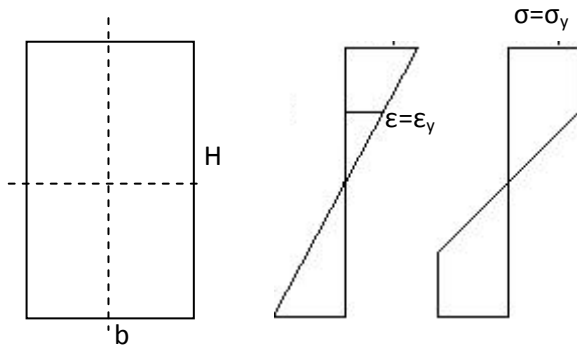


Figura 4.4: diagramma delle sollecitazioni e delle deformazioni in sezione compatta e campo elasto-plastico

E' proprio questo il fenomeno della cerniera plastica che, a differenza delle cerniere effettive (in cui il momento è nullo e tale deve essere per garantire l'equilibrio), permette un momento flettente costante e pari al valore del momento di plasticizzazione: a questo punto l'asta, dato che c'era un solo grado di iperstaticità, dal punto di vista cinematico è diventata isostatica, come fosse vincolata agli estremi da una cerniera e un carrello (Figura 4.5).

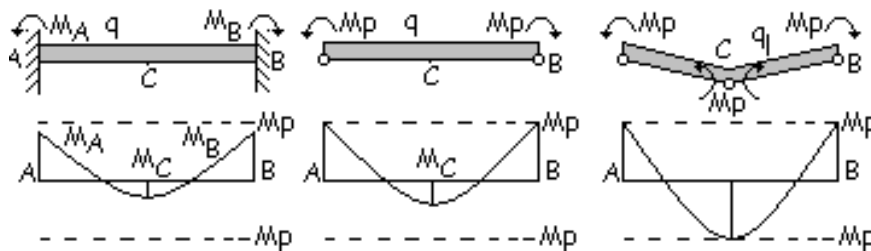


Figura 4.5: evoluzione del problema iperstatico. A sinistra, situazione di equilibrio in condizioni elastiche. Al centro, degradazione dei vincoli dovuta al raggiungimento del momento plastico agli estremi. A destra, condizione di collasso della trave

In tale situazione il carico non può più generare un incremento di momento agli estremi (ove è stato raggiunto il momento plastico) e quindi fa crescere il momento in campata: quando anche in mezzeria si raggiunge il carico plastico, si formerà la cerniera plastica anche in questo punto ma, in tal modo, si otterrebbe una struttura labile, in cui i carichi così applicati non consentono il rispetto dell'equilibrio e quindi si arriva al collasso della struttura.

In generale il momento ultimo può essere calcolato, sulla sezione (che ha due assi di simmetria e, quindi, un centro di simmetria), come

$$M_{pl} = \int \sigma_y y \cdot dA = \int \sigma_y y \cdot dA_{tesa} + \int \sigma_y y \cdot dA_{compressa} = 2 \sigma_y S_x \quad [4.4]$$

con S_x momento statico di metà sezione rispetto all'asse baricentrico e, per questa sezione

$$S_x = \frac{A}{2} \cdot y = b \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H}{4} = \frac{bH^2}{8} \quad [4.5]$$

con y che esprime la distanza dei baricentri delle mezze aree dall'asse neutro. Sostituendo si ottiene

$$M_{pl} = \sigma_y \frac{bH^2}{4} = \sigma_y W_y \quad [4.6]$$

W_y indica il modulo resistente plastico (o modulo di resistenza plastico) ed è appunto il doppio del momento statico di metà sezione rispetto a uno degli assi principali della sezione.

Per sezione circolare cava, di diametro esterno D e spessore e , sapendo che, per un cerchio pieno, l'area di metà sezione è

$$A = \frac{\pi D^2}{8} \quad [4.7]$$

e la distanza del baricentro di mezza sezione dall'asse orizzontale (che è asse di simmetria) è pari a

$$y_G = \frac{2D}{3\pi} \quad [4.8]$$

il modulo resistente plastico è dato da

$$W_y = 2Ay_G = 2 \left(\frac{\pi D^2}{8} \cdot \frac{2D}{3\pi} - \frac{\pi(D-2e)^2}{8} \cdot \frac{2(D-2e)}{3\pi} \right) = \frac{D^3 - (D-2e)^3}{6} \quad [4.9]$$

Se si sostituisce al diametro la sua relazione col raggio esterno

$$W_y = \frac{8R_e^3 - 8(R_e - e)^3}{6} = \frac{4}{3}(R_e^3 - R_i^3) \quad [4.10]$$

quindi il momento plastico per una sezione circolare cava sarà

$$M_{pl} = \frac{4}{3} \sigma_y (R_e^3 - R_i^3) \quad [4.11]$$

4.2 Il metodo

Si diceva che le ipotesi di partenza e l'approccio seguito in questo metodo sono abbastanza diversi dai metodi analitici esposti nel precedente capitolo e, in effetti, non si utilizza più l'equilibrio delle forze per stabilire lo spostamento ammissibile al variare dell'inclinazione di faglia, ma si fanno considerazioni di carattere energetico: fissata l'inclinazione del piano di scorrimento e imponendo un campo di spostamenti virtuali, la configurazione della condotta (inclinazione del suo asse rispetto alla condizione indeformata) che permette la mobilitazione completa dei carichi, al variare dello spostamento di faglia Δ , è quella che minimizza la potenza dissipata dall'azione di tutte le forze agenti sulla condotta, intendendo come potenza il prodotto tra le forze agenti sulla condotta e gli atti di moto (o spostamenti virtuali) che i vincoli consentono in relazione al meccanismo di rottura ipotizzato. La potenza dissipata è frutto della somma di una serie di contributi,

$$P_{DIS} = P_m + P_t + P_f + P_p \quad [4.12]$$

dove:

- P_m è la potenza dissipata in virtù della rotazione in corrispondenza delle cerniere plastiche;
- P_t è la potenza dissipata per allungamento plastico a causa delle forze che si sviluppano all'interno della condotta;
- P_f è la potenza dissipata attraverso il meccanismo attritivo all'interfaccia terreno- condotta;
- P_p è la potenza dissipata in virtù delle forze che agiscono trasversalmente all'asse della condotta e dipende dal meccanismo di faglia che si sta analizzando, sia esso trascorrente o normale.

4.3 Relazioni geometriche

Per poter effettuare questi conti, è necessaria una schematizzazione geometrica del problema che sia intuitiva ma che ne colga i vari aspetti e, in questo senso, è necessario distinguere tra i due meccanismi di faglia che si vogliono analizzare.

4.3.1 Faglia trascorrente

Nel caso di faglia trascorrente, le condizioni di suolo uniforme rendono plausibile l'ipotesi di poter considerare la distanza delle cerniere plastiche a destra e a sinistra della faglia uguale e, quindi, ammettere una certa simmetria: le forze trasversali all'asse della condotta sono orizzontali e l'omogeneità del suolo implica che queste

forze sono uguali ad ambo i lati della condotta. Il calcolo della potenza dissipata viene fatto, a partire da una condotta già in configurazione deformata, imponendo uno spostamento virtuale (infinitesimo) concorde con lo spostamento Δ .

La faglia (Figura 4.6) interseca la condotta con un angolo β rispetto all'asse della stessa in condizioni indeformate: questo angolo è, nel caso trascorrente, parente dell'angolo di strike visto nel capitolo 1 (si misura su quel piano) e può spaziare da 0 a 180°. Nulla si dice sull'angolo di immersione, si può ragionevolmente ipotizzare che il piano di faglia sia normale al piano contenente la condotta (che si suppone tutta interrata ad una stessa profondità) e che tale situazione sia la peggiore per la condotta stessa. Si deve quindi immaginare di vedere la struttura dall'alto per comprendere lo schema rappresentato. I punti A, B e C stanno tutti lungo la retta che identifica la condotta in condizioni deformate e si trovano sulle cerniere plastiche (A e C) e all'intersezione con la faglia (B), il punto E è l'intersezione tra la faglia e la condotta in condizioni indeformate e D è semplicemente il simmetrico di A rispetto al punto E; il punto F invece identifica la posizione della cerniera C dopo l'applicazione dello spostamento virtuale.

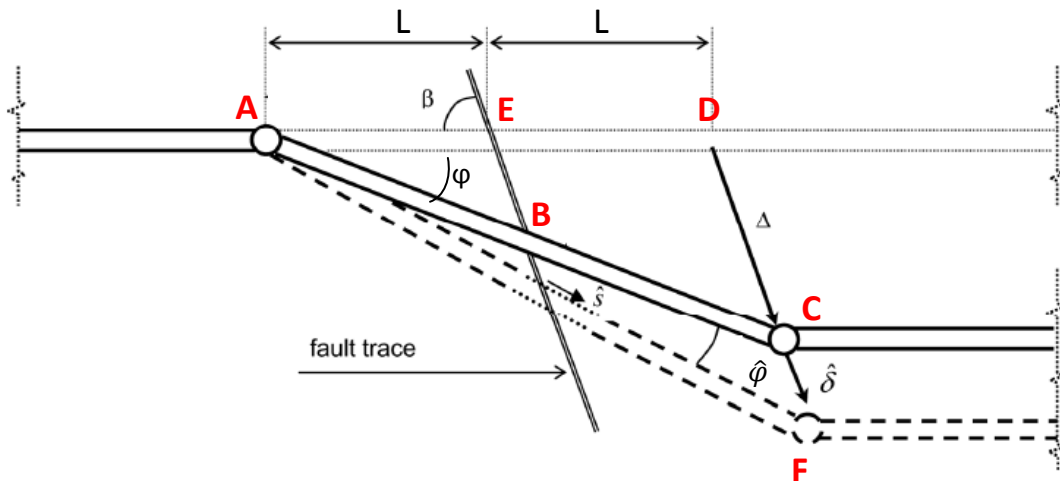


Figura 4.6: schema descrittivo del problema risolto col metodo delle cerniere plastiche

Dato che la direzione dello spostamento Δ è lungo la faglia, si può comprendere subito l'uguaglianza di alcuni angoli in particolare

$$\widehat{ABE} = \widehat{ACD}$$

$$\widehat{DEB} = \beta \quad [4.13]$$

Applicando il teorema dell'angolo esterno e, in virtù di quanto scritto

$$\widehat{ACD} = \beta - \varphi \quad [4.14]$$

a questo punto, applicando il teorema dei seni al triangolo ACD

$$\frac{\Delta}{\sin\varphi} = \frac{AC}{\sin(\pi - \beta)} \quad [4.16]$$

e quindi

$$AC = \Delta \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} \quad [4.17]$$

Allo stesso modo si ottiene la distanza delle cerniere plastiche dalla faglia

$$AD = \Delta \frac{\sin(\beta - \varphi)}{\sin\varphi} \Rightarrow L = \Delta \frac{\sin(\beta - \varphi)}{2\sin\varphi} \quad [4.18]$$

Per semplice similitudine, si ottiene quindi che

$$AB = BC \quad [4.19]$$

Ragionando poi sul triangolo ACF, si osserva che

$$\begin{aligned} \widehat{ACF} &= \pi - (\beta - \varphi) \\ \widehat{AFD} &= \beta - \varphi - \hat{\varphi} \end{aligned} \quad [4.20]$$

e quindi, applicando il teorema dei seni su questo triangolo

$$\frac{\hat{\delta}}{\sin\hat{\varphi}} = \frac{AC}{\sin(\beta - \varphi - \hat{\varphi})} \quad [4.21]$$

Per spostamento infinitesimo, si può scrivere

$$\begin{aligned} \beta - \varphi &\gg \hat{\varphi} \\ \sin\hat{\varphi} &\simeq \hat{\varphi} \end{aligned} \quad [4.22]$$

Combinando la [4.21] e la [4.22] è possibile ricavare la rotazione virtuale della condotta come

$$\hat{\varphi} = \hat{\delta} \frac{\sin(\beta - \varphi)}{AC} = \hat{\delta} \frac{\sin(\beta - \varphi)}{\Delta \sin\beta} \sin\varphi \quad [4.23]$$

Non resta che stimare la deformazione assiale virtuale come

$$\hat{\varepsilon} = \frac{AF - AC}{AC} \quad [4.24]$$

e, tracciando un arco di circonferenza da C fino a intersecare il segmento AF (Figura 4.7), si ottiene, in virtù del fatto che la rotazione è infinitesima, la proiezione di AC su AF e, sempre attraverso semplici considerazioni geometriche si può scrivere che

$$AF - AC = HF = \hat{\delta} \sin\left(\frac{\pi}{2} - (\beta - \varphi)\right) = \hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) \quad [4.25]$$

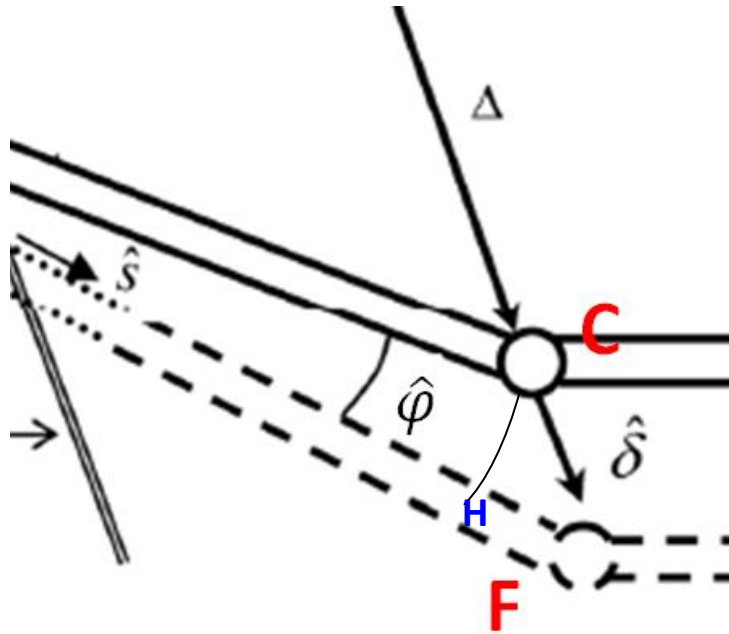


Figura 4.7: dettaglio della figura 4.6

da cui, combinando [4.24] e [4.25] si ottiene

$$\hat{\varepsilon} = \frac{HF}{AC} = \frac{\hat{\delta} \cos(\beta - \varphi)}{\Delta \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}} = \frac{\hat{\delta} \cos(\beta - \varphi)}{\Delta \sin \beta} \sin \varphi \quad [4.26]$$

A questo punto si possono scrivere lo spostamento e l'allungamento virtuale per semplice integrazione, rispettivamente, della [4.23] e della [4.26]

$$\hat{\delta}_x = \int_0^x \hat{\varphi} dx = \hat{\delta} \frac{\sin(\beta - \varphi) \cdot \sin \varphi}{\Delta \sin \beta} x \quad [4.27]$$

$$\hat{l}_x = \int_0^x \hat{\varepsilon} dx = \frac{\hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) \cdot \sin \varphi}{\Delta \sin \beta} x \quad [4.28]$$

con x che identifica la distanza dalla cerniera plastica in condizioni di condotta deformata.

4.3.2 Faglia normale

Nel caso di faglia normale, l'ipotesi di simmetria non è più rispettata nonostante il suolo sia ancora ipotizzato omogeneo perché, a questo punto, le forze trasversali all'asse della condotta che intervengono non sono più orizzontali ma sono verticali e

sono due, una che si oppone all'abbassamento della condotta e una che si oppone alla sua risalita e sono di intensità (oltre che di formulazione) ben diverse.

Inoltre, contrariamente a quanto assunto dalle linee ASCE, nel meccanismo di faglia normale non si può assumere un comportamento deformativo bidimensionale [Xiaojian Xie et al., 2013] e i test in centrifuga confermano la tridimensionalità del problema (al punto che la capacità portante misurata in questi test è più bassa di quello prevista dalle linee guida, con rapporto di scala 1/8, come mostrato in Figura 4.8): in questo caso si riuscirebbe a cogliere, ad esempio, il sollevamento della condotta (mentre, per modelli 2-D, ogni zona della condotta subisce lo stesso spostamento relativo rispetto al suolo circostante). Si vuole, tuttavia, tentare di analizzare il problema della faglia normale utilizzando un metodo semplificato che tiene, in parte, conto dei suggerimenti delle linee guida ASCE-ALA.

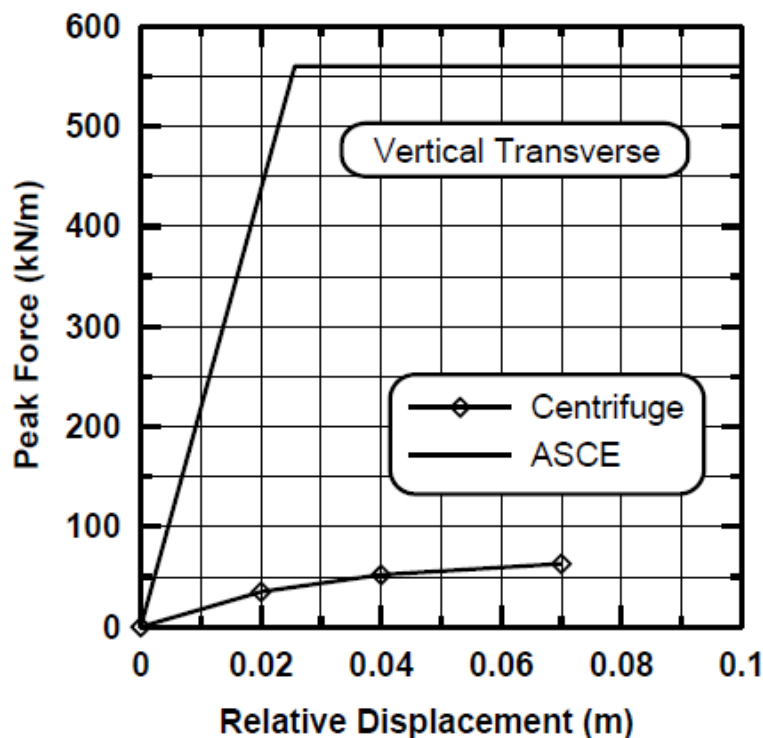


Figura 4.8: confronto tra i risultati delle ASCE Guidelines e i test in centrifuga in termini di capacità portante funzione dello spostamento di faglia. Xie et al., "Numerical Modeling of Buried HDPE Pipelines Subjected to Normal Faulting: A Case Study" 2013

Per mostrare la non simmetria del problema ci si riconduce al lavoro svolto da Karamitros (2011), la cui idea richiama fortemente un aspetto teorico già visto nel metodo di Kennedy: si schematizza il problema in questo modo (Figura 4.9)

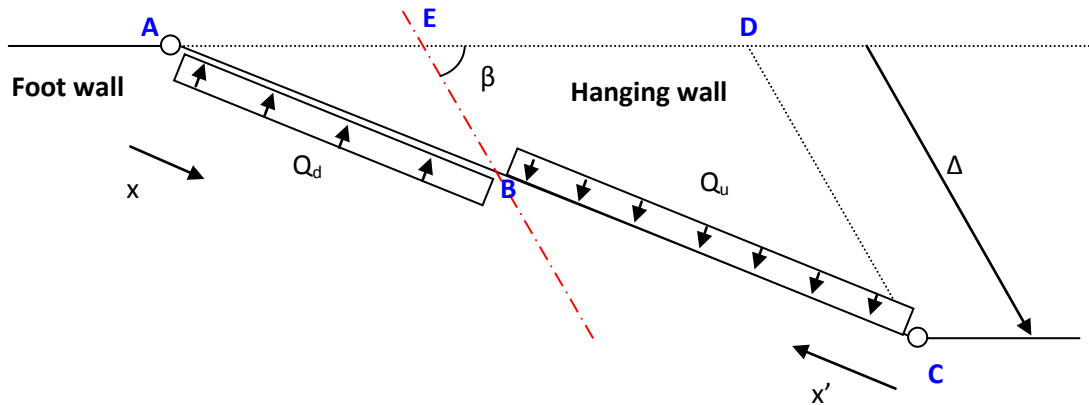


Figura 4.9: schema per il metodo delle cerniere plastiche da usare nel caso di faglia normale

Stavolta bisogna pensare di vedere una sezione del terreno, con la condotta ad una certa profondità H dal piano campagna, quindi, questa volta, l'angolo β è un angolo di dip, quindi di immersione, e, vista la natura del meccanismo di faglia normale, tale angolo varia idealmente tra 0 e 90° (per angoli maggior di 90° si avrebbe il meccanismo di faglia inversa); per l'angolo di intersezione tra la condotta e la traccia della faglia, si fa l'ipotesi che il piano contenente la faglia sia ortogonale al piano di sezione e si ipotizza, al riguardo, che queste siano le condizioni peggiori per la condotta.

In termini di movimento relativo, rispetto all'hanging wall (porzione di terreno a destra della faglia), il foot wall si solleva e, viceversa, rispetto al foot wall (porzione di terreno a sinistra della faglia), l'hanging wall si abbassa: per questo motivo le forze trasversali sono state posizionate come in figura.

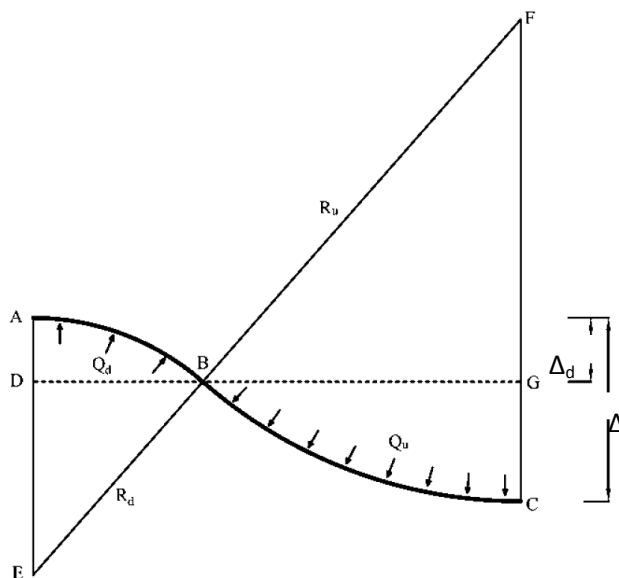


Figura 4.10: distribuzione delle forze di interazione verticale e curvature della condotta. Da Karamitros et al, "An analytical method for strength verification of buried steel pipelines at normal fault crossing"

Le forze trasversali causate dal cinematismo, esattamente come avviene nel caso trascorrente, flettono la condotta e, dal momento che la tensione assiale della condotta deve essere la stessa a destra e a sinistra della faglia (Figura 4.10), l'equilibrio alla traslazione verticale (lo stesso visto in [3.40] e [3.41]) comporta che

$$F_a = q_d R_d = q_u R_u \quad [4.29]$$

da cui si arriva a scrivere

$$\frac{q_d}{q_u} = \frac{R_u}{R_d} \quad [4.30]$$

Cioè la porzione di condotta su cui viene applicata la q_d presenta una flessione con un raggio di curvatura minore di quello che compete alla porzione di condotta caricata con q_u il che è fisicamente sensato (se deve essere rispettato l'equilibrio, un carico per unità di lunghezza più basso deve essere distribuito su una lunghezza maggiore); d'altra parte, se si facesse il medesimo ragionamento con forze trasversali orizzontali (caso di faglia trascorrente), l'uguaglianza delle forze (perché ai lati della condotta agisce la stessa forza trasversale) implicherebbe l'uguaglianza dei raggi di curvatura, quindi verrebbe validata l'ipotesi di simmetria nel caso trascorrente.

Con riferimento alla Figura 4.10, la similitudine tra i triangoli BDE e BGF porta a scrivere

$$\frac{DE}{FG} = \frac{R_d}{R_u} \quad [4.31]$$

Ossia, combinando la [4.30] con la [4.31]

$$\frac{R_d - \Delta_d}{R_u - (\Delta - \Delta_d)} = \frac{R_d}{R_u} = \frac{q_u}{q_d} \quad [4.32]$$

In tal modo è possibile ricavare lo spostamento del punto della condotta a cavallo della faglia rispetto alla sua configurazione indeformata, riarrangiando la [4.32]

$$(R_d - \Delta_d)q_d = [R_u - (\Delta - \Delta_d)]q_u \quad [4.33]$$

e, svolgendo i conti, ricordando l'espressione di R_q , da equazione [3.40] si ottiene

$$\Delta_d = \Delta \frac{q_u}{q_d + q_u} = \Delta \cdot R_q \quad [4.34]$$

Ora, come si vedrà in seguito, R_q è ben diverso da essere pari a **0.5** (valore che si otterrebbe se $q_u=q_d$) e quindi non si può assolutamente dire che lo spostamento Δ_d subito da un punto della condotta a cavallo della faglia sia proprio la metà dello spostamento Δ imposto, come invece si sarebbe potuto dedurre nel caso di faglia trascorrente.

Ciò significa che, riprendendo lo schema di Figura 4.9

$$AB = \Delta_d \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} = \Delta \cdot R_q \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} \quad [4.35]$$

$$BC = (\Delta - \Delta_d) \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} = \Delta(1 - R_q) \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} \quad [4.36]$$

Come si vede, le distanze delle cerniere plastiche dalla faglia, nel caso di faglia normale, hanno formulazioni del tutto analoghe a quelle viste per faglia trascorrente

(d'altra parte le considerazioni geometriche sono le medesime) ma vengono pesate per un fattore che dipende dalle forze trasversali verticali a cui è soggetta la condotta e quindi, in ultima analisi, dalle caratteristiche geometriche della condotta e dalle proprietà meccaniche del terreno in cui quest'ultima è interrata.

Si vuole ora sottolineare un aspetto: gli integrali che verranno eseguiti per le potenze dissipate, sono calcolati considerando una deformata rettilinea, in cui la flessione è solo nelle cerniere plastiche, mentre il tronco di condotta compreso tra di esse ruota rigidamente. Questo, in parte, contraddice lo schema visto in precedenza per il calcolo di R_0 , in cui si parla di raggio di curvatura per tronchi di condotta: si è comunque potuto osservare come, anche inserendo una forza di tensione pari a quella di snervamento, i raggi di curvatura siano decisamente più grandi dei tronchi di condotta competenti, per cui, in linea di principio, si può trascurare la curvatura della condotta e considerare quindi deformata rettilinea (come mostrato più avanti).

4.4 La potenza dissipata

Una volta ricavate le relazioni geometriche, è possibile esplicitare i vari contributi di potenza dissipata. Ci sono due contributi che non cambiano al variare del meccanismo di faglia:

- Potenza dissipata in virtù della rotazione relativa in corrispondenza delle cerniere plastiche

$$P_m = 2M_P \hat{\varphi} = \frac{8}{3} \sigma_y (R_e^3 - R_i^3) \cdot \hat{\delta} \frac{\sin(\beta - \varphi)}{\Delta \sin \beta} \sin \varphi \quad [4.37]$$

- Potenza dissipata per allungamento plastico a causa delle forze F_t che si sviluppano all'interno dell'intero sviluppo della condotta in configurazione deformata

$$P_t = F_t \int_0^{\frac{\Delta \sin \beta}{\sin \varphi}} \hat{\varepsilon} dx = \sigma_y \pi (R_e^2 - R_i^2) \cdot \hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) \quad [4.38]$$

C'è in realtà anche un terzo contributo, quello della potenza dissipata per attrito lungo la superficie della condotta in configurazione deformata, che si può dimostrare essere indipendente dal meccanismo (vedasi in seguito) ed è dato da

$$P_f = \int_0^{\frac{\Delta \sin \beta}{\sin \varphi}} t_u \hat{\lambda}_x dx = t_u \frac{\hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) \cdot \sin \varphi}{\Delta \sin \beta} \int_0^{\frac{\Delta \sin \beta}{\sin \varphi}} x dx$$

$$= t_u \frac{\hat{\delta}}{2} \Delta \frac{\sin\beta}{\sin\varphi} \cos(\beta - \varphi) \quad [4.39]$$

Per quanto riguarda i contributi relativi alle forze trasversali, sono stati ottenuti con formulazione diversa in base al meccanismo di faglia. Dal momento che si ipotizza mobilizzata una resistenza ultima costante, indipendentemente dal valore di spostamento, l'integrazione che porta al calcolo dei contributi di potenza dissipata per interazione verticale è piuttosto rapida: va tuttavia detto che, qualora gli spostamenti fossero inferiori a quelli considerati "ultimi" (che, come visto, sono dell'ordine dei centimetri), la potenza verrebbe decisamente sovrastimata: la schematizzazione più completa consisterebbe nel considerare andamento del carico per unità di lunghezza (sia esso t , p o q) lineare (oppure iperbolico, tramite le relazioni proposte dalle linee guida ASCE viste in precedenza) fintanto che lo spostamento è minore o uguale a quello ultimo e pari al carico limite ultimo per spostamenti maggiori (che è sostanzialmente quanto rappresentato nelle linee guida ALA). Visto, dunque, l'obiettivo di questo metodo, si considera plausibile considerare mobilizzati i carichi limite ultimi sia in termini di attrito longitudinale che di interazione trasversale, indipendentemente dal valore di spostamento.

4.4.1 Faglia trascorrente

Nel caso di faglia trascorrente, l'ipotesi di simmetria permette di integrare direttamente su tutta la lunghezza di condotta deformata: il meccanismo di faglia mobilita interazioni orizzontali di pari intensità sui lati della condotta (come visto in precedenza) per cui, integrando il prodotto tra questa forza e lo spostamento virtuale trasversale

$$\begin{aligned} P_p &= \int_0^{\Delta \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} p_u \hat{\delta}_t(x) dx = p_u \int_0^{\Delta \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} \hat{\delta} \frac{x}{\Delta} \sin\varphi \cdot dx = p_u \frac{\hat{\delta}}{\Delta} \sin\varphi \int_0^{\Delta \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} x \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} p_u \hat{\delta} \frac{\Delta \sin^2 \beta}{\sin\varphi} \quad [4.40] \end{aligned}$$

4.4.2 Faglia normale

Nel caso di faglia normale, data l'asimmetria del problema, conviene spezzare l'integrale in due contributi, ciascuno competente ai due tronchi di condotta da parti opposte rispetto al piano di faglia. Con riferimento alla Figura 4.9, per il contributo attritivo si può dimostrare che la sua formulazione è la stessa vista nel caso di faglia

trascorrente: per come è stato formulato l'allungamento della condotta, per poter scrivere il contributo attritivo usando due integrali lungo i due tronchi di condotta

$$P_f = \int_0^{\Delta d \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} t_u \hat{l}_x dx + \int_0^{(\Delta - \Delta_d) \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} t_u \hat{l}_{x'} dx'$$

si integra in due versi opposti: x rappresenta, di nuovo, la distanza di un punto della condotta dalla cerniera plastica a sinistra, purché prima della faglia; x' invece è una coordinata la cui origine è nella cerniera plastica che si sviluppa nella porzione di condotta contenuta nell'hanging wall (integrazione da destra verso sinistra, anziché da sinistra verso destra). In particolare, dato che, per come è stato formulato l'allungamento virtuale, esso è massimo a distanza pari alla distanza tra le cerniere plastiche, bisogna scrivere, per poter integrare da destra verso sinistra

$$\begin{aligned} \hat{l}_{x'} &= \frac{\hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) \cdot \sin\varphi}{\Delta \sin\beta} \left[\frac{\Delta \sin\beta}{\sin\varphi} - x' \right] \\ &= \hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) - \frac{\hat{\delta} \cos(\beta - \varphi) \cdot \sin\varphi}{\Delta \sin\beta} x' \end{aligned} \quad [4.41]$$

Andando a sostituire nei due integrali le espressioni dei due allungamenti virtuali l_x e $l_{x'}$, si ottiene che la potenza dissipata per attrito è indipendente dal grado di asimmetria della deformata (è indipendente da R_Q) e si calcola proprio come nel caso trascorrente.

Per l'interazione trasversale, dato che il meccanismo prevede uno scorrimento con componente in direzione z non nullo, le forze di interazione trasversale saranno verticali e la potenza dissipata in virtù di queste forze è data da

$$\begin{aligned} P_p &= \int_0^{\Delta d \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} q_d \hat{\delta}'_t(x) dx + \int_0^{(\Delta - \Delta_d) \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} q_u \hat{\delta}'_t(x') dx' \\ &= q_d \frac{\hat{\delta}}{\Delta} \sin\varphi \int_0^{\Delta d \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} x \cdot dx + q_u \hat{\delta} \int_0^{(\Delta - \Delta_d) \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}} \left(\sin\beta - \frac{\sin\varphi}{\Delta} x' \right) \cdot dx' \\ &= \frac{\hat{\delta} \Delta \sin^2 \beta}{2 \sin\varphi} [q_d R_Q^2 + q_u (1 - R_Q^2)] \end{aligned} \quad [4.42]$$

Ove

$$\hat{\delta}'_t(x') = \hat{\delta} \sin\beta - \frac{\hat{\delta}}{\Delta} \sin\varphi \cdot x' \quad [4.43]$$

Quest'ultima scrittura dello spostamento trasversale è stata ottenuta, per il tronco di condotta che compete all'hanging wall, tenendo conto della formulazione per lo spostamento trasversale virtuale con la condizione che, essendo quest'ultimo massimo in corrispondenza della cerniera plastica di destra, integrando da destra verso sinistra esso deve diminuire (si ragiona come per l'allungamento virtuale in Figura 4.9).

La particolarità di una scrittura siffatta per la potenza dissipata è che, da un punto di vista matematico, se $q_d=q_u$ (e quindi $R_Q=0.5$), si ottiene una potenza dissipata che, in termini di formula, è sostanzialmente identica a quella ottenuta per faglia trascorrente (cambia solo la forza); nel caso più generale si ottiene, come forza ultima che moltiplica il termine fuori parentesi, una somma pesata delle resistenze ultime verticali.

Fissati i valori relativi al peso specifico del terreno, alla profondità e alla geometria della condotta, facendo variare l'angolo di attrito, si ottiene l'andamento di Figura 4.11 per il fattore R_Q

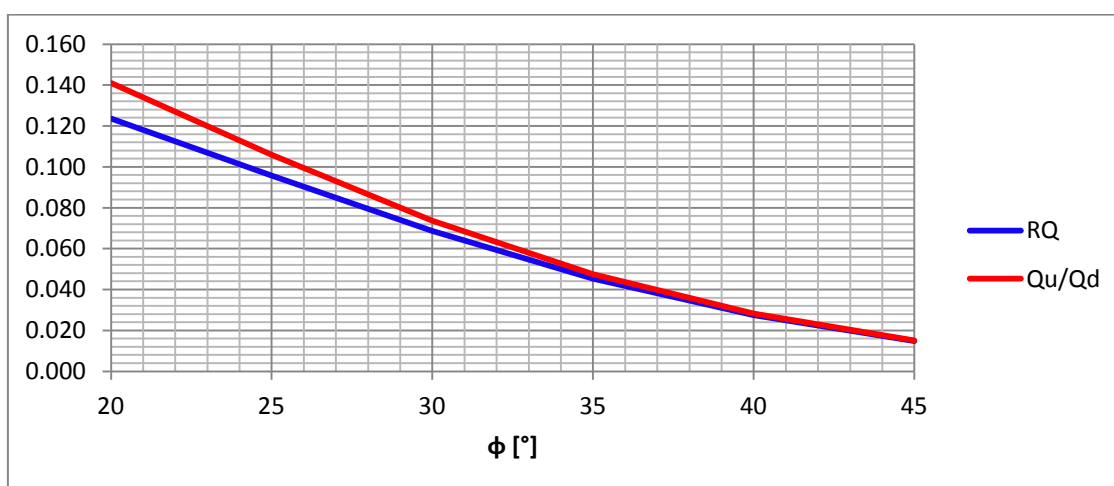


Figura 4.11: andamento del fattore di asimmetria R_Q e del rapporto tra resistenza al sollevamento Q_u e capacità portante Q_d . Anche nelle condizioni meccanicamente peggiori, R_Q è ben lontano da 0.5 e quindi il grado di asimmetria è consistente

ϕ [°]	Q_d [kN/m]	Q_u [kN/m]	R_Q	Q_u/Q_d
20	71394.6531	10065.6737	0.124	0.141
25	118781.498	12581.4631	0.096	0.106
30	204821.595	15097.7557	0.069	0.074
35	370430	17614	0.045	0.048
40	713930	20130	0.027	0.028
45	1499700	22647	0.015	0.015

Tabella 8: valori di capacità portante e resistenza al sollevamento in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno. I valori di R_Q e Q_u/Q_d determinano le curve di figura 4.11

E' evidente come il grado di asimmetria sia notevole anche nelle condizioni di resistenza del terreno peggiori possibili, per cui ci si aspetta che la cerniera plastica che compete al foot wall sia molto vicina alla faglia (molto vicina rispetto a quella che è la distanza tra le cerniere plastiche). Questa forte asimmetria è confermata dai test in centrifuga [Abdoun et al., 2012].

4.5 Minimizzazione della potenza dissipata

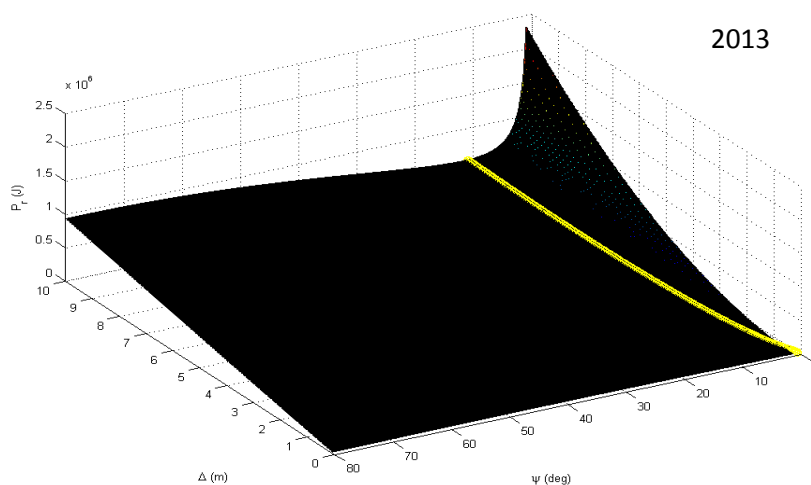
Lo svolgimento dei conti fin qui esposti porta alla rappresentazione di una superficie che rappresenta come varia la potenza dissipata seguendo l'andamento di due variabili:

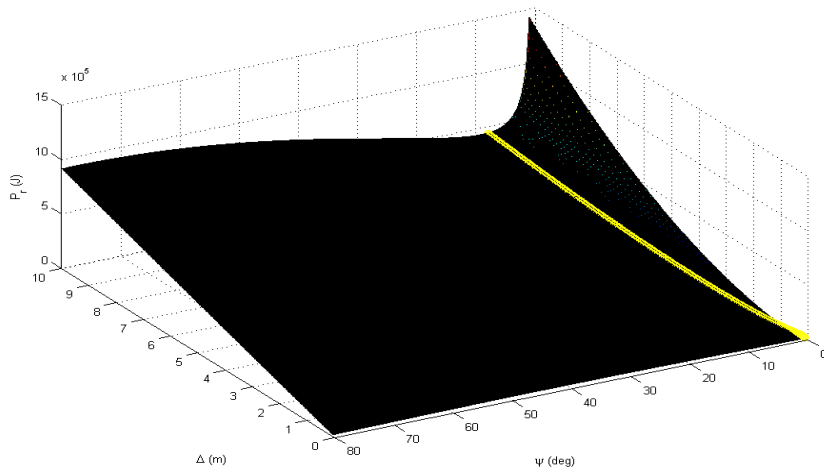
- Lo spostamento di faglia Δ ;
- L'inclinazione della condotta rispetto alla configurazione indeformata.

I grafici per faglia trascorrente e per faglia normale, come si vedrà, sono piuttosto simili, sebbene le considerazioni fatte portino a deduzioni di altro tipo. Ancora una volta, i dati di riferimento sono quelli da tabelle 2 e 3.

4.5.1 Faglia trascorrente

Le superfici ottenute per inclinazione della faglia rispetto all'asse della condotta pari a 80° (che, come si vedrà, costituiscono, a livello teorico, le condizioni più gravose a trazione tra le varie inclinazioni indagate) sono riportate di seguito (Figura 4.12): quello che si osserva immediatamente è che, a parità di tutti i parametri fin qui detti, l'applicazione di forze di interazione costanti e pari al valore ultimo comporta un sensibile abbassamento della potenza dissipata rispetto al caso in cui si usino le relazioni iperboliche descritte in [3.2] e [3.9].





2010

Figura 4.12: potenza dissipata in funzione della rotazione della condotta e dello spostamento imposto. L'imposizione di forze di interazione costanti (grafico 2013) riduce i valori di potenza dissipata

La differenza sostanziale non è soltanto, tuttavia, nei valori di potenza dissipata (come si nota sulle ordinate) ma, a parità di spostamento, si denota che la condotta raggiunge la configurazione a minima potenza dissipata per angoli di inclinazione maggiori (Figura 4.13) e ciò è fisicamente sensato: avendo ridotto l'interazione laterale, la condotta reagisce di meno col terreno circostante e quindi ha maggior possibilità di movimento. Questi minimi vanno poi inseriti nella deformazione totale della condotta che, nel passaggio dalla configurazione indisturbata a quella con rotazione φ subisce una deformazione totale data dalla somma tra deformazione assiale

$$\varepsilon_{AB} = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \varphi)} - 1 \quad [4.44]$$

e deformazione flessionale il cui massimo in valore assoluto, con rimando al lavoro di Griffini, è, nelle cerniere, pari a

$$|\varepsilon_{fless}| = \frac{\varphi D}{L_c 2} \quad [4.45]$$

con L_c pari alla lunghezza della cerniera plastica, approssimabile con un valore dell'ordine delle due volte il diametro.

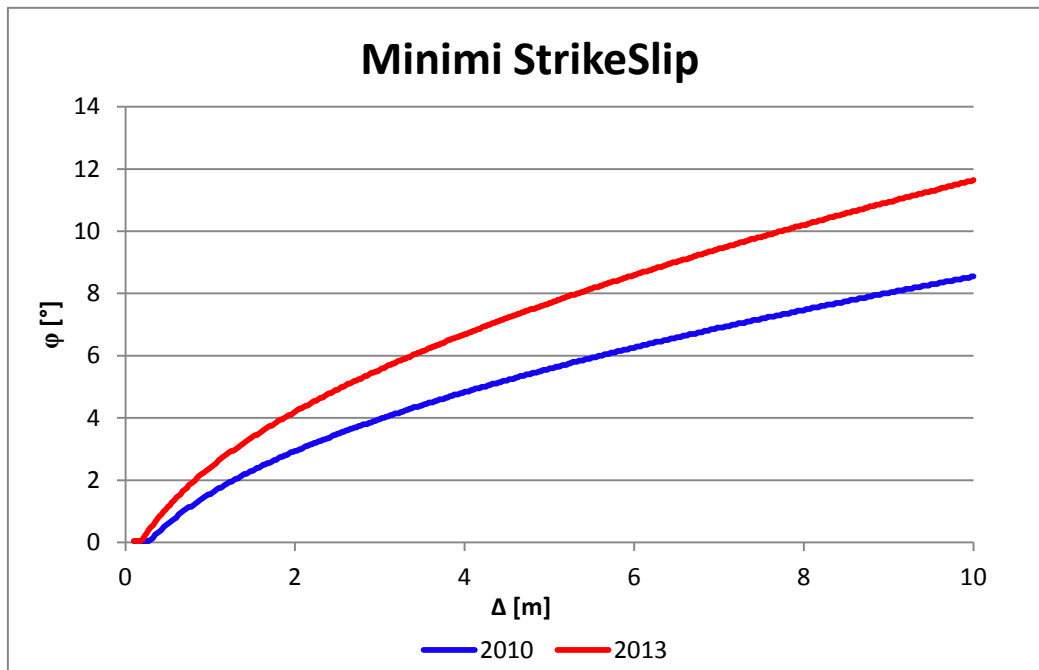


Figura 4.13: proiezione dei minimi di potenza dissipata (linee gialle figura 4.12)

Va tuttavia detto che i valori di inclinazione ottenuti, per spostamenti bassi, a cui compete la mobilitazione completa dei carichi, sono tali da poter mettere in discussione, almeno in parte, il metodo: per spostamenti inferiori ai 2m, l'inclinazione della condotta che permette la minimizzazione della potenza dissipata non supera i 4° (caso di comportamento meno rigido) e quindi si può pensare che ci sia un meccanismo dominante di allungamento della condotta, piuttosto che di rotazione relativa in corrispondenza delle cerniere, e quindi è possibile che, in quelle sezioni, non si sviluppi il momento plastico, pertanto la potenza dissipata calcolata potrebbe essere una sovrastima; è comunque positivo che il metodo riesca a cogliere, cambiando la metodologia di approccio per il calcolo delle forze di interazione trasversale, come il sistema si comporti in maniera meno rigida, il che, tuttavia, non equivale a dire che la condotta può sopportare spostamenti di entità maggiore, come più avanti si vedrà. Altro aspetto che può essere interessante valutare, nelle condizioni considerate più sfavorevoli a trazione, è come varia la distanza tra le cerniere plastiche a potenza dissipata minima: per ottenere queste curve è stato imposto il valore dell'angolo di inclinazione della faglia β pari a 80° , sono stati presi i valori di inclinazione a potenza dissipata minima rappresentati in Figura 4.13 e, al variare dello spostamento, è stata calcolata la distanza tra le cerniere plastiche (Figura 4.14), calcolata come previsto da [4.17]. Dato che, nell'intervallo $[0,90^\circ]$, la funzione seno è crescente, il valore di $\beta=80^\circ$ è il valore maggiore ottenibile nel caso applicativo. Si pone l'accento su due aspetti che appaiono piuttosto evidenti dalla Figura 4.14:

1. Il primo tratto della curva presenta un rapido andamento crescente e una cuspid: questo andamento piuttosto strano è, di fatto, l'evidenza di un limite del modello, che è quello di ipotizzare la formazione di cerniere plastiche, indipendentemente da quelli che sono poi i valori di inclinazione della condotta a cui corrisponde la minima potenza dissipata: se tali valori sono molto bassi, la condotta presenta perlopiù un meccanismo deformativo assiale ed è più che plausibile pensare che le cerniere plastiche non si formino, per cui, dal punto di vista fisico, il primo tratto di queste due curve può anche essere tralasciato. L'ideale sarebbe imporre una soglia minima oltre la quale la formazione delle cerniere plastiche avviene ma non si hanno, al momento, dati disponibili per poter formulare delle ipotesi ragionevoli in questo senso.
2. Gli spostamenti imposti sulle condotte possono essere sopportati a patto che la deformazione imposta interessi un tratto di tubazione via via sempre più lungo: questo è di forte rilevanza pratica perché, in questo metodo, si suppone che la condotta non presenti particolari vincoli o strutture tali da imporre una massima lunghezza di deformazione (e quindi tali da imporre la posizione delle cerniere plastiche) e quindi può essere utile sapere a che distanza dalla faglia ci si può aspettare di avere la rotazione relativa e, conseguentemente, sapere dove bisogna assolutamente evitare che la condotta presenti debolezze strutturali, in modo che si possa comportare in modo ottimale

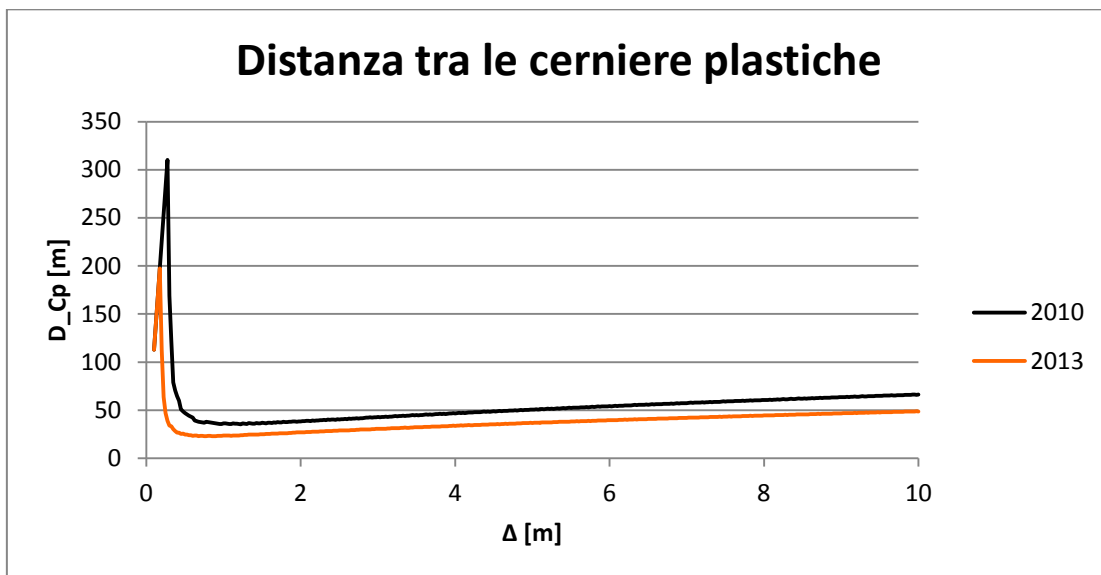


Figura 4.14: distanza tra le cerniere plastiche nella configurazione a minima potenza al variare dello spostamento

Il metodo delle cerniere plastiche può essere confrontato con gli altri metodi analitici esposti nel precedente capitolo, va tuttavia fatta una premessa: nel caso dei metodi analitici di Newmark-Hall e Kennedy esposti in precedenza, la deformazione totale considerata limite ultima a trazione è **0.04**, al contrario, per il metodo delle cerniere

plastiche, si seguono le direttive dell'Eurocodice EC8 (parte 4, CE 2006), per i quali vengono posti dei limiti di deformazione a trazione e a compressione ben diversi, che sono quelli previsti da [1.1] e [1.2]:

- massima deformazione ammissibile a trazione: **0.03**;
- massima deformazione ammissibile a compressione: $\min\{0.01; 0.2e/R\}$.

Per uniformità di confronto, si ripetono i calcoli visti nei due metodi analitici precedenti con riferimento a una trazione ultima pari a quella prevista dalla normativa europea. Si noti come i limiti a trazione e a compressione siano diversi, in virtù del fatto che la condotta non ha una sezione compatta e quindi la risposta a trazione è ben diversa da quella a compressione. Detto ciò il grafico successivo rappresenta i confronti tra i metodi analitici più semplici e le due versioni del metodo delle cerniere plastiche proposte per faglia trascorrente.

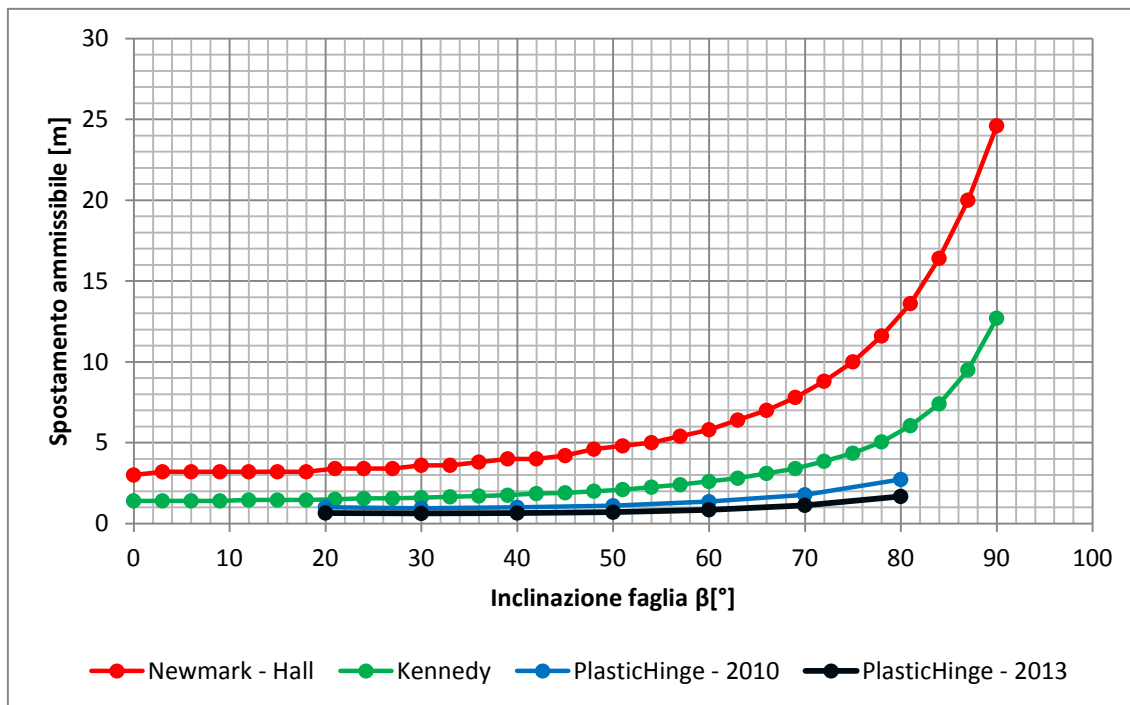


Figura 4.15: confronto tra i metodi analitici e il metodo delle cerniere plastiche ("PlasticHinge")

Come si vede, il metodo delle cerniere plastiche riduce gli spostamenti ammissibili rispetto ai metodi analitici più semplici: il metodo di Newmark-Hall, come si diceva, tiene solo conto dell'allungamento della condotta, senza in alcun modo considerare la deformazione flessionale; il metodo di Kennedy introduce la deformazione flessionale ma, sotto opportune ipotesi, trascura la rigidità a flessione e considera la condotta alla stregua di un cavo. Quello che è di maggior interesse, in questo caso, è la differenza che sussiste tra l'approccio delle cerniere plastiche utilizzando le relazioni iperboliche per l'interazione trasversale e l'approccio, proposto in questo lavoro, per il

quale l'interazione trasversale che si sviluppa è costante e pari al valore ultimo: l'applicazione del cut-off sull'interazione trasversale consente una maggior deformabilità della condotta ma questo non si traduce in una maggior capacità della condotta di sopportare spostamenti elevati, infatti, pur caricandosi di meno, la condotta si deforma di più a parità di spostamento imposto e quindi tende a raggiungere lo stato limite ultimo per spostamenti di entità minore: in questo modo si spiega l'abbassamento dello spostamento massimo ammissibile tra l'approccio usato nel 2010 e quello usato in questo lavoro.

Va inoltre sottolineato come, nel caso delle cerniere plastiche, lo spostamento ammissibile per $\beta=90^\circ$ sia una stima teorica, in quanto, per tale angolo di inclinazione, non si sviluppa solo un meccanismo di allungamento della condotta, tant'è vero che il codice di calcolo fornisce dei valori di spostamento SLU sia per trazione che per compressione e buckling, valori che sono contenuti entro i 10m imposti e sono sensibilmente diversi l'uno dall'altro.

PlasticHinge - StrikeSlip 2013		
β [°]	f=1	f=0.7
20	0.65	0.725
30	0.625	0.65
40	0.65	0.675
50	0.7	0.725
60	0.85	0.875
70	1.125	1.15
80	1.675	1.7

Tabella 9: influenza del coefficiente di rivestimento f sui valori di spostamento massimo ammissibile

Ultimo aspetto da vedere è l'effettiva incidenza dell'angolo di interfaccia sul valore di spostamento ammissibile: le analisi sono state condotte seguendo il consiglio di O'Rourke di imporre angolo d'attrito di interfaccia pari all'angolo d'attrito interno del terreno, in modo da considerare le condizioni più sfavorevoli per la condotta. L'ipotesi per la quale i due angoli d'attrito sono uguali è in generale non veritiera ma, a livello puramente numerico, non si riscontrano grosse differenze se si impone **f=1** oppure **f=0.7** (valore del coefficiente correttivo per acciaio liscio), come la **Tabella 9** mostra qui sopra.

4.5.2 Faglia normale

Nel caso di faglia normale, si ottiene la superficie, in Figura 4.16, per $\beta=80^\circ$.

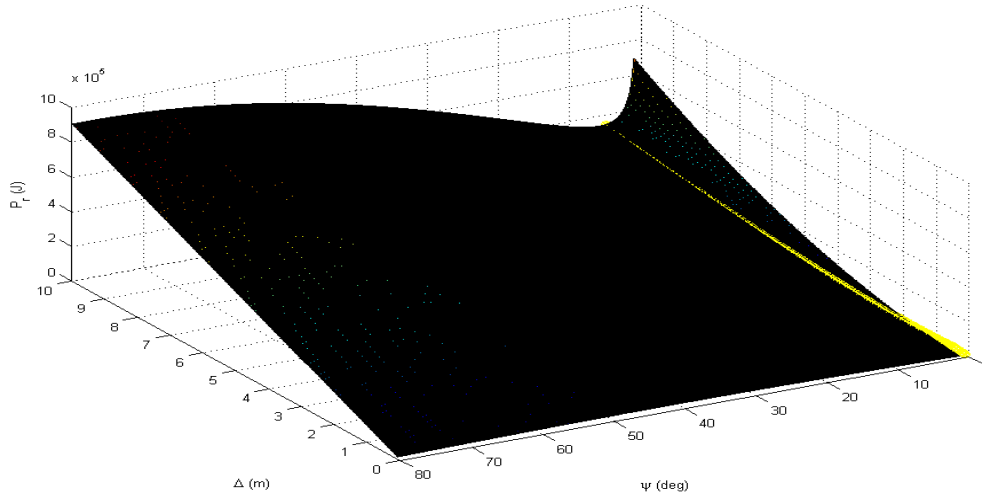


Figura 4.16: potenza dissipata per faglia normale in funzione di spostamento e rotazione della condotta

Sezionando la superficie con delle opportune curve di livello si ottiene la **Figura 4.17**; si nota subito come, a parità di tutti gli altri parametri, nel caso di faglia normale la condotta tende a mobilitare tutti i carichi per inclinazioni più basse rispetto a quelle viste nel caso trascorrente, questo nonostante (come si vedrà più avanti), la forza di interazione trasversale si sia ridotta.

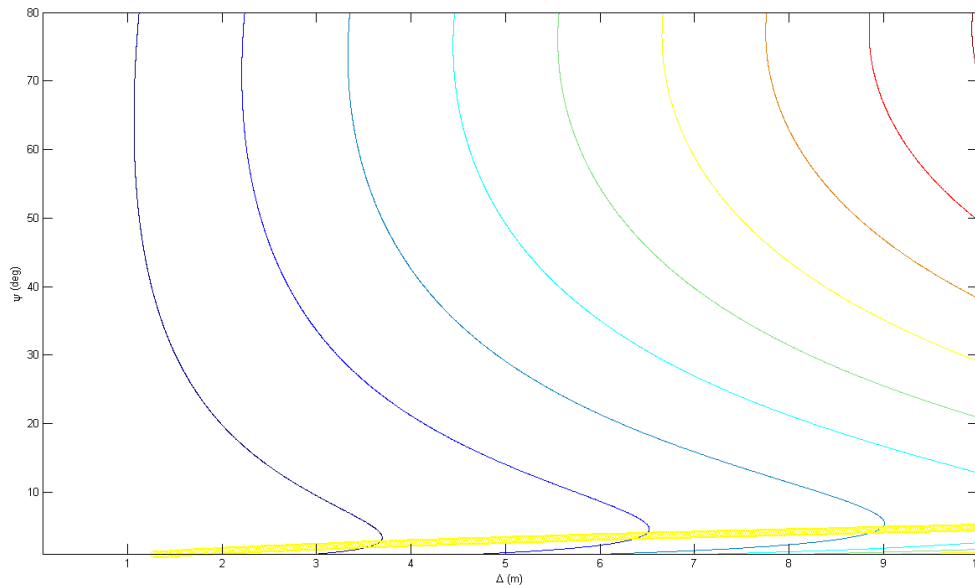


Figura 4.17: curve di livello per la figura 4.16

Questo fa presagire che, in qualche modo, lo spostamento relativo lungo la direzione di faglia tra le due cerniere plastiche sia maggiore di quanto visto nel caso di faglia

trascorrente (a parità di tutti gli altri parametri) e che, conseguentemente, tale spostamento venga accomodato su una lunghezza di condotta maggiore.

4.6 Analisi parametriche

Vista la rapidità con cui questi modelli analitici, implementati su Matlab, forniscono i risultati delle elaborazioni, è possibile variare una serie di parametri significativi in modo da poter studiare che influenza hanno questi parametri sulla risposta del sistema. Per ambo i meccanismi di faglia sono stati scelti quattro parametri:

1. Angolo di intersezione faglia-condotta (faglia trascorrente), angolo di immersione (*dip*, faglia normale);
2. Angolo di resistenza al taglio;
3. Profondità dell'asse della condotta;
4. Geometria della condotta (spessore e diametro).

4.6.1 Faglia trascorrente

In questo frangente sono state svolte della analisi parametriche di confronto tra l'elaborazione svolta nel 2010, quando, come già detto, non fu applicato il cut-off sull'interazione trasversale, e quella svolta in occasione di questo lavoro, dove il cut-off è stato invece imposto. Come si è visto per gli spostamenti SLU visti in precedenza facendo il confronto con gli altri metodi analitici, la versione aggiornata del metodo delle cerniere plastiche riduce gli spostamenti rispetto a quella del 2010.

Va inoltre ricordato che lo strike varia idealmente tra 0 e 180°: per angoli minori di 90° la condotta subisce un meccanismo di trazione (e può sopportare spostamenti maggiori), mentre per angoli compresi tra 90° e 180° la condotta subisce una compressione e, trattandosi di un elemento a sezione non compatta ma a parete sottile (differenza di un ordine di grandezza tra diametro e spessore della condotta), va incontro a instabilizzazione del tipo euleriano (fenomeno di *buckling*) e quindi può sopportare spostamenti di gran lunga inferiori quando la configurazione di faglia è tale da portare la condotta a compressione. Da questo punto di vista la raccomandazione progettuale, quando si ha a che fare con faglie trascorrenti, è di far in modo che l'angolo tra la condotta e la traccia della faglia eviti situazioni in cui la condotta, in caso di PGD, vada incontro a compressione. Detto ciò, si riportano, di seguito, i risultati delle analisi parametriche eseguite (per i valori dei parametri mantenuti costanti, si fa riferimento alla tabella al cap.4.5)

4.6.1.1 Variazione dell'angolo di intersezione faglia-condotta

La variazione dell'angolo di intersezione tra la condotta e la faglia comporta, all'interno dei due intervalli a cui si fa corrispondere trazione e compressione, un aumento dello spostamento ammissibile (tale da comportare una deformazione pari a quella limite ultima prevista dall'Eurocodice EC8); esiste una zona di incertezza (tra 80 e 100°) in cui il modello fornisce tre valori di spostamento ammissibile sensibilmente diversi l'uno dall'altro (SLU a trazione, compressione e buckling) e quindi non è chiaro quale sia il meccanismo deformativo che interessa la condotta (**Figura 4.18**).

Si vede come, a compressione, lo spostamento ammissibile sia di gran lunga più basso: se, a trazione, lo spostamento ammissibile è dell'ordine del metro, a compressione è dell'ordine della decina di centimetri.

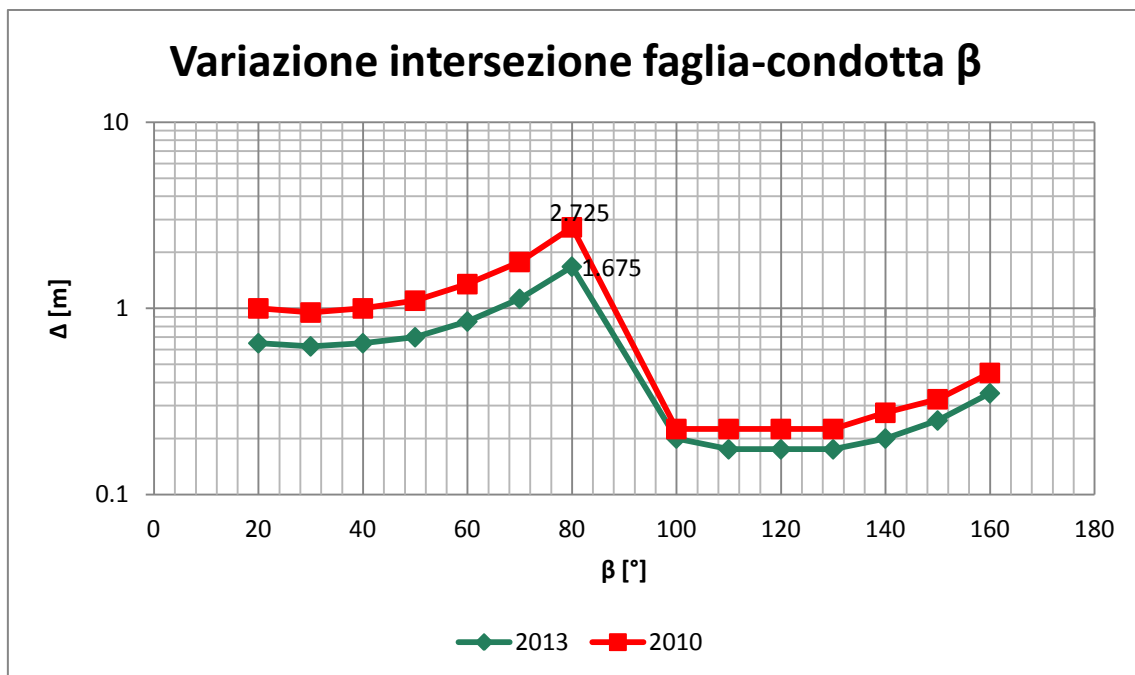


Figura 4.18: spostamento massimo ammissibile in faglia trascorrente in funzione dell'angolo di intersezione faglia-condotta. Si noti la zona di incertezza tra 80 e 100° e come l'imposizione del cut-off sulle forze di interazione abbia abbassato i valori di spostamento.

Ci sono, tuttavia, dei dubbi sulla bontà della descrizione della risposta del sistema nel caso di compressione (Figura 4.19): il modello a elementi finiti elaborato da Paolucci et al. (2010) per il caso di faglia trascorrente descrive (nei limiti dovuti alla dimensione del modello) un comportamento a compressione in cui, all'aumentare dell'angolo di strike, diminuisce lo spostamento tollerabile (questo perché la faglia tende via via all'orizzontale e quindi la componente di sforzo assiale aumenta).

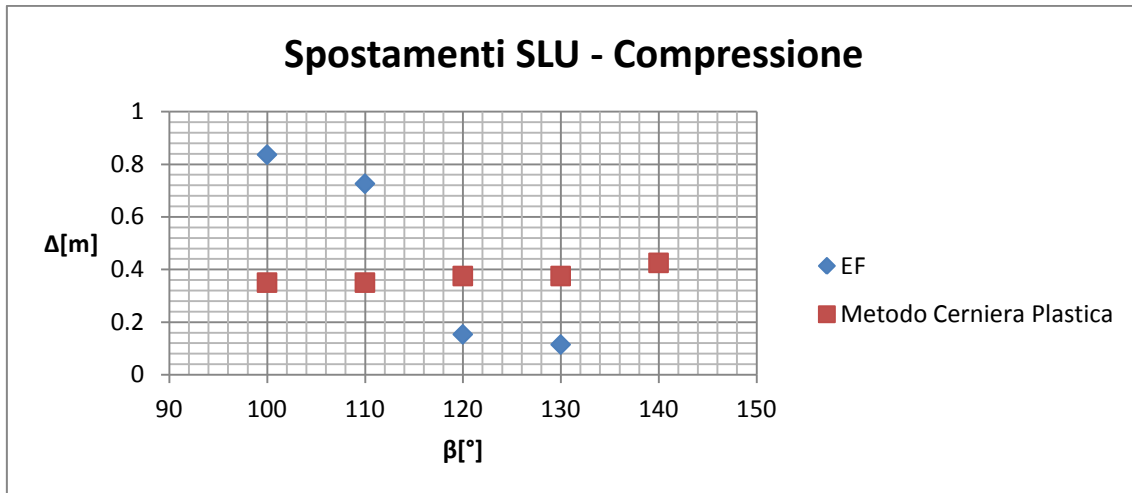


Figura 4.19: confronto tra modello EF e metodo delle cerniere plastiche per angoli di intersezione maggiori di 90°. Da Griffini "Modellazione a elementi finiti del comportamento di condotte interrato sottoposte a rottura di faglia"

4.6.1.2 Variazione dell'angolo d'attrito

L'aumento dell'angolo di attrito comporta una maggiore resistenza ultima attritiva (nell'ipotesi che l'angolo di attrito all'interfaccia cresca al crescere dell'angolo di attrito interno del materiale) e quindi un minor scorrimento longitudinale della condotta all'interno della propria sede (Figura 4.20): a parità di angolo di intersezione, ciò significa che la condotta tende a caricarsi maggiormente e quindi può sopportare spostamenti di faglia via via più bassi.

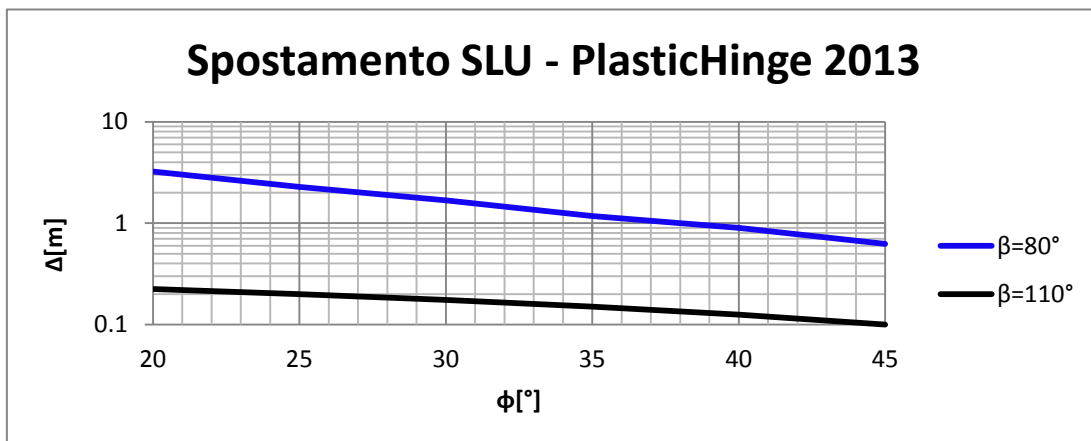


Figura 4.20: spostamento ammissibile in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno

Questo è peraltro la motivazione che sta dietro ad un altro aspetto progettuale dell'interramento di condotte in prossimità di faglie, per il quale si consiglia di ridurre il più possibile l'attrito tra il terreno e la condotta, in modo da permettere un maggior scorrimento longitudinale della condotta e quindi poter sostenere spostamenti maggiori.

4.6.1.3 Variazione della profondità dell'asse della condotta

L'aumento della profondità dell'asse comporta un maggior confinamento della condotta, che ha quindi meno libertà di movimento e, allo stesso tempo, si carica di più (**Figura 4.21**): ne consegue che lo spostamento massimo ammissibile decresce, a parità di intersezione, all'aumentare della profondità di interrimento.

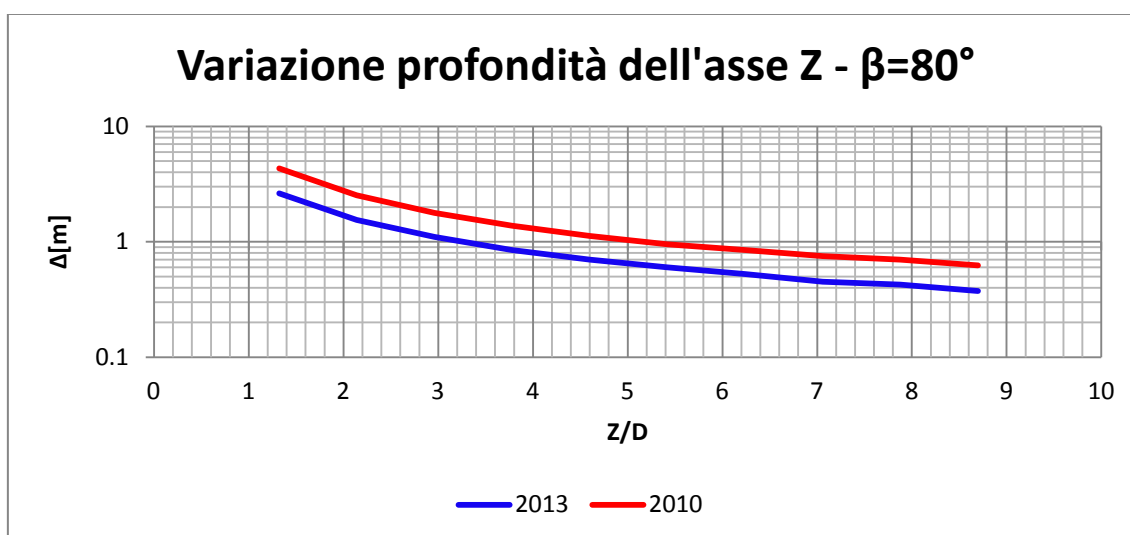


Figura 4.21: confronto tra le due versioni del modello delle cerniere plastiche al variare della profondità dell'asse Z

Il grafico rappresentato normalizza la profondità dell'asse rispetto al diametro, va tuttavia detto che, all'aumentare della profondità, sono necessarie altre relazioni e studi più approfonditi per descrivere le forze che agiscono sulla condotta, questo è vero soprattutto nel caso di faglia normale (lo si vedrà in seguito).

4.6.1.4 Variazione della geometria della condotta

Gli spessori per i diametri di condotta indagati ($D=0.61\text{m}$ e $D=0.81\text{m}$) seguono degli standard costruttivi americani, i cosiddetti ANSI/AWWA (American National Standard for the thickness design of ductile-Iron pipe, American Water Works Association) e seguono delle precise tabelle (riportate in **Tabella 10**), fornite in base alla classe di spessore o in base alla pressione interna di esercizio. In particolare, per i diametri indagati, esistono gli spessori riportati nelle tabelle di questo paragrafo. Ciò che si nota è che in generale un aumento dello spessore o del diametro comporta una maggior resistenza della condotta (**Figura 4.22**), anche se ciò non si traduce in un aumento consistente dello spostamento ammissibile (a parità di spessore, la differenza di spostamento tra le due condotte a diverso diametro è dell'ordine dei centimetri).

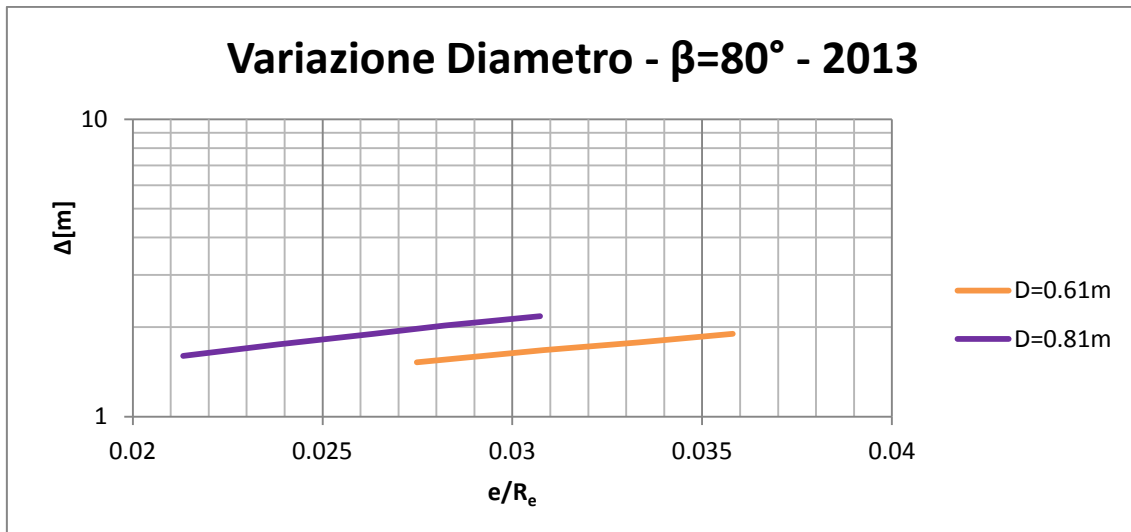
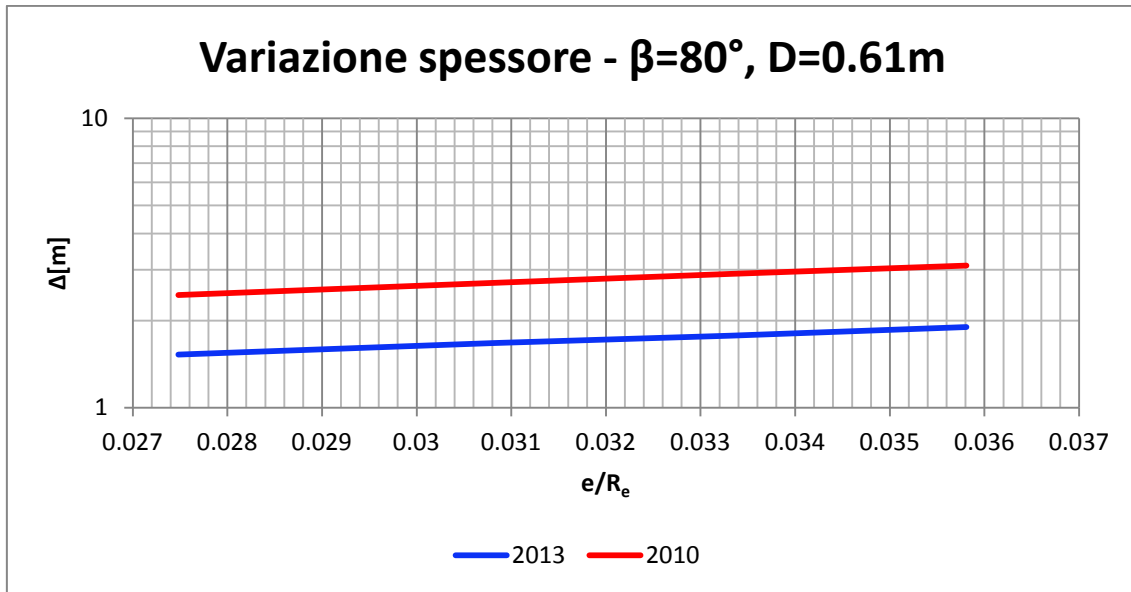


Figura 4.22: effetti delle variazioni di geometria sugli spostamenti massimi ammissibili

D [m]	0.81	D [m]	0.61
e ["]	e [mm]	e ["]	e [mm]
0.34	8.636	0.33	8.382
0.38	9.652	0.37	9.398
0.42	10.668	0.4	10.16
0.45	11.43	0.43	10.922
0.49	12.446		

Tabella 10: classi di spessore per condotte in acciaio. Da "American National Standard for the thickness design of ductile-Iron pipe, American Water Works Association"

4.6.2 Faglia normale

Le analisi parametriche svolte per il caso di faglia normale sono le medesime viste per il caso strike-slip, con l'aggiunta del peso specifico, sempre con lo scopo di valutare come varia la risposta al variare dei vari parametri. Come si accennava, l'angolo di immersione per faglia normale varia, idealmente, tra 0 e 90°, per cui l'unico meccanismo deformativo per la condotta è quello a trazione.

4.6.2.1 Variazione dell'angolo di immersione

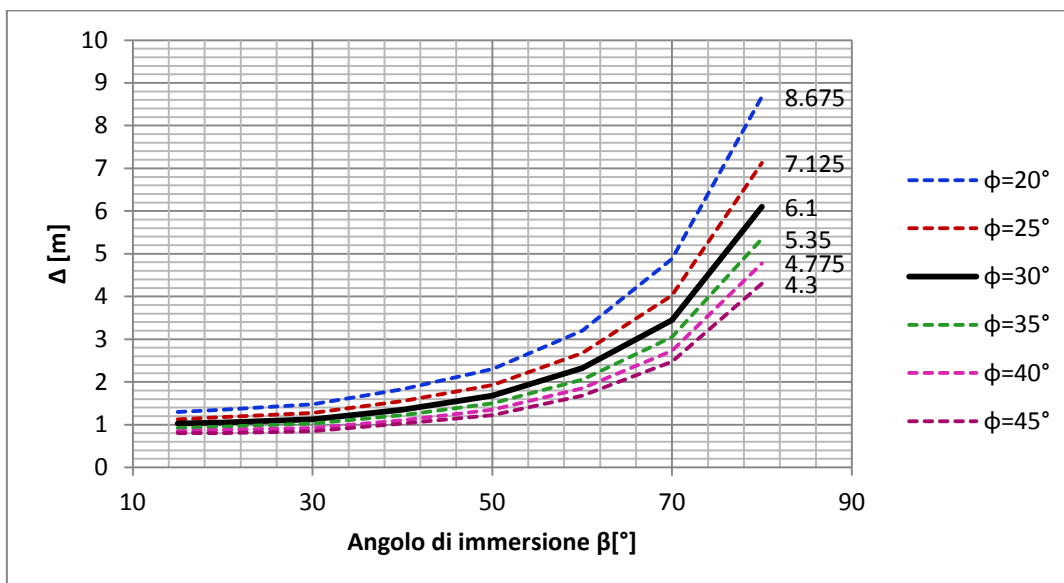


Figura 4.23: spostamento ammissibile per faglia normale in funzione dell'angolo di immersione. La curva in nero rappresenta l'involuppo dei valori di spostamento massimo ammissibile per i dati di tabella 2 e 3.

Se si pensasse di fare un confronto col caso di faglia trascorrente (tra Figura 4.23 e Figura 4.18), si noterebbe subito come, pur avendo i valori sulle ascisse significati diversi nei due casi, la condotta sopporta spostamenti maggiori nel caso di faglia normale: questo lo si può spiegare valutando l'interazione trasversale nei due casi, come previsto dalle equazioni [3.4], [3.7] e [3.12]. Queste forze variano linearmente con la profondità e il peso specifico, linearmente e parabolicamente con il diametro e in modo non lineare con l'angolo di attrito (che interviene nei coefficienti N); si ricorda che per terreni non coesivi (come quello che si sta analizzando), il primo termine di ognuna di queste relazioni è nullo. Quello che si osserva, facendo variare l'angolo di attrito di interfaccia (che, nelle peggiori condizioni possibili, ovvero quelle analizzate, è pari all'angolo di attrito interno) è che, nonostante il contributo di capacità portante q_d sia considerevolmente più elevato rispetto agli altri due (Tabella 11), all'interno della relazione che esprime la potenza dissipata in virtù delle forze trasversali verticali tale termine viene pesato per un coefficiente R_Q che si è visto essere molto basso: se si

riportano le equazioni [4.40] e [4.42] per le due potenze dissipate questo appare piuttosto chiaro

$$P_p^{strike-slip} = \frac{\widehat{\delta}\Delta\sin^2\beta}{2\sin\varphi} p_u$$

$$P_p^{normal\ fault} = \frac{\widehat{\delta}\Delta\sin^2\beta}{2\sin\varphi} [q_d R_Q^2 + q_u (1 - R_Q^2)] = \frac{\widehat{\delta}\Delta\sin^2\beta}{2\sin\varphi} q^*$$

Φ [°]	p_u [N/m]	q_d [N/m]	q_u [N/m]	R_Q [-]	q^* [N/m]
20	35161.42	71394.65	10065.67	0.1236	11002.07
25	52120.90	118781.50	12581.46	0.0958	13555.65
30	74509.33	204821.60	15097.76	0.0687	15991.93
35	114685.97	370416.68	17614.05	0.0454	18341.02
40	162803.56	713933.91	20130.34	0.0274	20652.10
45	271109.14	1499690.07	22646.63	0.0149	22973.51

Tabella 11: forze di interazione trasversale in funzione dell'angolo di attrito, i cui grafici sono riportati in fig.4.24

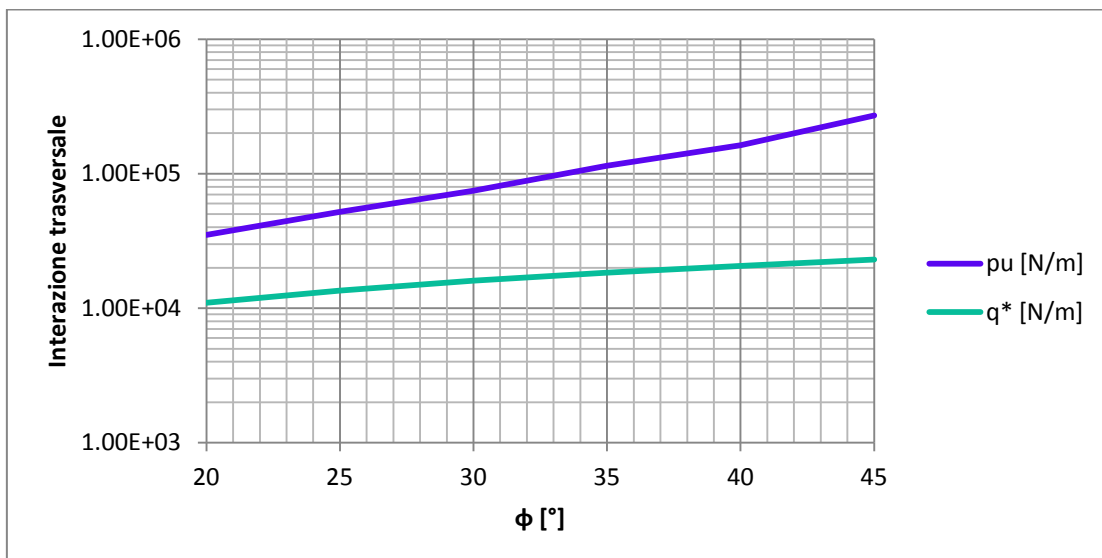


Figura 4.24: andamento delle forze di interazione nel caso trascorrente (p_u) e normale (q^*) in funzione dell'angolo di attrito interno del terreno

La forte asimmetria del problema fa sì che la forza verticale equivalente ultima q^* sia decisamente più bassa della forza di interazione trasversale orizzontale e questo implica che la condotta possa adattarsi a spostamenti di entità maggiore (**Figura 4.24**): d'altra parte il codice di calcolo è cieco di fronte alla diversa configurazione geometrica dei due casi (dal punto di vista puramente numerico, l'unica differenza tra i due casi sta nella diversa definizione dei coefficienti N e nella diversa definizione della forza di interazione trasversale) e, come si è visto, un abbassamento della forza di interazione

terreno-condotta (ossia un minor confinamento o una minor resistenza all'attrito) permette alla condotta di adattarsi a spostamenti di faglia maggiori.

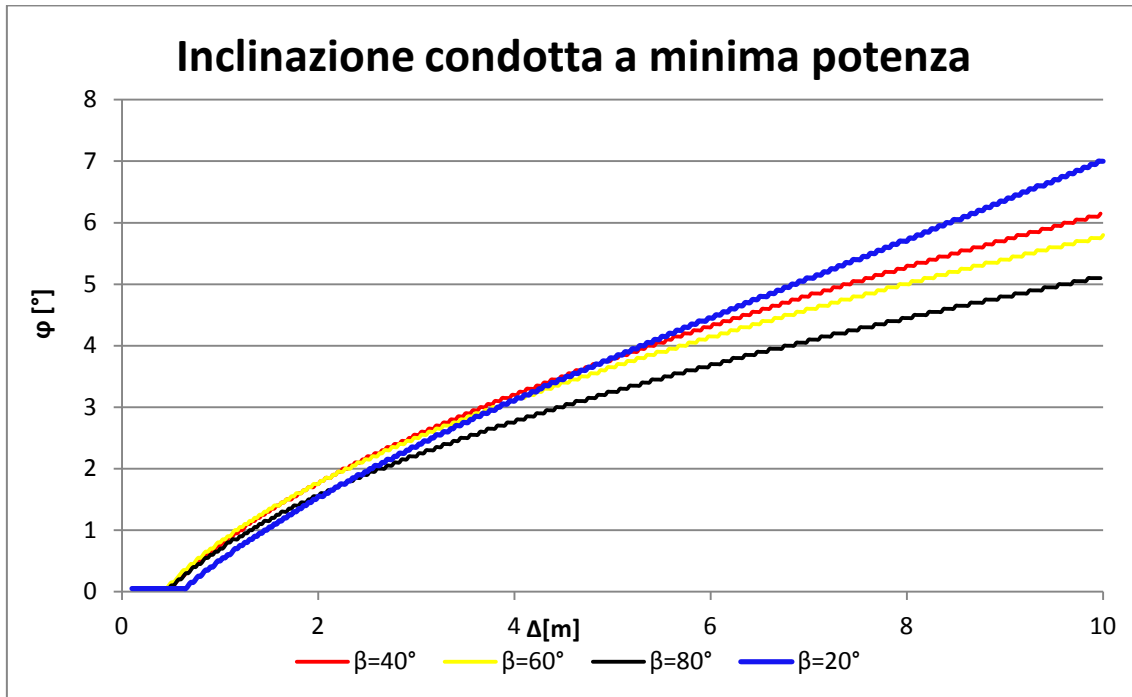


Figura 4.25: minimi di potenza dissipata e relative configurazioni deformate della condotta in funzione dello spostamento e al variare dell'angolo di immersione

E' interessante anche valutare l'andamento delle coppie (Δ, ϕ) a cui corrisponde la potenza minima dissipata (e quindi stabilire la rotazione che la condotta subisce per un dato spostamento) in **Figura 4.25**: si nota, in maniera abbastanza evidente, come, per grossi spostamenti, la condotta tenda a ruotare di meno all'aumentare dell'angolo di immersione, registrando quindi un comportamento più rigido.

4.6.2.2 Variazione dell'angolo d'attrito

Non ci sono considerazioni aggiuntive da fare, rispetto al caso trascorrente, cambia solo l'entità degli spostamenti ma le deduzioni che si possono trarre (**Figura 4.26**) sono le medesime viste per faglia trascorrente: l'aumento dell'interazione attritiva rende più reattiva la condotta, che, a parità di spostamento, tende a caricarsi di più e quindi sopporta uno spostamento via via minore.

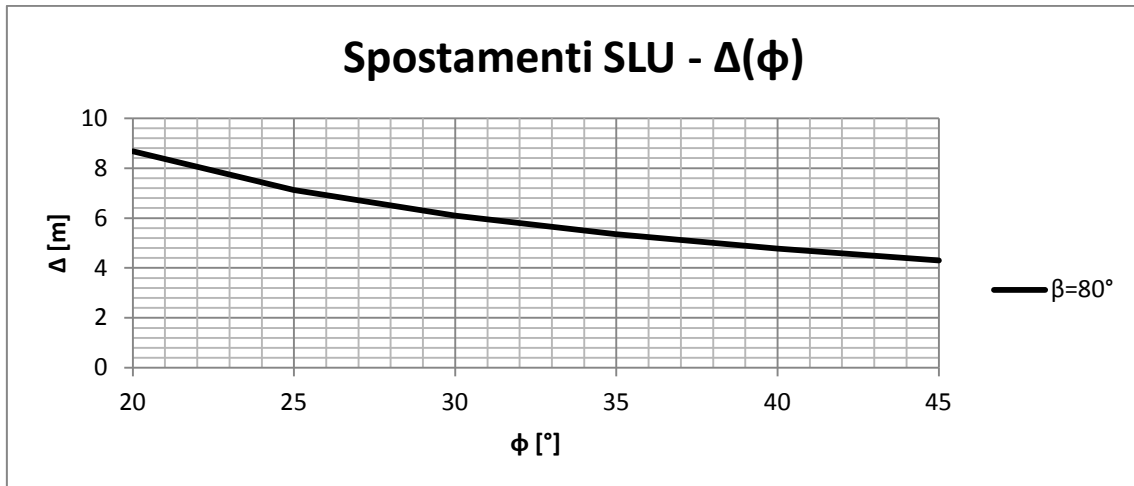


Figura 4.26: spostamenti ammissibili per faglia normale al variare dell'angolo di attrito interno

Questo aspetto è, in parte, confermato dall'analisi dei minimi (Figura 4.27): a parità di angolo di immersione, la configurazione della condotta per la quale la potenza dissipata è minima è di maggior rotazione relativa alle cerniere all'aumentare dell'angolo di attrito interno del materiale.

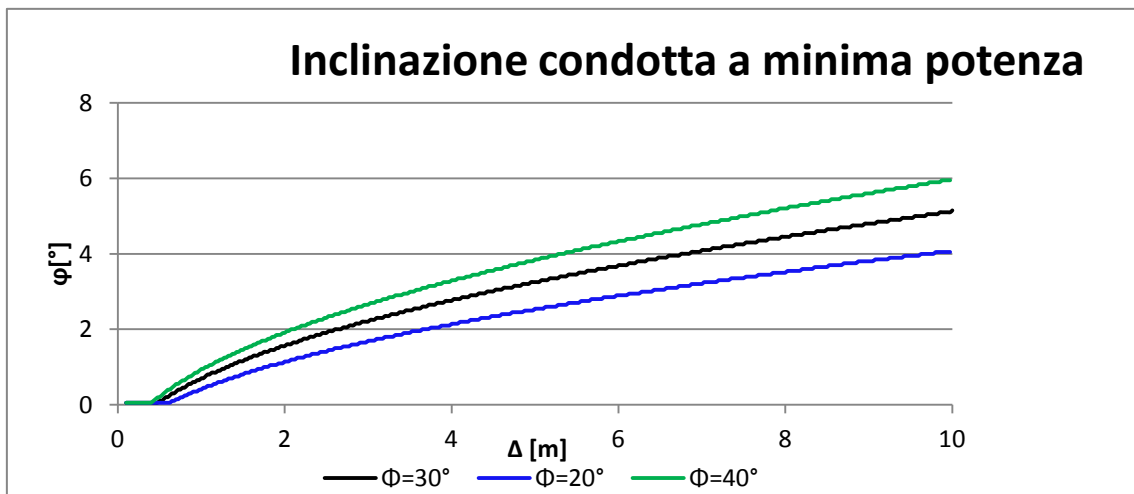


Figura 4.27: configurazioni deformate della condotta in funzione dello spostamento e al variare dell'angolo di attrito interno

4.6.2.3 Variazione della profondità dell'asse e della geometria della condotta

Vale esattamente quanto detto nel caso di faglia trascorrente: l'aumento della profondità a cui viene interrata la condotta può rendere non più valida la formulazione dell'interazione verticale dal basso, che, come si diceva, è valida per basse profondità

di interramento e, qualora la condotta fosse piuttosto profonda, sarebbero necessarie ulteriori indagini (Figura 4.28).

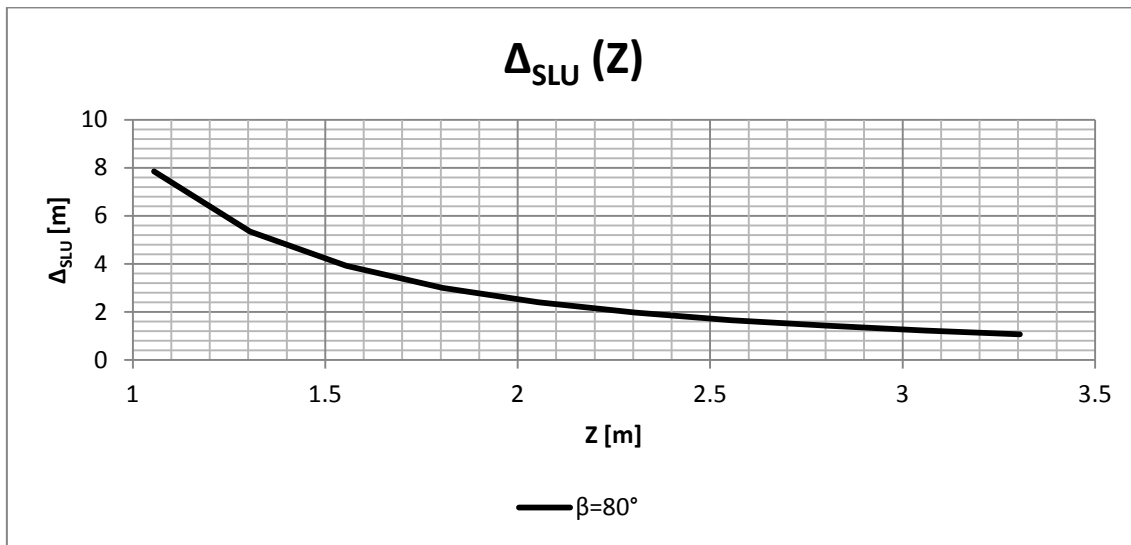


Figura 4.28: spostamenti ammissibili per faglia normale al variare della profondità dell'asse

Posto che tale formulazione possa andar bene per le profondità indagate nel seguito, l'aumento della profondità di interramento della condotta, a parità di tutti gli altri parametri, comporta un maggior confinamento dell'opera, che si carica di più e quindi tende a deformarsi maggiormente, potrà allora sopportare spostamenti inferiori. Questo aspetto è confermato dall'analisi dei minimi della potenza dissipata (Figura 4.29).

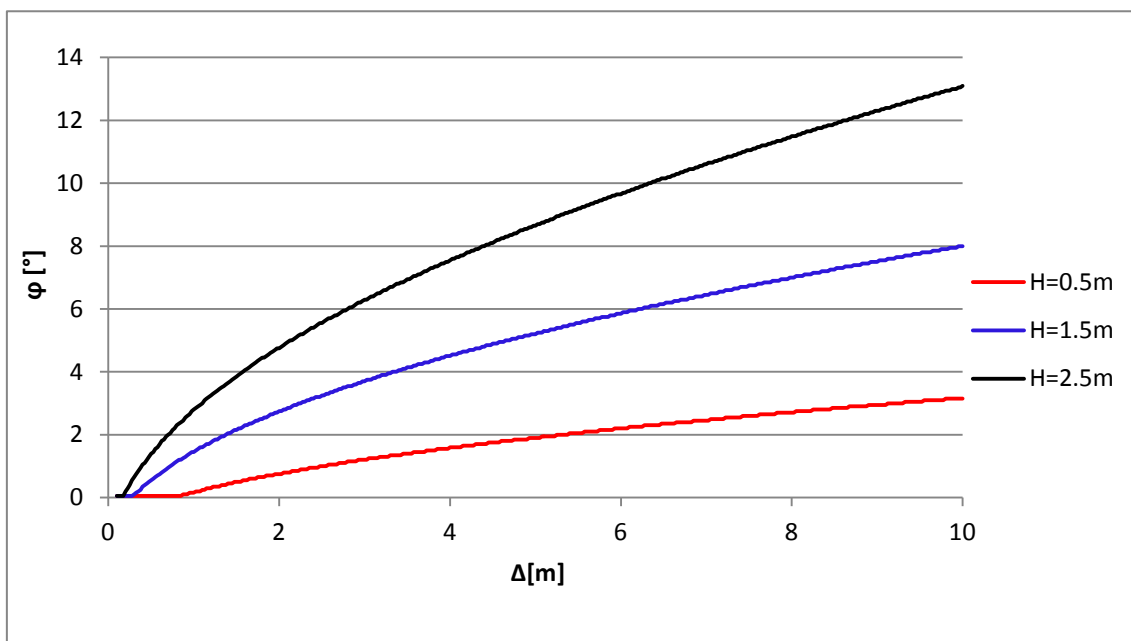


Figura 4.29: configurazioni deformate della condotta in funzione dello spostamento e al variare dell'altezza di reinterro H

Per quanto riguarda invece la sola variazione della geometria della condotta (in termini di diametro e spessore, Figura 4.30) non si aggiunge nulla rispetto al caso di faglia trascorrente, vale esattamente quanto detto in quel caso.

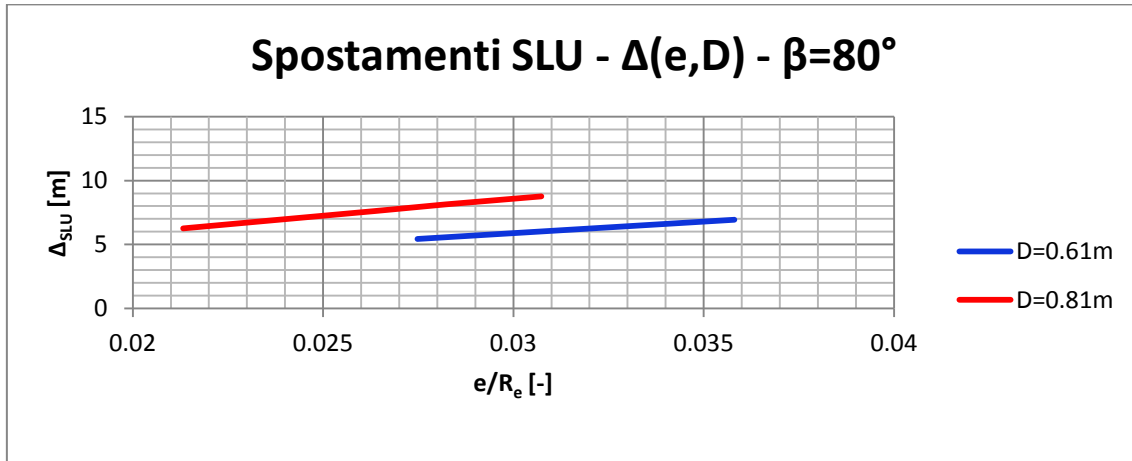


Figura 4.30: spostamenti ammissibili per faglia normale al variare della geometria della condotta (spessore e diametro)

4.6.2.4 Variazione del peso specifico

I risultati ottenuti facendo variare il peso specifico sono coerenti con la fisica del problema (Figura 4.31): a parità di profondità, l'aumento del peso specifico comporta un aumento dello sforzo geostatico (sia verticale che orizzontale) sull'opera, che quindi risulta più caricata e potrà quindi sopportare spostamenti via via minori. Tale diminuzione risulta tanto meno marcata quanto minore è l'angolo di immersione della faglia.

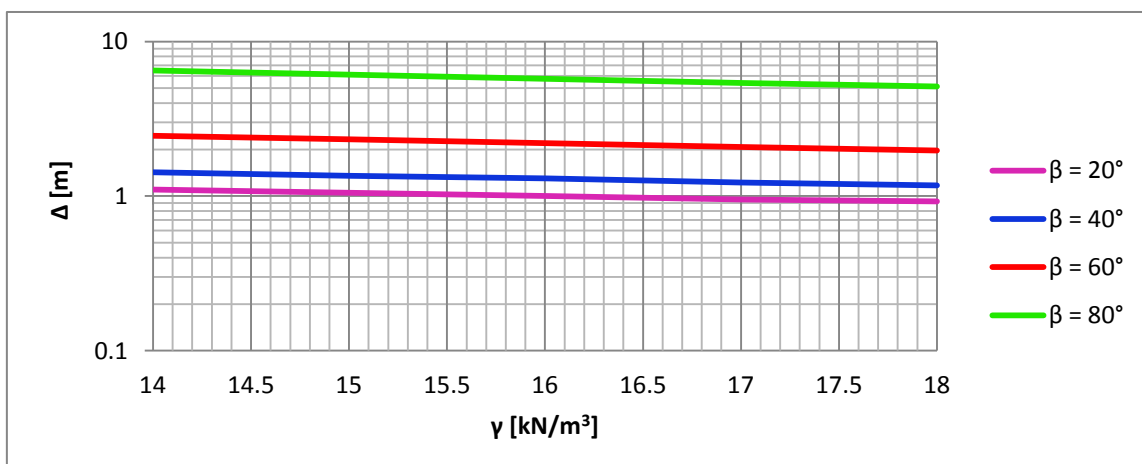


Figura 4.31: spostamento ammissibile per faglia normale in funzione del peso specifico

4.7 Profili di deformazione della condotta per faglia normale

Si riporta lo schema geometrico utilizzato (Figura 4.32), in modo da poter individuare immediatamente le grandezze geometriche (lunghezze).

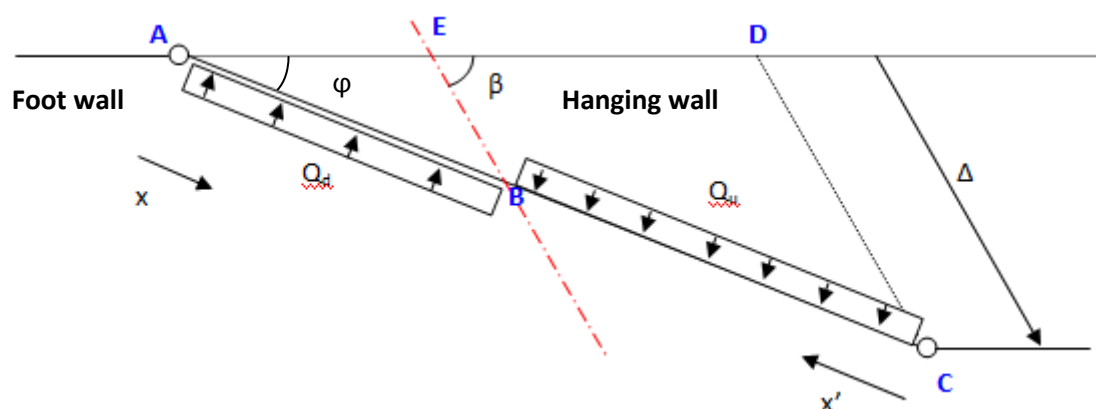


Figura 4.32: schema per faglia normale da usare per il metodo delle cerniere plastiche, come in figura 4.9

Per quanto riguarda l'inclinazione della condotta φ , si utilizzano i valori, in funzione dello spostamento di faglia, a cui corrisponde potenza dissipata minima.

Si impone poi un sistema di riferimento cartesiano in cui l'origine degli assi coincide con l'intersezione tra la condotta in configurazione deformata e la traccia della faglia (punto B in figura). A questo punto, utilizzando le relazioni geometriche viste in precedenza, si determinano sia la distanza tra le cerniere plastiche che la lunghezza dei tronchi di condotta a destra e a sinistra della faglia, dopodiché, proiettando lungo gli assi queste lunghezze, si ottengono le coordinate dei punti corrispondenti alla posizione delle cerniere plastiche. Nell'ipotesi di poter considerare deformazioni flessionali concentrate nelle cerniere plastiche e profilo di deformata rettilineo (lungo cui è stata svolta l'integrazione per le potenze dissipate), si ottengono i profili di deformazione riportati di seguito (Figura 4.33).

Come previsto, i tronchi di condotta che si caricano e si deformano in virtù dello spostamento di faglia sono di dimensioni ben diverse: se è vero che, visto il cinematiso relativo tra i due blocchi di terreno, sul tronco di condotta a sinistra (hanging wall) agisce q_d (capacità portante, maggiore della resistenza al sollevamento), tale tronco di condotta si carica maggiormente e quindi, per poter rispettare l'equilibrio alla traslazione verticale, è necessario, a destra della faglia, che il tronco di condotta interessato dalla deformazione sismo-indotta sia di lunghezza decisamente maggiore.

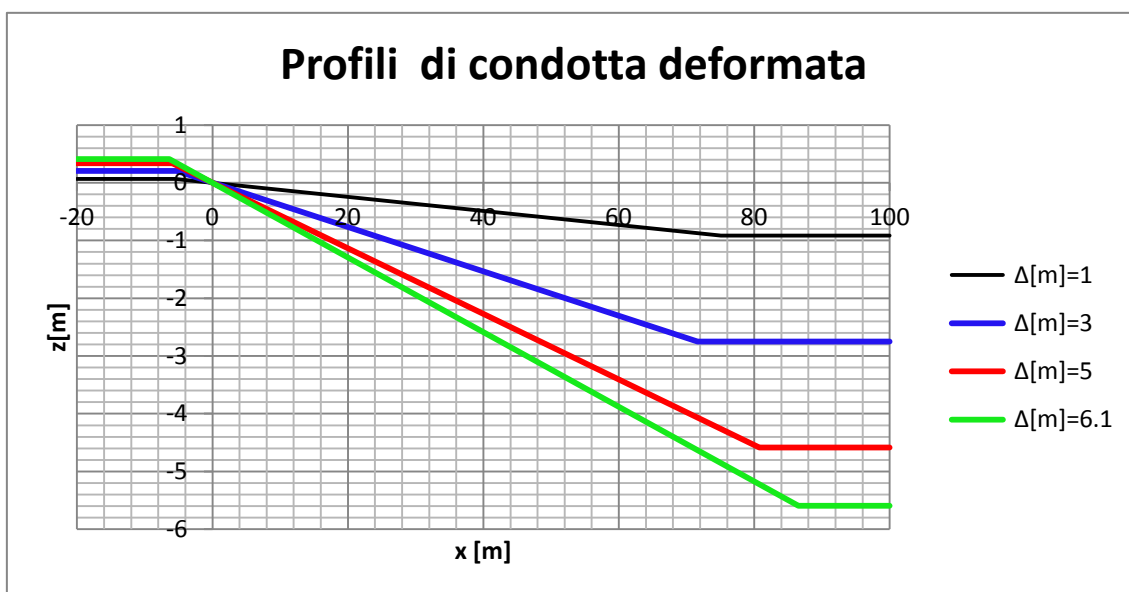


Figura 4.33: profili di deformazione della condotta al variare dello spostamento imposto

$\beta[^\circ]=$	80				
$\Delta[m]$	$\varphi [^\circ]$ Pmin	$\Delta_d[m] \rightarrow EB$	AB [m]	BC [m]	AC [m]
1	0.7	0.0687	5.53	75.08	80.61
3	2.2	0.2060	5.28	71.68	76.96
5	3.25	0.3433	5.96	80.89	86.85
6.1	3.7	0.4188	6.39	86.70	93.09

Tabella 12: distanza tra le cerniere plastiche, per dato angolo di immersione, al variare dello spostamento imposto

4.8 Punti di forza e limiti del metodo

Un modello così concepito presenta senza dubbio il vantaggio di poter utilizzare qualsiasi relazione forza-spostamento valida da inserire nelle operazioni di integrazione: nel caso trattato è stato ipotizzata la mobilitazione del carico limite ultimo (che avviene per spostamenti centimetrici) indipendentemente dal valore di spostamento relativo, ma è possibile sostituire, alla costante, una relazione tra carico agente sulla condotta e spostamento della condotta stessa, oppure è possibile scalare i valori costanti con coefficienti riduttivi (in ottemperanza a quanto osservato nei test in centrifuga), senza compromettere le ipotesi fondamentali del metodo. Dato che le relazioni scritte sono dirette parenti di quello che è il principio dei lavori virtuali (da cui, peraltro, la considerazione sul minimo della potenza dissipata deriva), tale metodo non richiede particolari legami costitutivi per i materiali, soprattutto per quello della condotta, quindi è valido per qualsiasi legame sforzo-deformazione si voglia utilizzare. A differenza poi, degli altri metodi analitici, il metodo delle cerniere plastiche fonda la

sua ipotesi fondamentale, ossia quella della concentrazione della deformazione flessionale in due punti precisi della condotta, su osservazioni derivanti da danni alle condotte nei terremoti passati, in cui si è notata la rotazione di tronchi di condotta attorno a delle zone più o meno localizzate (si rimanda all'articolo "Simplified modelling of continuous buried pipelines subject to earthquake fault rupture" di Paolucci et al.). Altro punto di forza è, come mostrato, la possibilità, almeno in linea teorica, di poter applicare il modello sia per faglia trascorrente che per faglia normale e inversa, correggendo l'ipotesi di simmetria del caso trascorrente senza inficiare sulle fondamenta del modello; è inoltre possibile estendere il modello a casi di suolo non omogeneo (per esempio, terreni con peso specifico diverso nei due walls oppure tra la parte superiore e quella inferiore della condotta), inserendo opportune somme e cambiando gli estremi di integrazione.

E' tuttavia un modello geometricamente semplice: parlando della faglia normale, lo schema è una sezione verticale effettuata con piano parallelo all'asse della condotta, quindi è uno schema essenzialmente 2-D. L'ipotesi che sta alla base di poter considerare il problema bidimensionale è quella di problema piano nelle deformazioni, come esposto nelle linee guida ALA (la condotta subisce uno spostamento relativo rispetto al terreno che è lo stesso in ogni sezione trasversale al suo asse), questo tuttavia non è vero nel caso di faglia normale, dove le varie sezioni di condotta, in virtù dell'asimmetria del problema, subiscono spostamenti relativi del terreno che sono ben diversi da sezione a sezione (l'entità di spostamento dei due tronchi di condotta a monte e a valle della faglia è ben diversa, dato che diverse sono le forze che agiscono): il problema è quindi fortemente tridimensionale (come già notato in passato). Altro limite del modello è quello tipico di tutti i metodi analitici, ossia considerare, come limite ultimo di deformazione assiale, un valore medio costante lungo il tronco di condotta interessato, quando invece, come comprensibile dalla fisica del problema, la deformazione assiale tenderà a concentrarsi in prossimità del piano di faglia e diminuirà allontanandosi da esso.

Si comprende dunque come sia necessario confrontare un metodo del genere con un'analisi più approfondita e dettagliata, come quella che può essere fatta con un modello a elementi finiti.

5 CAPITOLO 5

Costruzione del modello a elementi finiti

In questo quinto capitolo si introduce la modellazione a elementi finiti che è stata adottata per il problema in esame. Lo scopo di tale tipo di modellazione è quello di testare il metodo delle cerniere plastiche e di fornire anche dei risultati più vicini a quello che è il comportamento reale delle condotte, evidenziando i punti in comune, le differenze e anche le difficoltà incontrate in fase di progettazione del modello, una fase per niente banale. Il software utilizzato è Abaqus 6.13, un software commerciale tra i più completi a disposizione nel panorama della modellazione a elementi finiti, in grado di elaborare analisi meccaniche, idrauliche, termiche, elettriche, acustiche e le varie combinazioni tra queste.

Il modello è stato costruito tenendo in parte conto, dal punto di vista geometrico, delle considerazioni tratte dal precedente capitolo, soprattutto in merito alle dimensioni del dominio in esame, che incide pesantemente su una corretta definizione della discretizzazione spaziale, nonché sul numero di elementi finiti necessari e, in ultima analisi, sull'onere computazionale necessario a portare a termine l'elaborazione. Come riferimento per le casistiche analizzate nelle analisi svolte, si è tenuto conto di diverse situazioni di stato della condotta:

- condotta installata non operativa;
- condotta operativa con pressione interna 75 bar (7.5 MPa);
- condotta operativa con pressione interna 75 bar e contributo termico, rappresentato dalla differenza tra la temperatura di installazione (5°C) e temperatura operativa (50°C).

Questa suddivisione lo scopo di valutare, attraverso il modello a elementi finiti, come lo stato interno della condotta influenzi la risposta della stessa in caso di spostamento lungo il piano di faglia. In virtù dei limiti legati alle risorse computazionali, non è stato possibile studiare ogni angolo di immersione su tutte e tre le casistiche analizzate in tutte le versioni del modello, tuttavia le indicazioni che sono state tratte forniscono una buona base di partenza per sviluppi futuri del modello.

5.1 Caratteristiche geometriche e meccaniche

La costruzione del modello a elementi finiti parte da una serie di analisi preliminari svolte su domini di tentativo che permettano di capire come definire le dimensioni del dominio, nonché il contatto tra le varie superfici, contatto che in Abaqus 6.13 è stato reso più efficiente rispetto alle versioni precedenti.

In questo caso di studio cambiano le caratteristiche geometriche del problema: in questo lavoro di laurea verrà infatti effettuata la modellazione a elementi finiti sfruttando dati reali di progetto su una serie di casistiche in cui rimangono costanti i

parametri definiti in **Tabella 13**.

Tensione di snervamento σ_y – Acciaio L450MB	450 MPa
Modulo di rigidezza elastica E	210 GPa
Diametro nominale della condotta D	1.2m
Spessore minimo della condotta t	18.9mm

Peso specifico del terreno γ	18 kN/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	35°
Angolo di attrito all'interfaccia δ	21°
Profondità di reinterro della condotta H	1.5m

Tabella 13: dati reali su terreno di reinterro e condotta usati nella simulazione a elementi finiti

L'acciaio, pur con nome diverso, è lo stesso usato nelle simulazioni precedenti (API 5L X-65). Le analisi sono state concepite sia per lo studio del comportamento elastico (che in questo ambito non viene discusso) che soprattutto per la valutazione della risposta della condotta in regime di grandi spostamenti, quindi una volta superato il limite di snervamento dell'acciaio. Tale soglia viene tipicamente definita attraverso il criterio di Von Mises, per il quale lo stato di sforzo nella sezione più sollecitata dell'elemento strutturale descrive una risposta elastica del materiale quando vale la relazione espressa in [5.1]

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2)} \leq \sigma_y \quad [5.1]$$

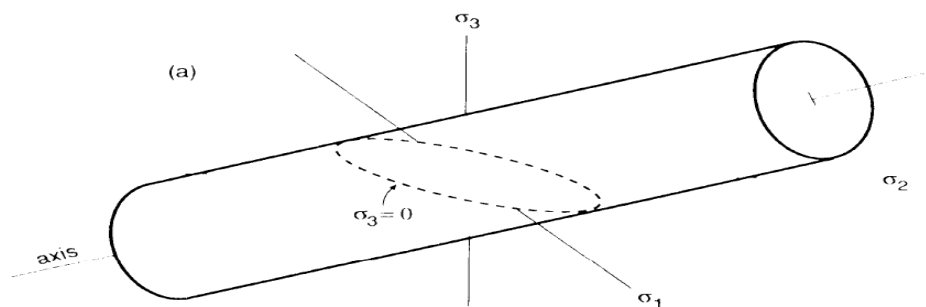


Figura 5.1: cilindro che rappresenta, nello spazio degli sforzi principali, il criterio di Von Mises

con σ_y tensione di snervamento calcolata attraverso prova di trazione monoassiale; tale criterio fornisce, nello spazio delle tensioni principali, un cilindro con asse parallelo all'asse idrostatico (come mostrato in **Figura 5.1**) e, in caso di sforzo piano, un'ellisse ruotata. Come si diceva, le dimensioni del dominio di analisi derivano, in parte, dai risultati ottenuti col metodo delle cerniere plastiche: si riapplica questo metodo ai nuovi dati a cui ci si riferisce e si ottiene, appoggiandosi ai limiti imposti dall'Eurocodice (che, a trazione, sono meno stringenti delle ASCE-ALA americane),

quanto segue in **Tabella 14**. Le distanze tra le cerniere plastiche sono inferiori ai 100m, va tuttavia detto che le deformazioni e gli sforzi indotti dalla PGD non sono confinati entro tale distanza ma tendono a distribuirsi su una lunghezza di condotta molto maggiore. Quello che appare piuttosto chiaro da queste indicazioni è che, qualunque essa sia, la taglia del dominio minima tale da consentire la dissipazione delle tensioni (all'interno dei valori di spostamento indagati) sia, a rigore, funzione dell'angolo di immersione che si sta considerando.

β [°]	Δ_{SLU} [m]	φ_{min} [°]	L_1 [m]
50	2.175	1.5	63.65
60	2.8	2	69.48
70	3.95	2.65	80.28
80	6.5	3.7	99.19

Tabella 14: risultati del metodo delle cerniere plastiche applicati sui valori di tabella 13

Seguendo l'esperienza di Karamitros (2011), si distinguono due lunghezze di condotta:

1. "Curved length": quella che finora abbiamo chiamato come "lunghezza di ancoraggio", indica la distanza tra due punti della condotta (da parti opposte rispetto alla faglia) che si muovono in modo solidale con il suolo;
2. "Unanchored length": questa distanza indica semplicemente la lunghezza di condotta necessaria a distribuire tensioni e deformazioni indotte dallo spostamento di faglia. Oltre tale distanza, le tensioni e le deformazioni sismo-indotte sono nulle (e quindi lo stato tenso-deformativo della condotta oltre tale distanza non varia rispetto al puro caso statico).

La differenza, in termini metrici, tra queste due lunghezze è enorme: le analisi svolte da Karamitros con il codice di calcolo ANSYS (con parametri geometrici diversi da quelli usati in questa sede e utilizzo di molle per l'interazione), usando un angolo di immersione di 70°, hanno mostrato come, per la prima, i valori siano compresi tra 35 e 45 volte il diametro della condotta, quindi, nel caso in esame

$$L_{curved} = 43 \div 55m$$

per la seconda invece, l'analisi dei diagrammi di forze assiali, forze di attrito e deformazioni assiali hanno mostrato come, in assenza di ancoraggi fisici (come ipotizzato fino ad adesso in questa tesi), tale distanza vari tra 100 e 350 volte il diametro della condotta da ambo le parti, quindi, con riferimento al caso in esame

$$L_{unanchored} = 244 \div 840m$$

Effettivamente le analisi mostreranno come la distanza tra le zone a maggior flessione della condotta sia piuttosto contenute, tuttavia l'ancoraggio effettivo non si realizza

entro questa distanza. Va inoltre precisato che Karamitros, in queste analisi, ha fatto una serie di ipotesi che non sono applicate nell'analisi a elementi finiti in esame, quali:

1. Utilizzo di molle elasto-perfettamente plastiche per la descrizione dell'interazione suolo-condotta;
2. Spostamenti indagati fino a un massimo di 2 volte il diametro della condotta (nel suo caso, spostamenti non superiori a 2m);
3. Angolo di attrito di interfaccia uguale all'angolo di attrito interno del terreno.

Quest'ultima ipotesi, in particolare, non è valida nel modello in esame: è presumibile quindi che ci sia un maggior scorrimento longitudinale tra il terreno e la condotta, per cui è necessario, in assenza di ancoraggi fisici, fornire una lunghezza del dominio ben maggiore e sufficiente ad accomodare gli spostamenti indagati.

Un altro fattore che interviene nella scelta della dimensione del dominio, in particolare della sua altezza, è lo spostamento di faglia previsto: sfruttando una delle relazioni di tipo linear-logaritmico di Wells&Coppersmith (1994), che lega tra loro la magnitudo del sisma e lo spostamento (massimo e medio)

$$\log D = a + b \cdot M \quad [5.2]$$

tenendo conto delle magnitudo momento tipiche per i sismi violenti in Italia, si ottiene la Tabella 15.

Coefficienti regressivi	Δ_{max}
a	-5.46
b	0.82
Spostamento di faglia atteso Δ [m]	
M_w	Massimo
5	0.044
5.5	0.112
6	0.288
6.5	0.741
7	1.905
7.5	4.897

Tabella 15: coefficienti regressivi e valori di spostamento massimo atteso secondo la relazione di Wells&Coppersmith

In sostanza, quindi, spostamenti massimi dell'ordine dei 2m sono associati a eventi sismici estremamente violenti, con tempi di ritorno importanti. Ovviamente, per magnitudo maggiori, come valore atteso si arriva anche a 3-4m (quasi 5m per $M_w=7.5$) ma si tratta di eventi tipicamente associati a sismi con focalizzazione in faglie sismogenetiche molto estese o in margini di subduzione continentali. In base a ciò, tenendo parzialmente in conto dei risultati del metodo delle cerniere plastiche, lo spostamento massimo imposto nel modello non supera i 4-5 m, con lo

scopo teorico di cogliere, se possibile, la situazione che porta la condotta alla trazione massima ammissibile da normativa europea (e, nel caso in cui si visualizzino i frame dell'output in tempo reale, è possibile uccidere l'analisi una volta raggiunto tale limite).

Sono state costruite diverse versioni del modello, cambiando le condizioni al contorno e, nel seguito, si dà conto delle motivazioni che stanno dietro a tali cambiamenti

1. La prima versione del modello prevede una lunghezza di 150m e una sezione quadrata della trincea di interrimento 5mx5m, con fase di rottura simulata bloccando il footwall (in particolare nelle direzioni normali alle varie superfici) e ancorando l'estremità della condotta contenuta in tale porzione di terreno, muovendo l'altra estremità esattamente come l'hanging wall. Si è notato, tuttavia, come con questo modello si sovrastimino in modo considerevole le tensioni nella condotta, con condizioni al contorno che arrivano a influire pesantemente sul risultato finale, generando sovratensioni fittizie che si propagano fino alla zona di faglia. Una soluzione del genere è realistica nella pratica progettuale solo nel caso in cui possano esserci ancoraggi a breve distanza dall'attraversamento di faglia, cosa che andrebbe esclusa in fase progettuale.
2. La seconda versione prevede le medesime dimensioni del modello precedente ma si libera l'estremità della condotta associata al foot wall (spostamenti liberi), imponendo, anziché una condizione di incastro, un carico assiale lungo la sezione della condotta e dipendente dalla presenza di carichi interni: ad esempio, nel caso di sola pressione interna, il carico da applicare in direzione longitudinale, nell'ipotesi di sforzo piano (si vedrà che, per la condotta, si farà questa ipotesi), deriva dalla formula di Mariotte per il calcolo dello sforzo normale

$$\sigma_l = \sigma_n \nu = \frac{pR}{t} \nu \quad [5.3]$$

ove p indica la pressione interna, R il raggio interno, t lo spessore e ν il coefficiente di Poisson del materiale della condotta. Questa condizione, in pratica, permette di scaricare gli sforzi fittizi alle estremità della condotta ma non è rappresentativa delle condizioni di lontano perché, a grande distanza dalla faglia, la condotta è ancorata al suolo e non si sposta longitudinalmente. Dato che l'angolo di attrito di interfaccia è piuttosto basso, tale condizione al contorno ha generato una traslazione rigida della condotta all'interno della sua sede (dato che l'altra estremità viene tirata insieme al suolo, è una sorta di "pull out"), incompatibile col meccanismo analizzato. Tale approccio è stato abbandonato.

3. La terza versione del modello è figlia delle considerazioni fatte nei primi due casi: si blocca lo spostamento dell'estremità della condotta di competenza del foot wall, come nel primo modello, ma è necessario allungare il dominio fino a 600m per ridurre le sovratensioni fittizie (sempre a meno di ancoraggi fisici). Una lunghezza maggiore, comunque, permetterebbe al suolo di opporsi con

maggior efficacia allo scorrimento longitudinale della condotta (come non avviene nella seconda versione del modello) e quindi imporre o non imporre l'incastro della condotta al foot wall non dovrebbe comportare differenze sostanziali di risposta. Tuttavia anche tale lunghezza del dominio non è sufficiente a contenere la deriva della linea base tenso-deformativa (effetto delle condizioni al contorno che si propaga fino alla zona di rottura) che avviene per immersioni più basse (ove aumenta il contributo assiale di spostamento e quindi la condotta risulta maggiormente tirata).

4. La quarta versione è schematizzata esattamente nella stessa maniera ma, avendo risolto gli iniziali problemi legati alla licenza accademica (che non permetteva modelli con più di 100mila nodi), si è esteso il modello fino a 1200 e 2000m: quest'ultima tipologia è stato utilizzato solo per la metà delle casistiche analizzate con gli altri modelli per mancanza di tempo utile (per l'analisi termica, con 2 processori ci vogliono 80 ore solo per la fase statica), con lo scopo di cogliere differenze e anche correggere alcune problematiche relative alle due immersioni.

5.2 Dinamica della rottura di faglia

Nei terreni sabbiosi il fenomeno di fagliazione non è così evidente come nei terreni coesivi o negli affioramenti rocciosi. Non è così netta, infatti, la separazione tra foot wall e hanging wall (assenza di un vero e proprio fenomeno di fessurazione).

Questo aspetto, abbastanza ovvio considerata la natura del terreno in esame, è supportato da prove di laboratorio effettuate in ambiti di ricerca simili, ove è stata studiato l'effetto dello spostamento di faglia in terreno sabbioso su una fondazione in superficie (Anastasopoulos, Bransby et al., 2008), di cui si parlerà più approfonditamente nel **paragrafo 5.8**. Una constatazione del genere fornisce un'indicazione molto utile su come schematizzare il dominio: contrariamente a quanto fatto nel caso di faglia trascorrente, ove la schematizzazione del fenomeno come spostamento rigido tra due blocchi poteva anche essere accettata, nel caso di faglia normale, per terreni sabbiosi, è preferibile non separare fisicamente foot wall e hanging wall come fossero due blocchi.

Questa scelta comporta altri due vantaggi:

1. E' possibile descrivere la distribuzione del campo di spostamenti attorno alla zona di faglia: come si vedrà nel **paragrafo 5.7**, la zona caratterizzata da questa banda di taglio tende a essere più distribuita anziché essere localizzata in uno spessore ridottissimo (spessore della frattura) e l'inclinazione di tale banda tende a ridursi avvicinandosi alla superficie. Questo fenomeno di distribuzione è parzialmente "mesh-dependent", nel senso che l'apertura di tale banda in superficie è maggiore se la mesh è più lasca (minor numero di punti di Gauss in

una stessa sezione, non garantisce il necessario grado di dettaglio), ma, al di sotto di una certa taglia della mesh, non si osservano ulteriori restringimenti della banda di taglio stessa.

2. Dal punto di vista computazionale, si alleggerisce l'analisi, infatti, oltre alla superficie di contatto tra terreno e condotta, non ci sono altre superfici in cui debba essere definito un ulteriore contatto (cosa che sarebbe necessaria in caso di cinematico rigido con blocchi separati) e non ci sono condizioni al contorno ulteriori da imporre sulle due superfici della faglia, condizioni che peraltro avrebbero portato a errori numerici non trascurabili. Provando, infatti, a costruire un modello con due blocchi distinti (**Figura 5.2**), un contatto sia di tipo attritivo che di tipo "rough" tra le due superfici di rottura ha comportato, nella fase di applicazione del peso proprio, piccolissimi spostamenti relativi di natura numerica (evidenziati dalla discontinuità delle curve di livello in prossimità del piano di faglia) che tuttavia hanno avuto come effetto un sovraccarico della condotta proprio nella zona di faglia (sovraccarico evidenziato dalla disuniformità della tensione di Mises in **Figura 5.3**), che in fase statica si sviluppa solo se ci sono delle cause scatenanti che, nella realtà del problema, se la faglia non è attiva, non ci sono.

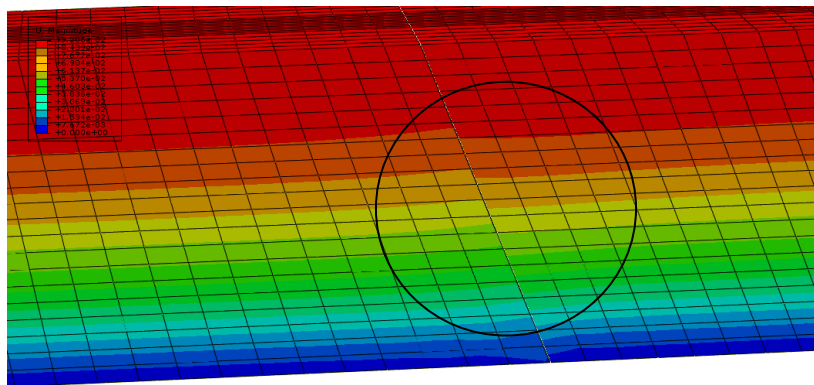


Figura 5.2: evidenza della discontinuità del campo di spostamenti in prossimità del piano di faglia (nel cerchio)

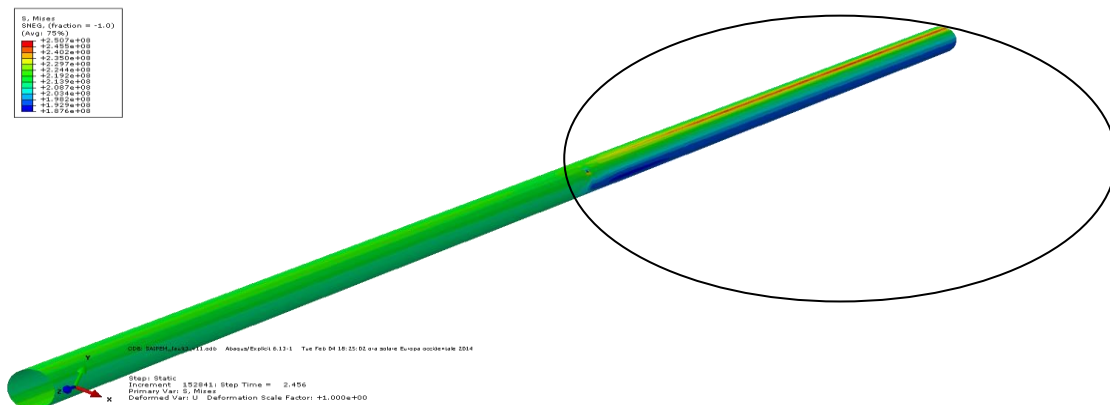


Figura 5.3: nell'ovale, effetti della discontinuità del campo di spostamenti sulla tensione (Von Mises) nella condotta. Lo scarto tra valore massimo e valore atteso (in assenza di pressione interna e contributi termici) è di circa 40MPa.

Quest'ultimo problema non si presenta per angolo di immersione esattamente a 90° (in quel caso i piccoli cedimenti numerici sarebbero perfettamente verticali e sarebbero ugualmente equilibrati dalle condizioni al contorno imposte alla base) ma emerge per immersioni minori. Inoltre, nella fase di rottura, lo scorrimento rigido imporrebbe di applicare lo spostamento del blocco di valle anche lungo la superficie di faglia: questo artificio comporta l'instaurarsi di tensioni che non si sviluppano nella realtà (perché il terreno sabbioso si instabilizza, franando).

5.3 Modellazione dei materiali

In questo paragrafo viene esplicitata la descrizione dei materiali che intervengono e interagiscono nel modello a elementi finiti.

Abaqus permette di definire non soltanto i parametri meccanici (modulo di Young, coefficiente di Poisson, parametri plastici) ma anche proprietà fisiche (densità, coefficiente di espansione) e termiche (conducibilità, calore specifico).

5.3.1 Acciaio della condotta

Per quanto riguarda l'acciaio che costituisce la condotta, i parametri descrittivi che non sono noti da progetto sono riassunti nella Tabella 16. Questi sono valori di letteratura disponibili per acciai al carbonio, occorre tuttavia spendere qualche parola in più su alcune scelte qui adottate.

CONDOTTA – Acciaio L450MB (API 5L X-65)	
Densità	7850 kg/m ³
Tensione limite ultima σ_u	532 MPa
Deformazione limite ultima ϵ_u	0.2
Legame sforzo-deformazione	BILINEARE
Coefficiente di Poisson	0.3
Conducibilità termica	54 W/m°C
Coefficiente di espansione lineare α	$1.3 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Calore specifico	490 J/kg·K

Tabella 16: valori di letteratura per i parametri non noti dell'acciaio X-65

Si parte dalla tensione limite ultima: questo valore, come quello di snervamento, è uno dei possibili valori per l'acciaio X-65, in particolare costituisce (al pari della tensione di

snervamento), il valore minimo per acciai di tale categoria, come mostra la Tabella 17.

Material	Yield Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Elongation (%)
API 5L X65	≥ 448	≥ 530	≥ 23.5
API 5L X52	≥ 358	≥ 455	≥ 26
JIS PT 370	≥ 215	≥ 370	≥ 28

Tabella 17: tensione di snervamento, ultima ed elongazione massima per alcuni acciai. Miki, Kobayashi et al.,12WCEE2000

La deformazione al 20% circa è un valore realistico per la deformazione a cui si ha il raggiungimento della tensione limite ultima, valore di tensione che precede la fase di strizione della curva stress-strain, mentre la deformazione a cui compete il primo cracking nella fase di strizione su provini cavi è più alta. A questo scopo, si riportano i risultati di prove di flessione su tubi d'acciaio (Miki, Kobayashi et al., 12WCEE2000), prove svolte proprio nell'ambito della risposta delle condotte a PGD, utilizzando il macchinario schematizzato in Figura 5.4: in sostanza un tronco di condotta viene inserito tra due bracci idraulici, di cui uno di carico che può ruotare su un perno alla base, aprendosi o chiudendosi ("opening mode", "closing mode"). La tabella riassuntiva che è stata ricavata (Figura 5.5) mostra come per raggiungere il cracking sia necessario una deformazione minima del 30%, con valori diversi a seconda che la prova di flessione sia in modalità "opening", che comporta ovalizzazione centrale ("frank-to-frank"), o in modalità "closing", cioè con ovalizzazione diretta dall'intradosso all'estradosso della sezione.

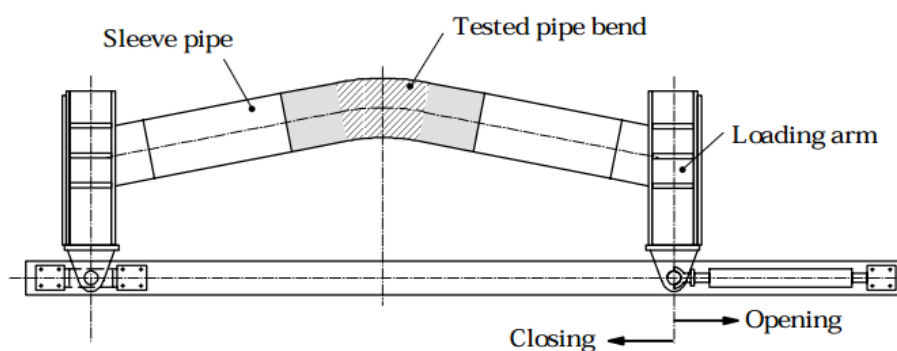
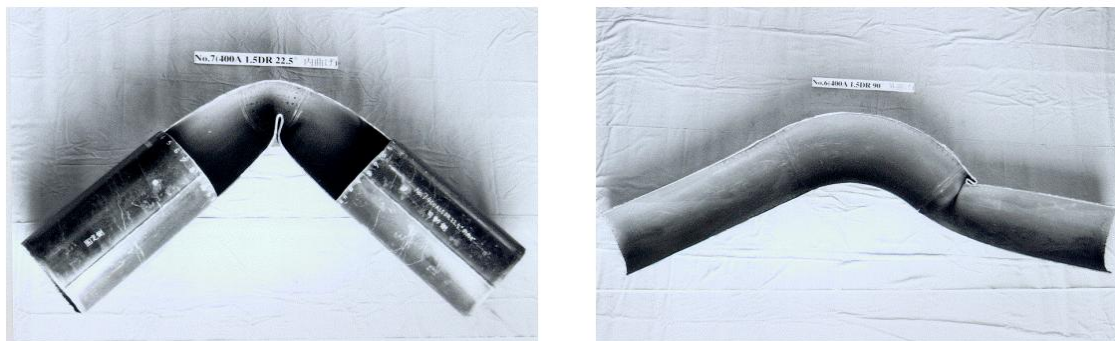


Figura 5.4: schema del sistema di testing dei tubi in acciaio per stabilire la modalità di rottura flessionale e la massima deformazione ammissibile. Miki, Kobayashi et al.,12WCEE2000

Table 2 Test Results

No.	Material	Outside diameter D, mm	D / t	Center angle, deg.	Bending mode	Critical bending angle, deg.	Critical strain %	Remarks
1	X65	610.0	40	90	Closing	90	40	no crack
2	X65	610.0	40	90	Closing	90	>30	surface crack
3	X65	610.0	40	90	Opening	40	>30	thickness-through crack
4	X65	610.0	40	90	Opening	30	>30	thickness-through crack
5	X65	610.0	40	90	Closing	52	32	surface crack
6	X65	610.0	40	22.5	Closing	41	34	surface crack
7	X65	610.0	40	11.25	Closing	43	37	surface crack
8	X65	610.0	40	22.5	Opening	8.8	40	thickness-through crack
9	X65	610.0	40	11.25	Opening	7.6	36	thickness-through crack
10	PT370	165.2	23	90	Closing	>74	>29	no crack
11	PT370	165.2	23	22.5	Closing	77	58	surface crack
12	PT370	165.2	23	90	Opening	>81	>18	no crack
13	PT370	165.2	23	22.5	Opening	>79	>20	no crack
14	X65	610.0	40	45	Closing	43	34	surface crack
15	X65	610.0	40	45	Opening	16	36	thickness-through crack

Figura 5.5: in alto, tabella dei risultati dei test. In basso, modalità di flessione



Per quanto concerne il legame costitutivo, la soluzione di una curva bilineare (elasto-plastico incrudente, Figura 5.6) appare la più ragionevole: sebbene tenda a sottostimare le tensioni assiali, a parità di deformazione imposta, rispetto alla curva stress-strain nominale (ove lo sforzo è calcolato rispetto all'area iniziale del provino), la bilineare permette di riprodurre meglio possibili situazioni di scarico del materiale, cosa che un modello alla Ramberg-Osgood, essendo un modello lineare, non sarebbe in grado di cogliere correttamente. Si precisa che, in questa sede, non si tiene conto del comportamento anisotropo dovuto alla non compattezza della sezione (provino in parete sottile), ma si considera comportamento isotropo (come per provino compatto): questo potrebbe essere un problema nella descrizione effettiva del comportamento della condotta stessa.

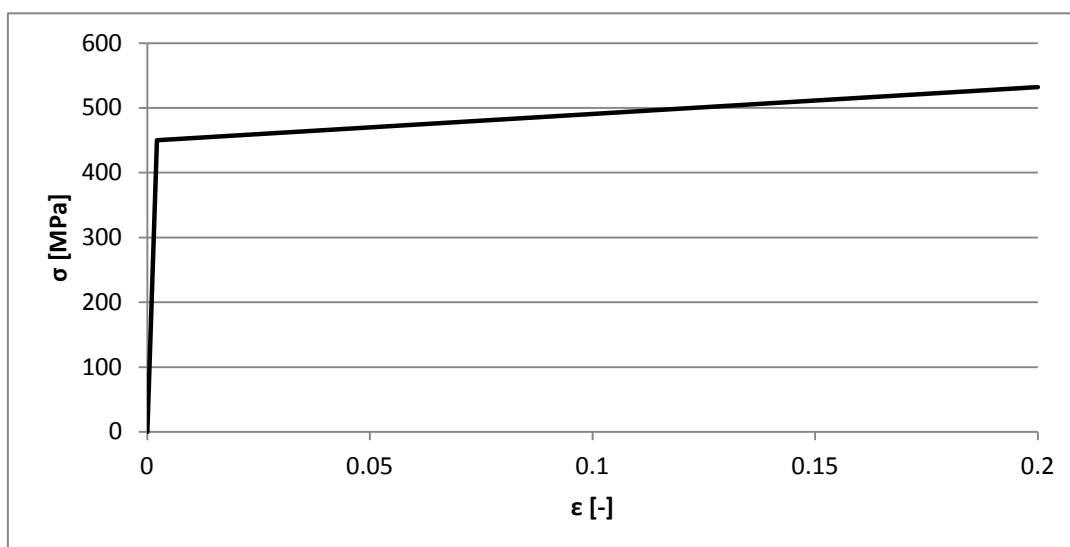


Figura 5.6: curva bilineare per l'acciaio X-65 implementata in Abaqus sulla base dei dati precedenti

Per quanto riguarda la conducibilità termica, occorre precisare che gli elementi guscio presentano un inconveniente: se non si utilizzano opportuni artifici numerici, ad esempio allungando il passo temporale di applicazione dei carichi (*“step time”*) nella fase statica oppure scalando la conducibilità termica, nelle analisi termo-meccaniche le tensioni ottenute alla fine della fase statica risultano lontane dai valori teorici (al di là delle fluttuazioni dovute all'interazione col terreno). Per pura uniformità tra i vari modelli (e anche per evitare di allungare un'analisi già di per sé onerosa), è stato deciso di scalare la conducibilità termica, aumentandola almeno di un fattore 100, col solo scopo di raggiungere la convergenza con i valori teorici (si vedrà in seguito il controllo convergenza per l'analisi termo-meccanica)

5.3.2 Terreno

Per quanto invece concerne il terreno, la descrizione deriva dalle esperienze progettuali in ambito geotecnico ma, non potendo disporre, di curve stress-strain per la sabbia, si può soltanto pensare di modellare il litotipo sfruttando dei valori ragionevoli (Tabella 18).

TERRENO DI REINTERRO – Sabbia	
Coefficiente di Poisson	0.3
Conducibilità termica	0.2 W/m°C

Modulo di Young	5÷15MPa
Calore specifico	830 J/kg·K
Angolo di dilatanza	5°
Criterio di rottura	MOHR-COULOMB

Tabella 18: valori di letteratura per la sabbia e criterio di rottura adottato nella modellazione in Abaqus

Anche in questo caso occorre spendere qualche parola su alcuni aspetti di progetto. In primis il valore di conducibilità termica: la sabbia è un materiale che tende sì a scaldarsi ma, allo stesso tempo, non è in grado di trasmettere il calore con efficienza (basti pensare alla sabbia dei litorali sotto il sole: è sufficiente affondare i piedi qualche centimetro sotto la superficie per non scottarsi le piante dei piedi stessi); in linea di massima, quindi, quando si svolge l'analisi termo-meccanica, in realtà è come se la condotta fosse termicamente isolata.

Per quanto riguarda il modulo di Young, esso in realtà non influenza in modo significativo la risposta globale del sistema, dato che, in presenza di PGD, il terreno si deforma molto, quindi l'inserimento di un valore qualsiasi all'interno di quel range non comporta sostanziali cambiamenti nei risultati. Ben più ampio è invece il discorso che è necessario fare per il comportamento post-elastico: la sabbia è un litotipo con grana tipicamente non troppo fine e, in virtù di ciò, in condizioni secche (come quelle analizzate), non è in grado di fornire un contributo di resistenza al taglio additivo legato alla coesione della particelle, che sono troppo grosse affinché le interazioni chimiche tra i granelli abbiano efficacia. Tipicamente le sabbie sciolte hanno un comportamento di tipo contraente e spesso lo si nota attraverso prove di taglio diretto (con le triassiali si fa fatica a mantenere la forma del provino, dato che la sabbia è incoerente): se si va a caricare un provino sabbioso, oltre certi limiti tensionali in cui si accumulano deformazioni irreversibili, il provino tende a compattare per poter resistere. Tuttavia questa compattazione si può sviluppare se la pressione di confinamento è sufficientemente elevata: non avendo risultati di prove eseguite su sabbie rappresentative del caso di studio, nulla si può dire sul suo comportamento alle profondità indagate. In condizioni secche indisturbate, a profondità $H=1.5m$, per la sabbia in esame tutto quello che si può dire è riassumibile dai valori di sforzo verticale e orizzontale

$$\sigma_v = \gamma H = 18 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.5m = 27kPa$$

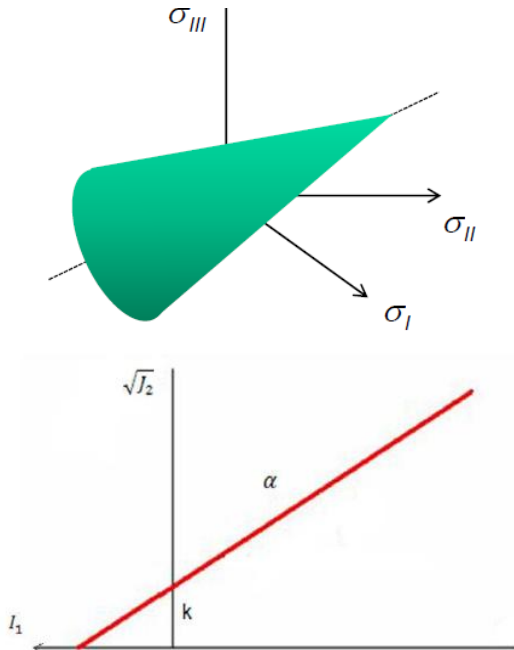
$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = 11.5kPa$$

$$p = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} = 16.67kPa$$

ma l'assenza di risultati relativi a prove che caratterizzino il materiale non permettono di descrivere in modo accurato il materiale che si sta descrivendo. Tutta questa premessa è necessaria a motivare le scelte che seguono.

5.3.2.1 Criteri di rottura

Figura 5.7: in basso, cono di Drucker-Prager nello spazio degli sforzi principali e sua proiezione sul piano degli invarianti



Sono due i criteri di rottura implementati in Abaqus, ossia il criterio di Drucker-Prager e il criterio di Mohr-Coulomb.

Il criterio di Drucker-Prager, nella sua formulazione originale, viene espresso attraverso gli invarianti di sforzo, per cui il dominio elastico, assumendo positive le trazioni (come in scienza delle costruzioni) è dato da

$$f = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k \quad [5.4]$$

dove J_2 indica l'invariante secondo del deviatore, definito come

$$J_2 = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij} \quad [5.5]$$

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - p & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - p & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x - p & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - p & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - p \end{bmatrix} \quad [5.6]$$

ovvero, in termini di tensioni principali

$$J_2 = \frac{1}{2} [(\sigma_I - p)^2 + (\sigma_{II} - p)^2 + (\sigma_{III} - p)^2] \quad [5.7]$$

I_1 indica l'invariante primo degli sforzi, ovvero la traccia del tensore di sforzo

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III} = 3 \cdot p \quad [5.8]$$

mentre α e k sono dei parametri (correlabili ai parametri del materiale) che identificano l'apertura e la posizione del vertice del dominio elastico, rappresentato da un cono a sezione circolare (Figura 5.7). Un simile criterio permette di evitare problemi computazionali legati a sezioni con spigoli (come nel caso del criterio di Mohr-Coulomb), ove quindi ci sarebbero problemi di definizione delle derivate prime, tuttavia il fatto di avere una sezione circolare limita l'utilizzo di tale criterio per materiali in cui il comportamento a trazione e a compressione sia nettamente diverso, per questo motivo esistono delle formulazioni modificate di tale criterio, una delle

quali verrà discussa in seguito.

Il criterio di Mohr-Coulomb è il criterio più conosciuto per i materiali litologici e la sua formulazione più comune, considerando positive le compressioni (come in geotecnica), è data da

$$\tau_{lim} = c' + \sigma' \tan \phi \quad [5.9]$$

mentre la sua formulazione, nello spazio delle tensioni principali, considerando positive le trazioni, è data dall'equazione [5.10]

$$f = \sigma_I \frac{1 + \sin \phi}{2c' \cdot \cos \phi} - \sigma_{III} \frac{1 - \sin \phi}{2c' \cdot \cos \phi} - 1 \quad [5.10]$$

ove c' rappresenta la coesione del materiale, ossia la resistenza al taglio in assenza di sforzo (e si può ottenere come intercetta della retta inviluppo delle coppie di punti nel piano σ - τ che indicano mobilitazione delle risorse plastiche del materiale), ϕ indica l'angolo di attrito o di resistenza la taglio (e determina la pendenza della retta inviluppo) mentre σ_I e σ_{III} indicano rispettivamente la tensione principale massima e minima. Nello spazio degli sforzi principali, tale criterio è rappresentato da una piramide a base esagonale irregolare (Figura 5.8) e tale irregolarità è proprio rappresentativa della diversa resistenza a compressione e a trazione del materiale.

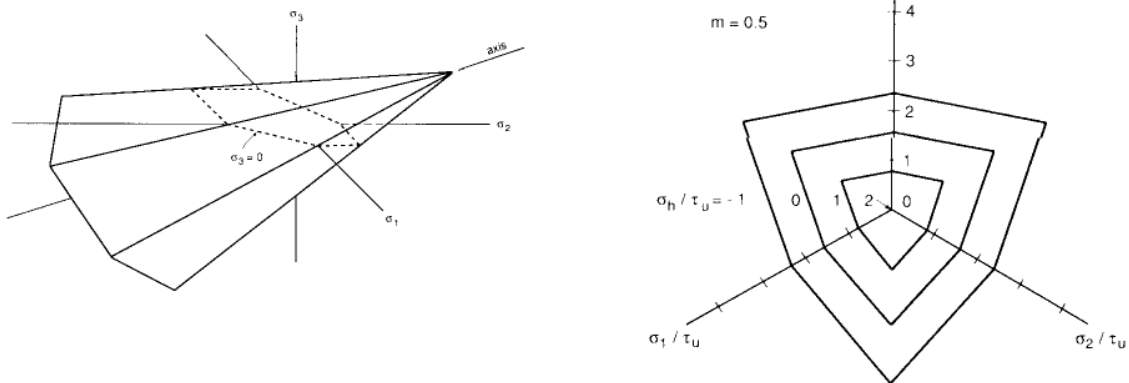


Figura 5.8: piramide di Mohr-Coulomb nello spazio degli sforzi principali e sua sezione meridiana

Come si accennava, questo criterio può essere problematico da gestire nelle analisi incrementali, in virtù della presenza di spigoli lungo il bordo della sezione della piramide, che causa problemi nel calcolo delle derivate: si tratta allora di capire quale criterio di rottura scegliere e, per poter comprendere ciò, è necessario capire quando e come i due criteri di rottura danno dei risultati molto simili ("matching" dei criteri, Figura 5.9).

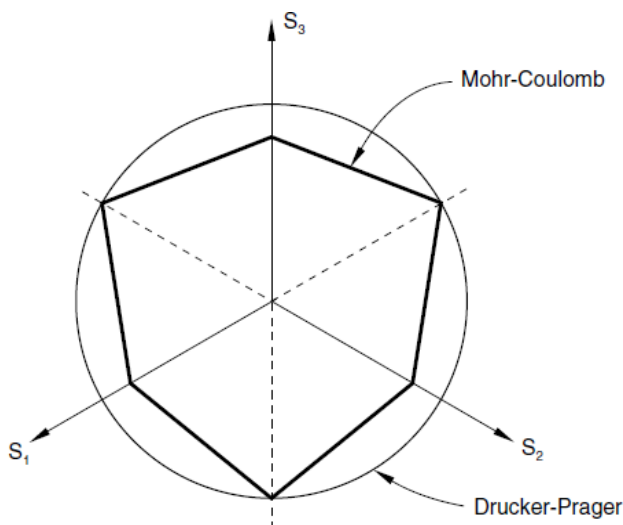


Figura 5.9: sovrapposizione tra sezioni meridiane di Drucker-Prager e Mohr-Coulomb. Abaqus User Manual, vol.3

Abaqus fornisce due strade per il controllo di convergenza tra i due criteri: convergenza per problemi piani nelle deformazioni e convergenza per risposta in test triassiale. Dato che, come visto, lo scorrimento di faglia nel caso di faglia normale non può, a rigore, essere trattato come piano nelle deformazioni, ci si affida al secondo criterio di convergenza, ovvero quello di convergenza per risposta in test triassiale.

In generale, Abaqus fornisce una

formulazione modificata del criterio di Drucker-Prager, con l'aggiunta di un parametro di forma, K , che identifica il rapporto tra lo sforzo di snervamento in trazione triassiale e lo sforzo di snervamento in compressione triassiale (sostanzialmente inserisce una debole dipendenza della superficie di snervamento dallo sforzo principale medio, dipendenza assente nel criterio di Mohr-Coulomb) e che modifica la superficie di snervamento per il criterio di Drucker-Prager (Figura 5.10) nel modo dato dall'equazione [5.11]

$$f = t - p \tan \beta - d \quad [5.11]$$

dove t si ottiene ricordando la tensione equivalente di Mises vista in [5.1]

$$\begin{aligned} \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2)} &= \sqrt{3J_2} \\ = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \Rightarrow t &= \frac{1}{2} \sqrt{3J_2} \left[1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \left(\frac{J_3}{\sqrt{3J_2}} \right)^3 \right] \end{aligned} \quad [5.12]$$

con J_3 invariante terzo del deviatore di sforzo, esprimibile come

$$J_3 = \det S_{ij} \quad [5.13]$$

p come già specificato in precedenza (un terzo del primo invariante del tensore di

sforzo), β che indica sostanzialmente l'angolo d'attrito e d la coesione del materiale.

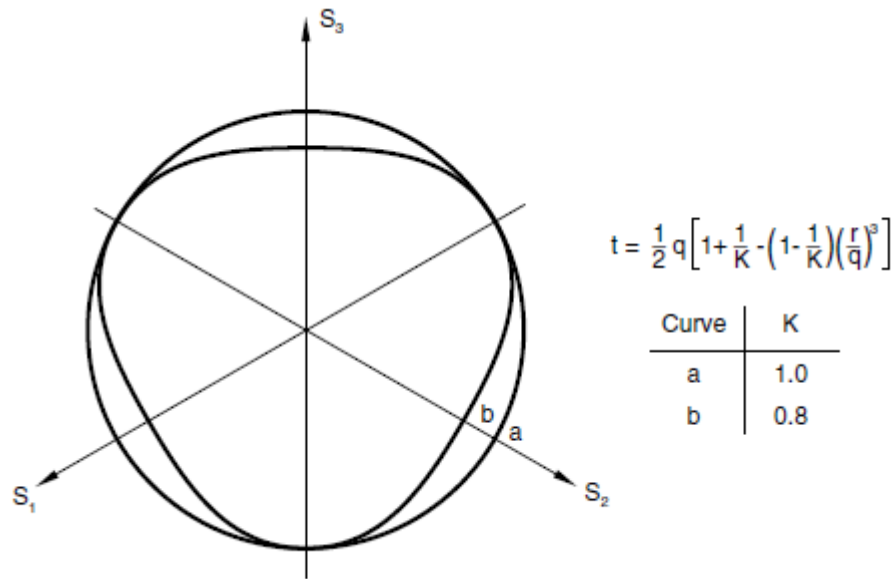


Figura 5.10: effetto dell'inserimento del fattore K sulla sezione meridianale del cono di Drucker-Prager. Abaqus User Manual, vol.3

Il matching tra i due criteri porta, alla fine di tutto il procedimento (si rimanda al manuale di Abaqus, "Abaqus Analysis' User Manual - Vol.3 – Materials" per i dettagli) a scrivere

$$K = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad [5.14]$$

Ora, per mantenere convessa la sezione deviatorica del cono nel modello lineare di Drucker-Prager, è necessario che

$$0.778 \leq K \leq 1 \quad [5.15]$$

ponendo K pari al valore minimo previsto da [5.15] e sostituendo nella [5.14], si ottiene

$$\phi \leq 22^\circ$$

il che implica che, con l'angolo d'attrito che viene fornito, una descrizione del terreno in campo plastico attraverso il criterio di Drucker-Prager è una descrizione troppo povera, il matching avviene solo per angoli di resistenza al taglio molto bassi. Inoltre, nel **paragrafo 5.8** si mostrerà come la scelta di un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb permetta una buona descrizione del campo di spostamenti nelle analisi free-field, giustificando così la scelta fatta.

5.3.2.2 Legge di flusso

La sola teoria dell'elasticità, come noto, non è in grado di descrivere l'instaurarsi di deformazioni permanenti nel materiale, deformazioni che non si annullano se il materiale viene totalmente scaricato (condizioni di materiale non conservativo: l'incremento di carico che ha generato le deformazioni svolge un lavoro che non viene interamente restituito allo scarico, diversamente da quanto avviene nel caso elastico).

Questo è vero in particolar modo per i materiali litologici che presentano comportamenti diversi anche in sede di scarico-ricarico dopo il superamento della soglia elastica, cioè c'è una dipendenza dalla storia di carico pregressa.

Nell'ambito della teoria della plasticità, la descrizione dell'andamento di sforzi e deformazioni in campo non lineare parte da una constatazione sperimentale: la direzione del vettore di deformazione non dipende dall'incremento di tensione ma dipende esclusivamente dallo stato tensionale "complessivo", ovvero gli incrementi di sforzo influenzano il valore degli incrementi di deformazione ma non ne influenzano la direzione (come dire che le deformazioni plastiche prodotte dipendono solo dallo stato tensionale in corrispondenza del quale avviene lo snervamento).

Il problema della determinazione della direzione lungo cui si sviluppano le deformazioni plastiche prosegue definendo la funzione di potenziale plastico g , funzione delle componenti di sollecitazione e non della storia di carico pregressa, in base al quale stabilire l'entità delle deformazioni plastiche incrementali

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad [5.16]$$

che sono quindi descritte attraverso una variazione del potenziale plastico in funzione della variazione tensionale per descrivere la direzione delle deformazioni plastiche, insieme a un moltiplicatore plastico λ per stabilirne l'entità. L'esistenza di un potenziale plastico implica, più o meno come nei moti di filtrazione, che la direzione del vettore di deformazione plastica incrementale coincida con la direzione lungo la quale si ha il massimo gradiente di potenziale, cioè ortogonale localmente alla funzione di potenziale plastico (legge di normalità del flusso plastico).

A questo punto si fa una distinzione:

1. Se la superficie di snervamento e il potenziale plastico coincidono, si parla di *legge di flusso associata*.
2. Se la superficie di snervamento e il potenziale plastico non coincidono (caso più generale), si parla di *legge di flusso non associata*.

Nella maggior parte dei casi la legge di flusso è del tipo non associato: la schematizzazione attraverso legge di flusso associata semplifica sicuramente la descrizione del materiale (meno parametri da utilizzare, va bene soprattutto per i metalli), garantisce l'unicità della soluzione in problemi al contorno e, inoltre, soddisfa automaticamente i criteri di stabilità del materiale secondo il postulato di Drucker, tuttavia l'associatività, per le terre, presenta due grossi problemi:

- è possibile dimostrare che, ipotizzando legame elastoplastico perfetto, viene violata la seconda legge della termodinamica: il lavoro svolto in campo plastico risulterebbe nullo, pur con deformazioni plastiche non nulle (si rimanda al materiale didattico "Elasticità e Plasticità" per il corso di Geotecnica II disponibile sul sito dell'Università degli Studi di Ferrara), questo in virtù del fatto che, con l'associatività, si forza la direzione degli incrementi di deformazione plastica a essere ortogonale al dominio elastico;
- la descrizione con legge di flusso associata è lontana dal comportamento reale: una delle conseguenze della legge di normalità prevista per i metalli, per la quale (si veda Nova, "Fondamenti di meccanica delle terre", cap.5, par.5)

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad [5.17]$$

è l'uguaglianza tra l'angolo di dilatanza ψ e l'angolo d'attrito interno ϕ del materiale, sapendo che l'angolo di dilatanza può essere scritto, in funzione del rapporto tra deformazione volumetriche plastiche incrementali e deformazioni distorsionali plastiche (o scorrimenti plastici) incrementali come

$$\psi = \sin^{-1} \frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\dot{\varepsilon}_d^p} \quad [5.18]$$

mentre in realtà, sulla base dei dati sperimentali su terre di varia natura, si verifica che l'angolo di dilatanza è minore dell'angolo d'attrito (ad esempio, per argille normalconsolidate, la dilatanza è nulla mentre ϕ varia tra i 20° e i 30°, per sabbie dense la dilatanza è dell'ordine dei 10° mentre ϕ può arrivare anche a 40°). Se si considera legge di flusso associata per questi materiali, si sovrastimano considerevolmente le deformazioni volumetriche plastiche del materiale una volta che si è raggiunta la superficie di snervamento.

Per il potenziale plastico da abbinare al criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, Abaqus fornisce una legge di tipo iperbolico nel piano meridiano, con smussamento ellittico nel piano deviatorico (Menètrety&William, 1995), formulata come segue

$$g = \sqrt{(\epsilon \cdot c \cdot \tan \psi)^2 + (R_{mw} \sqrt{3J_2})^2} - p \cdot \tan \psi \quad [5.19]$$

dove

$$R_{mw}(\theta, e) = \frac{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + (2e - 1)^2}{2(1 - e^2) \cdot \cos \theta + (2e - 1)\sqrt{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}} \frac{3 - \sin \phi}{6 \cos \phi} \quad [5.20]$$

- ϵ è il parametro di eccentricità nel piano meridiano, ossia il valore a cui la funzione iperbolica si approssima al suo asintoto (il potenziale plastico tende a una linea retta nel piano meridiano al tendere di ϵ a zero), con valore di default pari a 0.1;
- c è la coesione iniziale;
- ψ è l'angolo di dilatanza;
- R_{mw} è un parametro di smussamento della superficie;
- θ è definito come "angolo deviatorico polare", calcolato in funzione degli invarianti di sforzo dalla [5.21]

$$\cos(3\theta) = \left(\frac{J_3}{\sqrt{3J_2}} \right)^3 \quad [5.21]$$

- e identifica l'eccentricità deviatorica calcolata, di default, in funzione dell'angolo di attrito come per la [5.14], cioè

$$e = \frac{3 - \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad [5.22]$$

Dato che si considera una sabbia mediamente sciolta, poco addensata, l'inserimento di un angolo di dilatanza significativo potrebbe comportare una descrizione erronea del materiale: si è scelto di imporre un angolo di dilatanza piuttosto basso, pari a 5°, il che, di fatto, equivale a una descrizione dell'evoluzione delle deformazioni plastiche in cui non ci sia tuttavia una variazione di volume significativa nell'elemento rappresentativo dello stato tenso-deformativo locale. La scelta di un valore del genere è legata, in primis, alla necessità, da una parte, di non voler imporre un valore di dilatanza troppo alto (10°, come detto, va bene per sabbie dense, per sabbie sciolte ci si aspetta un comportamento più tipicamente contraente), dall'altra di tener, seppur in modo molto approssimativo, del fenomeno di *strain softening*, per il quale i parametri di resistenza subiscono una riduzione in funzione dell'aumento delle deformazioni plastiche, fenomeno che anche Anastasopoulos e Bransby (2007-2008) hanno osservato nei test in centrifuga su sabbia di cui si parlerà in seguito.

Esiste, molto probabilmente, la possibilità di definire lo strain softening del materiale su Abaqus attraverso sub-routine, tuttavia sarebbe, ancora una volta, necessaria la

disponibilità di dati relativi al materiale in questione (che permetterebbero di descrivere il comportamento in condizioni residue).

5.4 Tipologia di elementi finiti

La scelta degli elementi finiti si basa sulla natura dei materiali e sulla forma delle due componenti del modello, ossia il suolo e la condotta.

Per quanto riguarda la condotta (Figura 5.11), trattandosi di un componente con una dimensione predominante ed una molto piccola se confrontata con le altre due dimensioni spaziali, è possibile pensare di utilizzare elementi di tipo guscio S4R (“shell elements S4R”) a integrazione ridotta.

Gli elementi di tipo guscio sono costruiti ipotizzando problema piano negli sforzi, per cui gli sforzi diretti come lo spessore sono assunti nulli: è una soluzione accettabile proprio perché lo spessore è molto piccolo se raffrontato con le dimensioni globali dell’opera. Per elementi di questo tipo, quindi, le equazioni di equilibrio e di legame costitutivo sono ridotte rispetto al caso più generale ($\sigma_z=0, \gamma_{xz}=\gamma_{yz}=0$)

$$\text{Equilibrio} \begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \end{cases} \quad \text{Legame costitutivo} \begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \nu \frac{\sigma_y}{E} \\ \varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \nu \frac{\sigma_x}{E} \\ \varepsilon_z = -\frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y) \\ \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{E} 2(1 + \nu) = \frac{\tau_{xy}}{G} \end{cases} \quad [5.23]$$

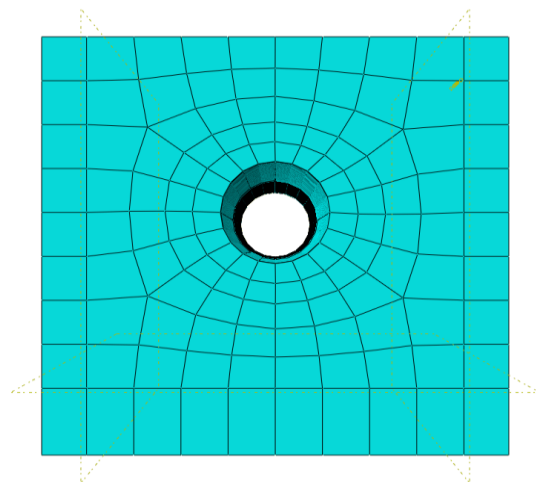
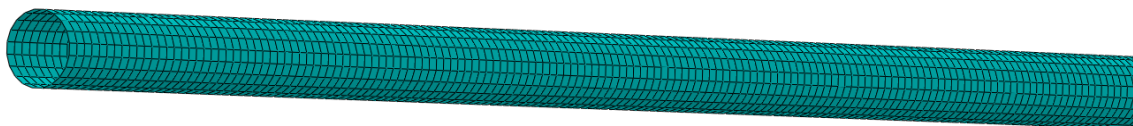


Figura 5.11: mesh della condotta e della sezione di trincea

La scelta di utilizzare elementi guscio permette di ottimizzare il contatto, rendere più efficiente l'analisi, rappresentare meglio la struttura (gli elementi brick per strutture così sottili potrebbero fornire una rigidità flessionale più alta) nonché occupare meno spazio in memoria; tuttavia la schematizzazione come problema piano negli sforzi fornisce, di norma, una soluzione approssimata. In genere, infatti, questo tipo di schema soddisfa l'equilibrio non la congruenza. Inoltre si è visto come, nel caso di accoppiamento termico, a parità di step time nella fase statica, senza opportuni artifici numerici (in particolare, scalando la conduttività dell'acciaio della condotta), con gli elementi di tipo guscio si ottengono sforzi termo-indotti del tutto irragionevoli (scarsa robustezza dei calcoli). In prossimità della faglia, la taglia della mesh è stata ulteriormente ridotta, passando da 16 a 32 seeds, con elementi guscio triangolari S3R di transizione tra una mesh size e l'altra, in modo da ottimizzare i tempi di calcolo e avere maggior dettaglio.

Per quanto riguarda il suolo, si è fatto uso dei classici elementi brick esaedrici a 8 nodi: tendono a essere più precisi (laddove la convergenza è stata ottenuta) ma, in virtù del maggior numero di equazioni da risolvere nonché a causa della natura del materiale che da questi viene discretizzato, è chiaro che il maggior onere computazionale non è legato ai calcoli relativi alla condotta ma, semmai, a quelli relativi al suolo. Ogni nodo ha 3 gradi di libertà di tipo traslazionale, per gli elementi brick le equazioni di equilibrio e di legame costitutivo non sono quelle in [5.23] ma sono quelle generali, quindi 6 componenti di sforzo, 6 di deformazione e legame costitutivo fornito da una matrice quadrata 6x6.

5.5 **Contatto tra terreno e condotta**

In questo paragrafo si analizza come condotta e terreno interagiscono tra di loro nel modello a elementi finiti. Come si diceva nei precedenti capitoli, a livello di linee guida progettuali (linee guida ASCE), le forze di interazione che condotta e terreno si scambiano vengono formulate (vedi **3.1. Interazione terreno-condotta**) sulla base di una serie di ipotesi:

1. Problema piano nelle deformazioni: ogni sezione della condotta subisce lo stesso spostamento relativo rispetto al terreno;
2. Opera non troppo profonda: questo viene detto in particolare per la capacità portante, ove si assume un comportamento del terreno di fondazione assimilabile allo schema di "strip-footing", ossia di fondazione superficiale.

Ora, nel caso di faglia normale, come già detto, l'ipotesi 1 non è applicabile, soprattutto per quella porzione di condotta che, a valle del piano di faglia, si solleva,

rispetto alla propria base d'appoggio, in virtù dello scorrimento tettonico (Figura 5.12). Allo stesso tempo l'ipotesi 2 perderebbe di validità, o comunque necessiterebbe un'opportuna calibrazione, nel caso di condotte molto profonde: non è sempre detto, infatti, che la condotta sia collocata parallela al piano campagna ma può accadere che questa attraversi zone in cui la topografia non è pianeggiante: al momento non esistono leggi che correlino la capacità portante ad altri parametri geomeccanici quando la fondazione è profonda (sebbene lo strip-footing sia stato analizzato spesso, ci sono pochi dati con riferimento a terreni sabbiosi).

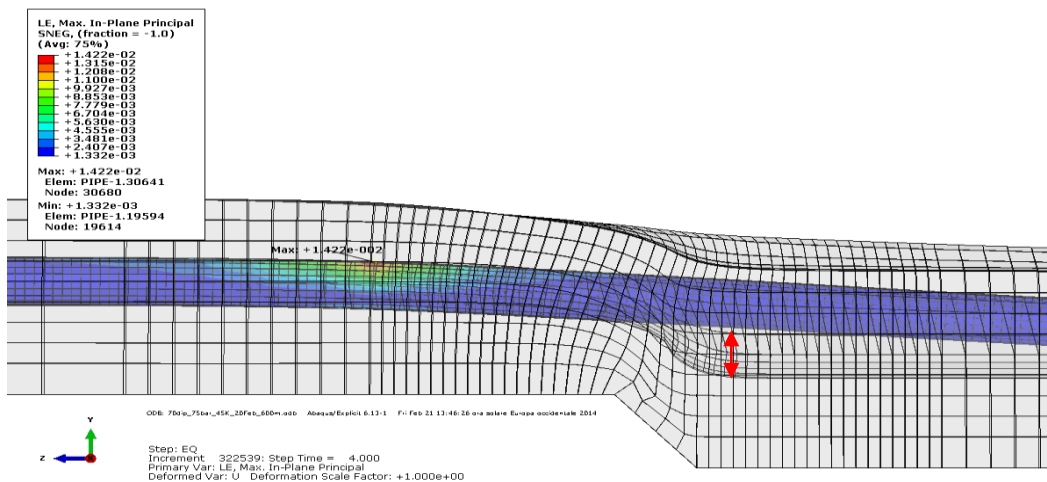


Figura 5.12: particolare del sollevamento della condotta durante lo scorrimento di faglia.

Un'ulteriore considerazione che spinge all'utilizzo di altre relazioni per la descrizione del contatto è quanto visto nel metodo delle cerniere plastiche: è stato detto che, per spostamenti al di sopra di una certa soglia di spostamento, le linee guida progettuali assegnano alla forza di interazione (sia essa attrittiva, trasversale orizzontale o verticale) un valore ultimo che rimane costante per spostamenti superiori a quello limite. Tali valori possono essere tuttavia considerati veritieri solo ad una certa distanza dalla faglia, ove si considerano essenzialmente condizioni indisturbate, mentre in prossimità della faglia la situazione è ben diversa: come verificato e riportato da Xie attraverso i test in centrifuga ("Numerical Modeling of Buried HDPE Pipelines Subjected to Normal Faulting", 2012), la resistenza al sollevamento e la capacità portante cambiano significativamente in prossimità del piano di faglia (Figura 5.13) e ivi risultano ridotte per due motivi:

- per quanto riguarda la capacità portante, mentre avviene lo scorrimento di faglia, il terreno tende a fluire dal foot wall all'hanging wall, in quella quota parte della sede della condotta che si libera in virtù dello scorrimento di faglia che tende a trascinare la condotta;

- per quanto riguarda la resistenza al sollevamento, invece avviene un fenomeno di deformazione fuori piano del suolo, nonché un suo sollevamento.

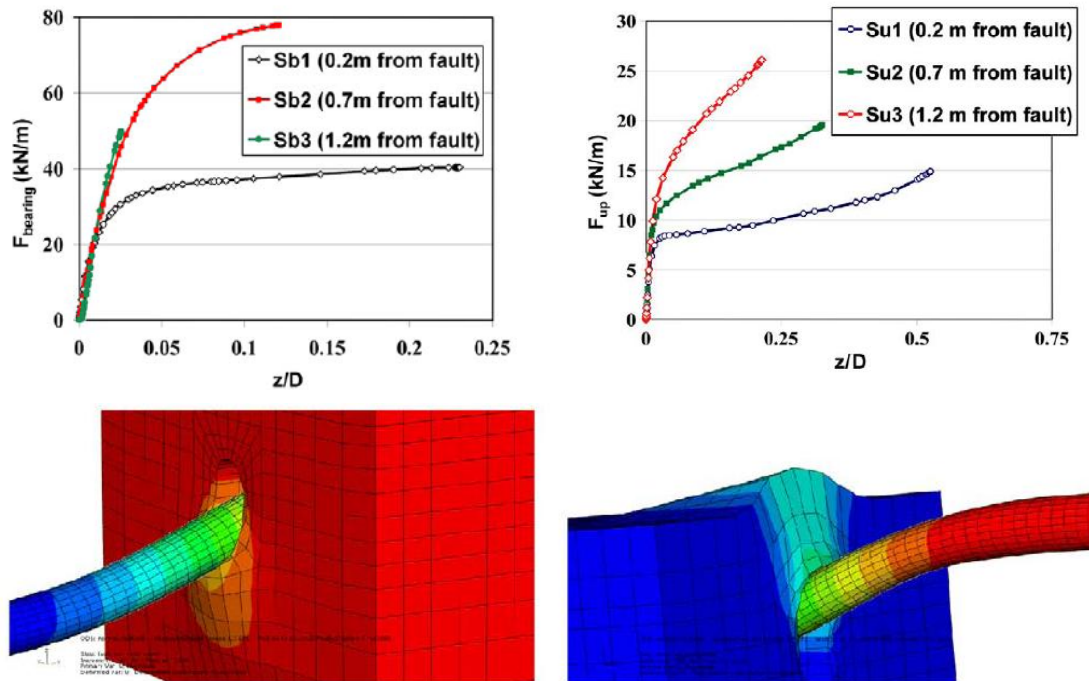


Figura 5.13: variazione, in funzione della profondità, della capacità portante (in alto a sinistra) e della resistenza al sollevamento a diverse distanze dalla faglia e, in basso, interpretazione di tali risultati sulla base della deformazione del suolo. E' evidente la riduzione delle due forze man mano che ci si avvicina al piano di faglia. Da Xie et al., 2013.

E' chiaro, quindi, come sia necessario un'opportuna riduzione ("*downscaling*") delle forze di interazione trasversale verticale per poter rendere i risultati derivanti dall'uso di molle elastoplastiche più aderenti alle condizioni di sito: per poter effettuare questa correzione, è tuttavia necessario calibrare il fattore di scala sulla base di dati sperimentali che, per il caso in esame, non esistono. Ecco quindi che la modellazione del contatto terreno-condotta, in Abaqus, è stata affrontata attraverso altre metodologie.

In Abaqus 6.13 il contatto tra parti distinte ("*instances*") del dominio di analisi risulta essere più efficiente e l'ottimizzazione dello stesso è particolarmente efficace, se gestito correttamente, nel caso degli elementi di tipo guscio usati per la condotta. Tipicamente, nella decisione delle superfici di contatto, è possibile identificare una superficie definita "master", che è quella governante nelle procedure di calcolo del contatto, e una di tipo "slave": la distinzione sostanziale tra i due tipi di superficie è legata alla possibilità di compenetrazione tra le superfici (cosa che, nel caso in esame,

non avviene e non deve avvenire) ed è tale per cui i nodi della superficie master possono compenetrare nella superficie slave ma non viceversa. In genere, se si vuole adottare un puro contatto "master-slave" la superficie di tipo slave è quella a mesh più fine (in modo da non influire sui tempi di calcolo), tuttavia la necessità di ridurre al minimo le compenetrazioni (la master, ovvero il suolo, potrebbe penetrare la condotta), rende sensato adottare la procedura adottata da Abaqus di default (a meno di assegnazioni specifiche) del "master-slave bilanciato", in cui le superfici master e slave si scambiano ad ogni calcolo delle forze di interazione (il contatto viene risolto due volte anziché una).

E' necessario stabilire due tipi di comportamento di contatto: uno normale alle superfici interessate e uno tangenziale.

Per quanto riguarda il contatto normale, la formulazione più usata è quella del tipo "hard contact" (Figura 5.14), che prevede una serie di caratteristiche:

1. le superfici non trasmettono pressione di contatto fintanto che i nodi sulla superficie "slave" toccano la superficie "master";
2. non c'è limite all'intensità della pressione di contatto che le superfici possono scambiarsi quando queste sono a contatto;
3. la compenetrazione è minimizzata, soprattutto laddove sono presenti dei vincoli.

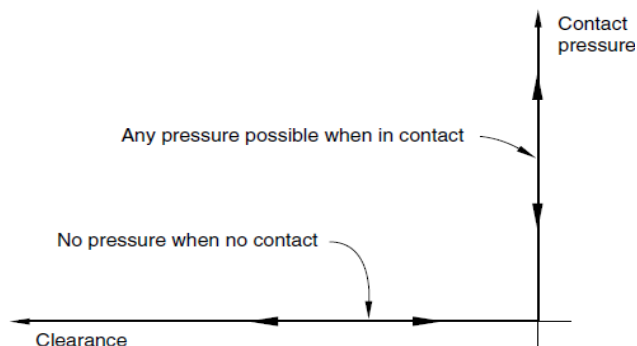


Figura 5.14: schema concettuale del contatto di tipo "hard". Abaqus User Manual, vol.5

Per quanto riguarda il comportamento in direzione tangenziale, si considera un contatto di tipo "penalty friction": a differenza del contatto di tipo cinematico ("kinematic"), in cui il valore massimo della rigidità di contatto è infinito, il tipo "penalty" è un contatto in cui l'azione di taglio è modellata, in funzione della pressione di contatto, attraverso un legame di tipo lineare, in cui è quindi necessario inserire la pendenza di tale retta (Figura 5.15), che descrive la rigidità di contatto (che sarà quindi finita). Tale legame lineare è la relazione di Coulomb

$$\tau_{lim} = \mu \cdot p_{contact} \quad [5.24]$$

In sostanza quindi, le superfici a contatto sono in grado di sostenere degli sforzi di taglio come fossero incollati ("sticking") fino ad un valore limite τ_{lim} , oltre il quale avviene scorrimento tra le superfici ("slipping"): la pressione di contatto è calcolata come rapporto tra la forza normale e l'area normale al vettore di forza (che è unitaria nelle procedure di calcolo di tipo esplicito), mentre μ definisce il coefficiente di attrito di interfaccia

$$\mu = \tan \delta \quad [5.25]$$

In Abaqus, l'impostazione di default è quella di coefficiente di attrito isotropo, che rimane quindi costante al variare della direzione di scorrimento tangenziale. Nel caso di modelli tridimensionali, esistono due componenti di taglio ortogonali tra di loro, derivanti dalla risoluzione del legame costitutivo, che vengono combinate per il calcolo dello sforzo di taglio equivalente, calcolato attraverso l'espressione [5.26]

$$\tau_{eq} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad [5.26]$$

e tale valore viene poi confrontato con lo sforzo limite previsto dalla relazione di Coulomb.

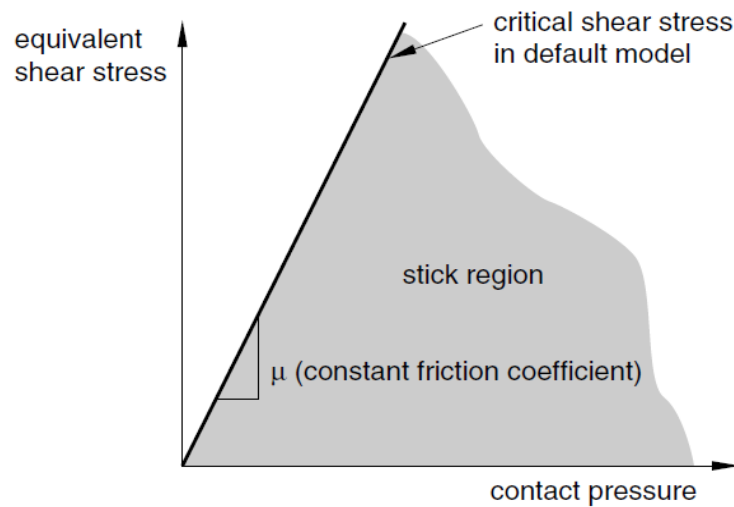


Figura 5.15: relazione di Coulomb nel piano e suddivisione di quest'ultimo in regione di "sticking" e regione di "slipping". Abaqus User Manual, vol.5

Come noto, tuttavia, esistono due coefficienti di attrito, uno statico e uno cinetico/dinamico inferiore a quello statico: nel modello, di fatto, è stato usato un solo valore con riferimento a condizioni dinamiche (tipicamente coefficienti di questo tipo si determinano attraverso prove di taglio diretto o prove di pull out).

5.6 Condizioni al contorno

L'imposizione delle condizioni al contorno è una parte estremamente importante del lavoro: come si accennava, la lunghezza del modello gioca un ruolo importante nella comprensione dei risultati ottenuti e questo è dovuto all'influenza che le condizioni al contorno imposte hanno sulla soluzione.

Bisogna pensare al problema come allo scorrimento tra due parti di scatola (di cui uno schema rozzo viene dato in **Figura 5.16**), con spostamento di faglia che non è localizzato su un piano ben preciso ma viene distribuito su una lunghezza.

L'analisi si suddivide in due parti: una di applicazione del peso proprio (fase statica) e una di imposizione dei cedimenti vincolari per la simulazione dello spostamento di faglia. Nella fase statica, non c'è la distinzione tra foot wall e hanging wall, (il suolo è costituito da un'unica "istanza"), per cui, per riprodurre il processo di deposizione, si vanno a bloccare esclusivamente gli spostamenti ortogonali ad alcune facce del dominio, in particolare:

- Base: imposizione di spostamento nullo in direzione y (a grandi profondità i cedimenti verticali del terreno sono nulli);
- Facce laterali: si vuole evitare lo spanciamento per effetto Poisson (si simula il comportamento come su semispazio indefinito) e quindi si vanno a bloccare gli spostamenti in direzione x;
- Sezioni esterne: sempre per evitare lo spanciamento, si bloccano gli spostamenti in direzione z (si fa lo stesso per le sezioni della condotta).

Per quanto riguarda il foot wall, nella fase di applicazione dei cedimenti vincolari, si bloccano gli spostamenti, con schema rappresentato dalla Tabella 19.

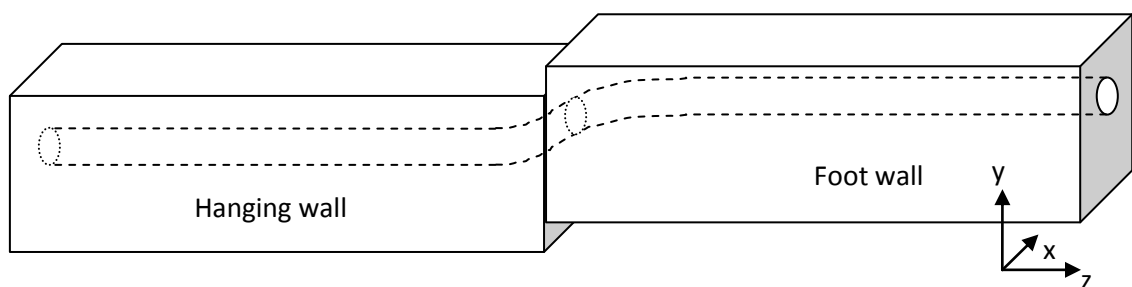


Figura 5.16: schema concettuale usato nella modellazione a elementi finiti

FOOT WALL	Δ_x	(U1)	Δ_y	(U2)	Δ_z	(U3)
Base	-	-	0	-	0	-
Facce laterali	0	-	-	-	-	-
Sezione esterna	-	-	-	-	0	-

Tabella 19: condizioni al contorno per il foot wall

Per la sezione esterna della condotta di competenza del foot wall, nella fase di rottura, si bloccano le rotazioni attorno agli assi x e y, nonché lo spostamento assiale (direzione z).

Esiste poi una parte centrale del modello (si sono considerate stesse lunghezze per foot wall e hanging wall) in cui lo spostamento Δ viene fatto variare linearmente su una distanza di 1m, dividendo tale lunghezza in 4 tronconi con 3 sezioni interne su cui vengono imposte frazioni di spostamento (pari al 25, 50 e 75% dello spostamento totale, come in Tabella 20) in modo da poterlo distribuire: le componenti di spostamento sono sempre imposte unitarie, dopodiché il valore di spostamento massimo viene assegnato sulla curva di ampiezza che viene costruita per la fase di rottura sismica e di cui si parlerà in seguito.

SEZIONE	Δ_x (U1)	Δ_y (U2)	Δ_z (U3)
F1	0	$-0.25 \cdot \text{sen}\beta$	$-0.25 \cdot \text{cos}\beta$
F2	0	$-0.50 \cdot \text{sen}\beta$	$-0.50 \cdot \text{cos}\beta$
F3	0	$-0.75 \cdot \text{sen}\beta$	$-0.75 \cdot \text{cos}\beta$

Tabella 20: imposizione della variazione del campo di spostamenti nelle sezioni centrali del modello

Invece, per quanto riguarda l’hanging wall, si bloccano gli spostamenti in direzione x sulle facce laterali del dominio e si impongono gli spostamenti sia alla base che sulla sezione estrema del suolo con due componenti (direzione y e z, come da Figura 5.17 e Tabella 21).

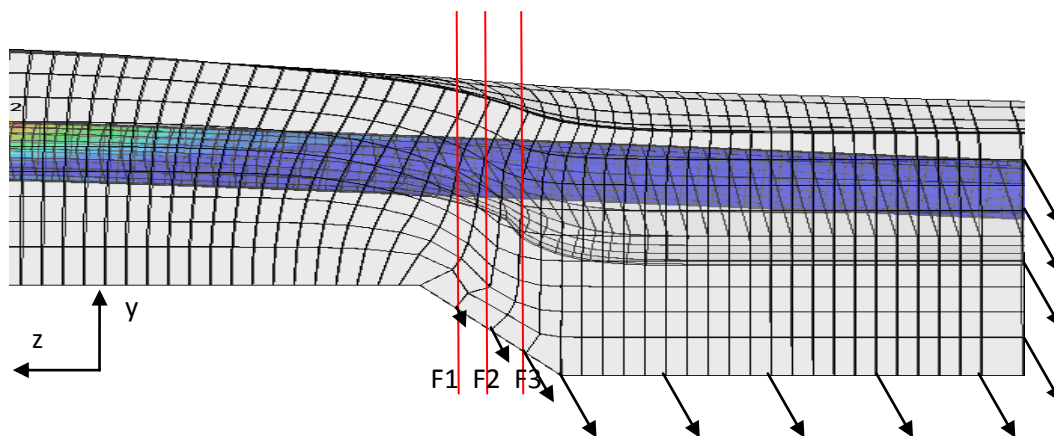


Figura 5.17: evidenza delle sezioni di variazione del campo di spostamenti per la transizione da foot wall a hanging wall e campo di spostamenti a lato hanging wall

HANGING WALL	Δ_x (U1)	Δ_y (U2)	Δ_z (U3)
Facce laterali	0	-	-
Base	-	$-\text{sen}\beta$	$-\text{cos}\beta$
Sezione estrema	-	$-\text{sen}\beta$	$-\text{cos}\beta$

Tabella 21: condizioni al contorno a lato hanging wall

Lo stesso vettore di spostamento usato per la base del dominio è stato imposto sulla sezione della condotta: ora, questa è una condizione al contorno evitabile, dato che, a

grande distanza, è l'attrito tra terreno e condotta che fa sì che quest'ultima si muova esattamente come il terreno (metterla o non metterla non dovrebbe fare nessuna differenza), tuttavia si vedrà come questa condizione al contorno sia piuttosto problematica dal punto di vista fisico, soprattutto nel caso di basse immersioni. E' un problema a cui si è cercato di porre rimedio allungando il dominio il più possibile (si è arrivati fino a 1.2km), tuttavia non è stato possibile risolvere completamente questo problema, di cui si discuterà nel prossimo capitolo.

5.7 Validazione del modello free-field

Come si diceva nei paragrafi 5.2 e 5.6, lo spostamento tettonico nell'intorno della faglia viene simulato attraverso l'imposizione di un campo di spostamenti che varia linearmente su uno spessore di un metro: questa scelta parte dai risultati dell'esperimento in centrifuga condotto da Bransby et al. (2007) e usati anche da Anastasopoulos et al. (2007) con qualche modifica.

I test in centrifuga, effettuati all'università di Dundee in Scozia, avevano lo scopo di studiare l'interazione tra faglie normali e fondazioni superficiali, una problematica emersa soprattutto nell'analisi dei danni ad edifici supportati da questo genere di fondazioni, con riferimento ai terremoti in Turchia (Kocaeli e Duzce, 1999) e Taiwan (1999), dove si è visto come la presenza della fondazione sia stata in grado, in alcuni casi, di deviare il profilo di affioramento della faglia in superficie.

All'interno di questo lavoro si collocano le analisi in campo libero a cui si appoggia per giustificare le scelte modellistiche adottate per il caso in esame.

I test in centrifuga vengono sviluppati attraverso modelli in scala ridotta del problema che vengono poi collegati ad un apparato rotante, del tipo in Figura 5.18, in grado di sviluppare accelerazioni centrifughe superiori a quella gravitazionale terrestre, così da compensare l'effetto scala e ottenere risultati sufficientemente rappresentativi delle condizioni di sito.

I test sono stati svolti con riferimento a suolo costituito da sabbia del tipo Fontainebleau di peso specifico $\gamma=15.67 \text{ kN/m}^3$ in condizioni secche, altezza di prototipo $h=2.5\text{m}$ e faglia con angolo di immersione a 60° , con propagazione quasi statica. Questi dati sono stati il riferimento per la costruzione del modello in scala, una scatola a pianta 800x500mm e altezza 500mm, fatta ruotare in modo da ottenere accelerazioni centrifughe pari a 115 volte l'accelerazione di gravità, in modo da ottenere gli stessi livelli tensionali tra prototipo e modello in scala.



Figura 5.18: apparato centrifugo a Seriate (BG). Immagine da ismgeo.it

La sabbia è stata disposta con diversi colori a spessori di 10mm, in modo da poter apprezzare le bande di taglio e la compattazione effettuata è stata tale da fornire al materiale un angolo di resistenza di picco $\Phi=35^\circ$ e angolo di dilatanza $\psi=6^\circ$, valori del tutto simili a quelli usati nel caso di studio di riferimento per il modello numerico. I risultati del test in centrifuga, rappresentati in Figura 5.19, mostrano come, in prossimità della superficie, la faglia diverge in due bande di taglio ai due lati della traccia principale, con conseguente rotazione della superficie del suolo che sta a cavallo.

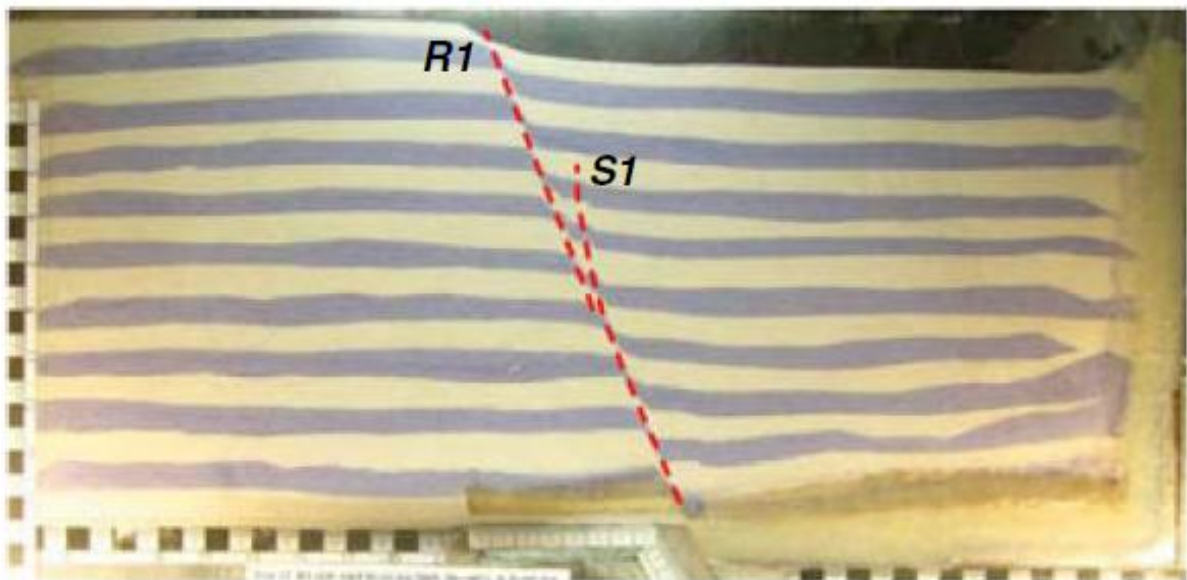


Figura 5.19: propagazione della faglia in superficie. Da Anastasopoulos et al., 2007

Sulla base di questi risultati, lo stesso prototipo è stato ricostruito in Abaqus con questi dati di riferimento e adottando un criterio di rottura del tipo Mohr-Coulomb. I risultati della simulazione fatta, mostrati in Figura 5.20, evidenziano come la schematizzazione del suolo fatta senza la netta separazione di foot wall e hanging wall (come nel caso di terreni coesivi) è in grado di descrivere la propagazione in superficie della banda di taglio indotta dalla dislocazione tettonica, con apertura del cono superficiale delimitato dalle due deviazioni della faglia che è tanto meglio descritta quanto più fine è la mesh utilizzata a cavallo della faglia. Ora, per gli scopi applicativi, la simulazione del caso free-field prevedeva spostamenti dell'ordine dei 2-3m, mentre nel caso di studio che si vuole esaminare in questo lavoro si vuole andare anche oltre e si preferisce distribuire lo spostamento su uno spessore maggiore di quello adottato nella simulazione free-field, ripartendo lo spostamento secondo un andamento lineare, così da evitare eccessive distorsioni della mesh.

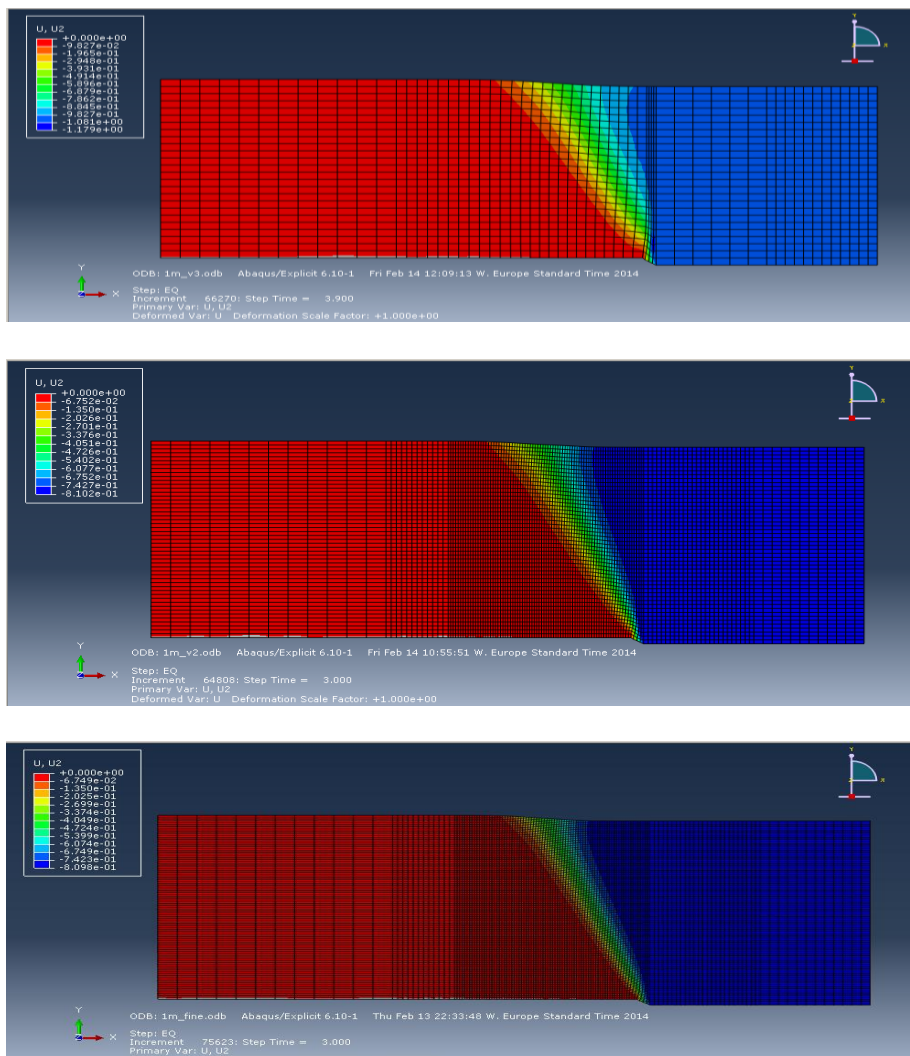


Figura 5.20: campo di spostamenti in terreno sabbioso per un modello 2D con mesh raffinata progressivamente in prossimità della zona di faglia. Questa simulazione è stata eseguita usando i dati sperimentali di Bransby (2007)

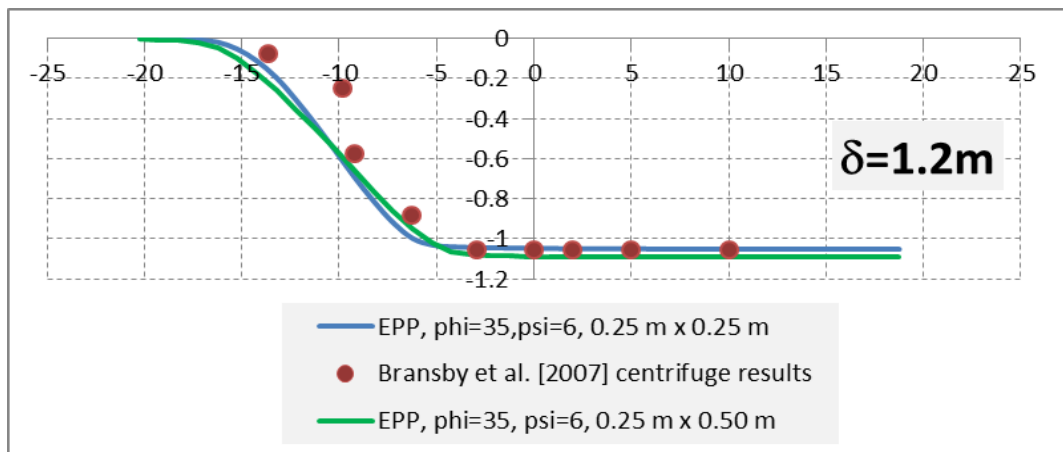


Figura 5.21: controllo convergenza per le simulazioni numeriche in free field coi dati di Bransby (2007)

La seconda conclusione che si trae da questa simulazione è legata al criterio di rottura: come mostra la Figura 5.21, la corrispondenza tra i valori di spostamento verticale a profondità 1m ricavati dal test in centrifuga e quelli ottenuti con le simulazioni numeriche elaborate con i criteri di cui si parlava in precedenza è decisamente buona, tenendo conto che il criterio alla Mohr-Coulomb adottato non tiene conto del fenomeno di strain-softening per il quale la resistenza al taglio si riduce con l'aumentare delle deformazioni plastiche. Resta quindi pienamente giustificata la scelta del criterio di rottura del tipo Mohr-Coulomb rispetto al criterio di Drucker-Prager.

5.8 Impostazione numerica del modello

5.8.1 Il risolutore

Le possibilità per l'esecuzione dell'analisi sono due:

- risolutore implicito;
- risolutore esplicito.

Per il risolutore implicito, la soluzione, in termini tenso-deformativi, viene ottenuta a ogni passo di carico attraverso processi iterativi, in cui è importante il rispetto dell'equilibrio (equazioni non lineari) ed è necessario effettuare l'inversione della matrice di rigidità all'interno delle equazioni di legame costitutivo. È un risolutore che ha il pregio della stabilità incondizionata della soluzione, tuttavia la pesantezza computazionale dell'analisi, legata al gran numero di nodi ed elementi, nonché alla natura fortemente non lineare del problema, rende il risolutore implicito troppo oneroso per poter svolgere simulazioni su più casistiche in tempi ragionevoli.

Si è dunque deciso di sfruttare l'analisi in modalità esplicita: questo tipo di analisi viene usata per problemi dinamici, in cui le forze di inerzia giocano un ruolo non trascurabile,

tuttavia, volendo simulare il processo come quasi statico (procedura che è stata usata in tutte le simulazioni su problemi di questo tipo), è necessario adoperare opportuni artifici numerici in modo da poter simulare il processo come quasi statico, rendendo trascurabili le forze di inerzia; il risolutore esplicito calcola spostamenti e velocità (che dovranno essere sufficientemente basse) ad ogni passo temporale a partire da quantità note, senza verificare il rispetto dell'equilibrio.

Il problema principale di un risolutore esplicito sta nella stabilità condizionata: la discretizzazione che viene fatta prevede, per la ricerca della soluzione, l'integrazione nel tempo secondo un passo temporale Δt (di cui si parlerà nel prossimo paragrafo) che non può assumere valori oltre una certa soglia (condizione di Courant), pena la perdita della stabilità (soluzione che oscilla intorno al valore vero con ampiezza crescente, anziché decrescente). Il limite di stabilità è governato dalla velocità delle onde classificate come "primarie" (onde di pressione), strettamente legata alle caratteristiche meccaniche dei materiali secondo la formula [5.27]

$$c_d = \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \quad [5.27]$$

dove ρ è la densità del materiale, mentre $\hat{\lambda}$ e $\hat{\mu}$ sono le costanti di Lamè, legate ai parametri E e ν del materiale (se isotropo) nel seguente modo

$$\hat{\lambda} = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \hat{\mu} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [5.28]$$

5.8.2 Scelta del passo temporale

La procedura di calcolo esplicito, come si diceva, integra nel tempo attraverso piccoli passi temporali: l'operatore a differenze finite centrate è condizionatamente stabile e l'incremento temporale, in sistemi smorzati, non deve superare il seguente valore

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \left(\sqrt{1 + \xi_{max}^2} - \xi_{max} \right) \quad [5.29]$$

con ω_{max} frequenza massima del sistema e ξ_{max} parte di smorzamento nel modo con frequenza più elevata. L'inserimento di un fattore di smorzamento tende a diminuire l'incremento di tempo stabile: in Abaqus/Explicit, una parte dello smorzamento viene inserita sottoforma di "bulk viscosity" per il controllo delle oscillazioni ad alta frequenza. Lo stesso incremento temporale può essere espresso, anziché con la [5.29], in modo approssimato attraverso quantità fisiche, in particolare

$$\Delta t \approx \frac{L_{min}}{c_d} \quad [5.30]$$

ove L_{min} indica la lunghezza caratteristica del più piccolo elemento finito presente nel modello: nel caso di elementi guscio, ove lo spessore (fuori piano) è la dimensione più piccola, quest'ultima non viene considerata ma il limite di stabilità si basa solo sulle dimensioni in piano dell'elemento (a meno di non inserire una resistenza al taglio trasversale): questa stima spesso non è conservativa e, in modelli tridimensionali, viene scalata di un valore compreso tra $1/\sqrt{3}$ e 1.

Un accenno ora alla "bulk viscosity": essa, come si diceva, introduce un fattore di smorzamento associato alla deformazione volumetrica e viene spesso usata per problemi dinamici ad alta velocità. Ce ne sono di due tipi:

1. "Linear bulk viscosity": serve a smorzare i fenomeni di "ringing" negli elementi a frequenza più elevata. Spesso chiamato "smorzamento in troncamento di frequenza", genera una pressione direttamente proporzionale alla deformazione volumetrica incrementale pari a

$$p_{bv1} = b_1 \rho c_d L_e \dot{\epsilon}_{vol} \quad [5.31]$$

ove b_1 è il coefficiente di smorzamento, pre-settato a 0.06, ρ è la densità, c_d è la velocità dell'onda dilatazionale prima definita e L_e la lunghezza caratteristica dell'elemento;

2. "Quadratic bulk viscosity": si usa solo per elementi solidi, la pressione generata è pari a

$$p_{bv2} = \rho (b_2 L_e \dot{\epsilon}_{vol})^2 \quad [5.32]$$

con coefficiente b_2 pre-settato a 1.2. Questo tipo di smorzamento viene applicato solo se la deformazione volumetrica incrementale è di tipo compressivo ed è molto importante in questi casi perché, attraverso una pressione resistente, impedisce all'elemento finito di collassare fino ad avere volume nullo in virtù dell'elevato gradiente di velocità.

Ovviamente, le pressioni in virtù di questi smorzamenti, non entrano nel legame costitutivo (sono solo un artificio numerico, non influenzano la risposta costitutiva): la frazione di smorzamento critico nel modo dilatazionale viene calcolata come

$$\xi = b_1 - b_2^2 \frac{L_e}{c_d} \min(0, \dot{\epsilon}_{vol}) \quad [5.33]$$

ed è chiaro, da questa formulazione, come, se le deformazioni volumetriche incrementali non sono compressive, tale frazione è data dal solo fattore di smorzamento lineare b_1 .

Ora, in sede di costruzione del modello, non sono stati fatti tutti questi calcoli (anche perché, data la complessità del problema, non si può dire a priori dove si sviluppino deformazioni volumetriche compressive), per cui sono state fatte una serie di analisi di tentativo per stabilire un incremento di tempo sufficiente a garantire che, almeno nella fase statica (che è quella maggiormente controllabile, dato che esistono dei valori teorici di raffronto) si raggiunga la convergenza. Da questo punto di vista, in realtà, per la fase statica, si è scelto di combinare la scelta di un dato incremento di tempo stabile, pari a

$$\Delta t_{statico} = (1 \div 1.5) \cdot 10^{-5} s$$

con una durata di tale fase sufficiente al raggiungimento della convergenza. Un simile passo temporale è stato scelto per la fase di rottura, anche se poi, in realtà, per ambo i passi di carico, l'incremento di tempo stabile viene calcolato automaticamente dal software ma, in generale, i valori sono sempre stati compresi nel range suddetto. Questa uniformità è legata soprattutto alla necessità di garantire la convergenza, nella fase statica, anche quando viene inserito il contributo termico, tuttavia va detto che dei valori simili (che sono comunque necessari), nel caso di accoppiamento termomeccanico, hanno reso l'analisi piuttosto dispendiosa anche sfruttando la parallelizzazione su più processori.

5.8.3 Rampe di carico

Data la tipologia di analisi, è impensabile applicare carichi e cedimenti vincolari in modo istantaneo sul dominio: oltre a non ottenere una soluzione, la velocità con cui questi vengono applicati sarebbe troppo elevata per poter trascurare l'effetto delle inerzie sul dominio. È necessario quindi definire delle curve che, nel tempo (fittizio) di durata di ogni fase di carico (fase statica e fase di rottura), applichino i carichi gradualmente, così da ridurre il più possibile le velocità.

Nella fase statica, dopo aver imposto i vincoli di cui si è discusso precedentemente nel capitolo 5.6, viene applicato il peso proprio, attraverso l'imposizione della gravità sulla superficie superiore del dominio, con una rampa di variazione di tale carico che segue inizialmente un andamento lineare, per poi rimanere costante per un certo intervallo di tempo (Figura 5.22: curva del fattore di amplificazione della gravità durante la fase statica.), in modo da rendere più efficace l'azione di smorzamento e quindi di ridurre le oscillazioni attorno al valore desiderato

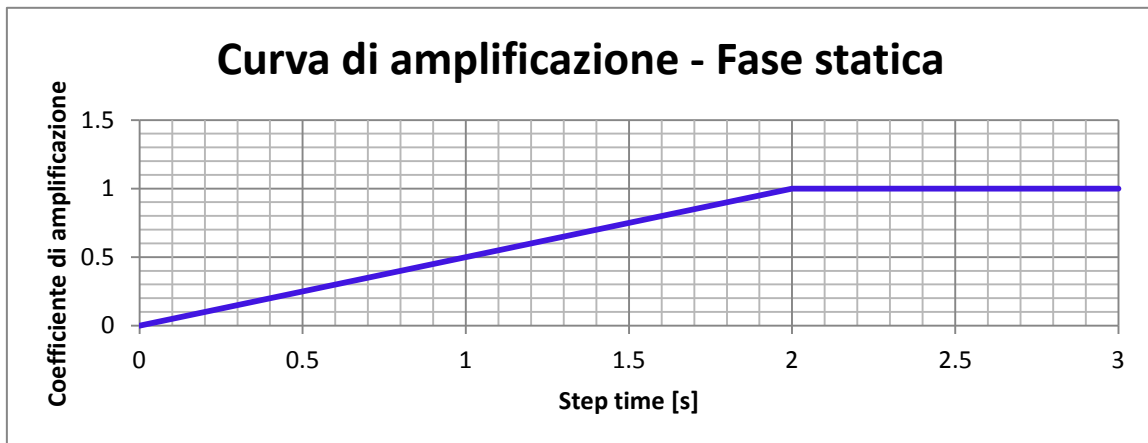


Figura 5.22: curva del fattore di amplificazione della gravità durante la fase statica.

Il grafico di Figura 5.22 mostra come, in sostanza, l'accelerazione di gravità varia

Variabile	EF [MPa]	Teorico [MPa]
σ_{circonf}	230.5	238.1
σ_{long}	-50.3	-51.4
σ_{Mises}	270.8	267.5

Tabella 22: controllo convergenza dei valori di sforzo in una sezione della condotta

linearmente da 0 a -9.81m/s^2 (segno negativo legato al sistema di riferimento) per uno step time pari a 2s, per poi rimanere costante per un ulteriore secondo, in modo da ridurre le oscillazioni.

A titolo di esempio, per il controllo della convergenza, si riportano in Tabella 22 i valori di sforzo in una sezione della condotta nel caso di accoppiamento termo-meccanico: trascurando il contributo legato al suolo, lo sforzo longitudinale è legato al contributo di pressione, fornito dalla formula di Mariotte, ridotto del contributo termico, in quanto la dilatazione del materiale che si avrebbe aumentandone la temperatura viene impedita ai bordi, in virtù delle condizioni al contorno, generando di conseguenza sforzi di compressione sulla condotta (che longitudinalmente, rispetto al caso non termico, si scarica). Il risultato dei calcoli viene

$$\begin{aligned}\sigma_l &= \frac{pR}{t}v - E \cdot \alpha \cdot \Delta T = 7.5\text{MPa} \cdot \frac{0.6\text{m}}{18.9 \cdot 10^{-3}\text{m}} \cdot 0.3 - 210 \cdot 10^3\text{MPa} \cdot 1.3 \cdot \frac{10^{-5}}{^\circ\text{C}} \cdot 45^\circ\text{C} \\ &= 71.42\text{MPa} - 122.85\text{MPa} = -51.4\text{MPa}\end{aligned}$$

La differenza tra valore calcolato e valore teorico è circa pari al 2%, da ritenere accettabile per il problema in esame. Idem dicasi per lo sforzo circonferenziale, su cui la variazione di temperatura non influisce e quindi si applica direttamente la formula di Mariotte vista in [5.3]

$$\sigma_n = \frac{pR}{t} = 7.5\text{MPa} \cdot \frac{0.6\text{m}}{18.9 \cdot 10^{-3}\text{m}} = 238.1\text{MPa}$$

Inoltre gli sforzi riportati precedentemente presentano una distribuzione, lungo la condotta, in cui le variazioni tensionali, in termini di sforzo equivalente di Mises (e similmente accade per sforzo longitudinale e circonferenziale), sono molto modeste, come mostra la Figura 5.23.

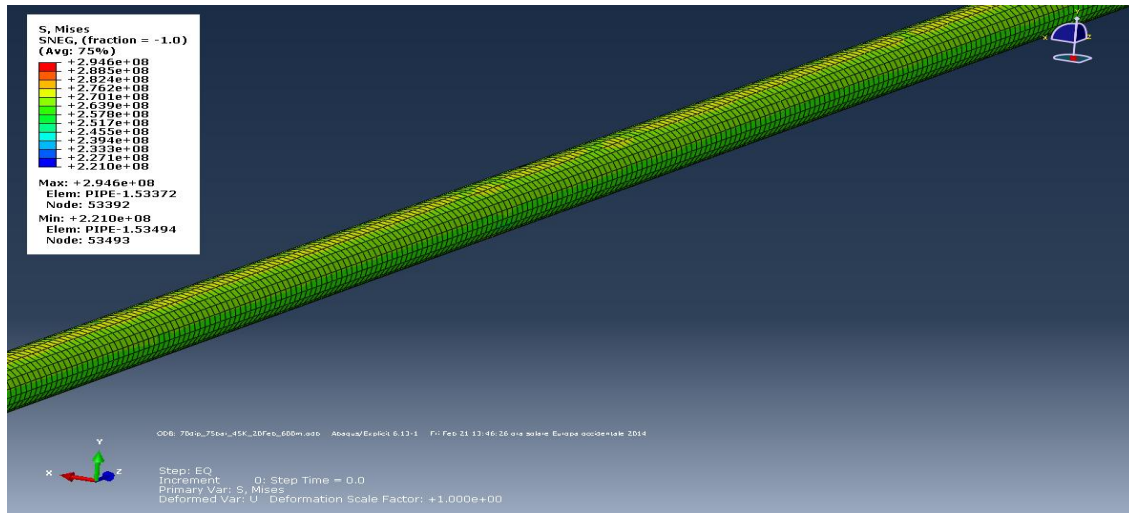


Figura 5.23: evidenza dell'uniformità dello sforzo di Mises, alla fine della fase statica, nel tronco di condotta che sarà più sollecitato durante la fase di rottura di faglia

Più complicato è il controllo convergenza per la fase di rottura: le soluzioni analitiche per gli spostamenti limite sono soluzioni approssimate, che tengono conto di ipotesi che non sono verificate né verificabili come nel caso statico.



Figura 5.24: curva di amplificazione dei cedimenti vincolari. Il suo valore massimo è 4 (come il massimo spostamento imposto) ma, per le analisi su alcuni modelli (in particolare per quelli più lunghi), si è arrivati fino a 5, con un aumento dello step time

Ad ogni modo, la rampa utilizzata per la fase di rottura, in cui si vanno ad applicare dei cedimenti vincolari unitari, è una curva di amplificazione ad andamento lineare e pendenza 0.5 (Figura 5.24): data la forte non linearità del fenomeno, lo step time nella fase di rottura è decisamente maggiore rispetto a quello usato nella fase statica. Si accenna qui al fatto che le soluzioni ottenute nell'ambito di questo lavoro presentano sicuramente un certo margine di miglioramento e uno dei punti su cui si può lavorare è certamente l'andamento della curva sopra riportata.

La curva di amplificazione arriva fino al valore 4 (e, in alcuni casi, fino a 5) per il semplice fatto che i cedimenti vincolari imposti, combinando le componenti, sono unitari, quindi è possibile variare la curva di amplificazione per imporre spostamenti massimi diversi da quelli usati in questo lavoro senza dover toccare ogni volta le condizioni al contorno.

5.8.4 Parallelizzazione

A questo punto, prima di far partire l'analisi, è possibile decidere se scomporre il dominio in più sottodomini, in modo da rendere l'analisi più rapida a parità di numero di nodi e gradi di libertà: questo processo di scomposizione del dominio di analisi è appunto la parallelizzazione. Nel caso in esame questo processo è stato indispensabile, vista la gran quantità di analisi preliminari svolte, nonché le casistiche da analizzare. La workstation utilizzata è un Dell Vostro 460, con 8 processori Intel Core i7-2600 da 3.40GHz e RAM da 16GB, in possesso del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale al Politecnico di Milano: trattandosi di analisi computazionalmente pesanti, che vanno dai 60mila nodi per il modello più corto da 150m agli oltre 90mila nodi per il modello da 600m e ai quasi 180mila nodi per il modello da 1200m, la parallelizzazione su più processori permette di velocizzare i tempi di calcolo, nonché di eseguire 2 o 3 analisi alla volta.

Modello	n°CPU	Tempo di CPU [h]
Dip=70°, p=75bar, ΔT=0°C	1	27.2
Dip=80°, p=75bar, ΔT=0°C	1	21.6
Dip=70°, p=75bar, ΔT=45°C	4	40.3
Dip=80°, p=75bar, ΔT=45°C	3	53.6

Tabella 23: numero di CPU usate per alcune analisi e tempo di calcolo richiesto. Si nota come, anche parallelizzando, i tempi di calcolo richiesti per un'analisi termica siano il doppio di quelli necessari per le pure analisi meccaniche non parallelizzate

Per dare un'idea dei tempi di calcolo richiesti dalle analisi, la Tabella 23 è relativa ad alcune delle simulazioni svolte sul modello da 600m, sia con che senza contributo

termico (che appesantisce notevolmente l'analisi, visto l'accoppiamento termomeccanico), in modo da rendersi conto di quanto sia importante poter disporre di workstations o di computer potenti a sufficienza per l'elaborazione di un'analisi ben lontana dal puro scopo accademico richiesto da esercitazioni di corso di laurea.

6 CAPITOLO 6

Risultati del modello a elementi finiti

In questo sesto capitolo si vedranno i risultati del modello costruito in Abaqus, confrontati con il metodo delle cerniere plastiche nonché interpretati in modo da cogliere la fisica del problema. Verranno inoltre mostrati i limiti della modellazione fatta nonché proposte di possibili miglioramenti, con lo scopo di poter fornire delle indicazioni utili per l'utilizzo di un modello del genere per applicazioni future.

La natura del meccanismo suggerisce, come da letteratura, che la condotta vada in trazione senza problemi di buckling, tuttavia la presenza di diverse casistiche mai analizzate con un modello siffatto suggerisce di tenere in conto anche di possibili instabilizzazioni locali dovute a compressione, quindi andrà valutato attentamente qual è il meccanismo di rottura che si considera di volta in volta.

Come si diceva, all'inizio del capitolo precedente, si considera attraversamento della faglia (cioè angolo tra la proiezione in superficie della faglia e asse della condotta) sostanzialmente ortogonale e si farà variare l'angolo di immersione del piano di faglia su valori tra 50 e 80°, con riferimento a tre condizioni per la condotta:

- condotta installata non operativa;
- condotta operativa con pressione interna 75 bar (7.5 MPa);
- condotta operativa con pressione interna 75 bar e contributo termico, sintetizzato nella differenza tra la temperatura di installazione (5°C) e temperatura operativa (50°C),

inoltre si valuteranno diverse lunghezze di modello:

- **L=150m**, considerato come modello test per la verifica del comportamento costitutivo e per valutare l'influenza delle condizioni al contorno;
- **L=600m**, modello che lavora abbastanza bene su angoli di immersione più alti;
- **L=1200÷2000m**, che lavora meglio anche per gli angoli di immersione più bassi, dove la componenti di spostamento parallela all'asse della condotta è maggiormente confrontabile con quella verticale,

con lo scopo di stabilire quanta porzione di condotta è soggetta alla variazione dello stato tenso-deformativo dovuta alla PGD e soprattutto stabilire quanto pesano le condizioni al contorno sulla soluzione finale.

L'idea, come si diceva, è di valutare le prestazioni di una condotta interrata in una trincea in sabbia poco addensata, prestazioni in termini di spostamento di faglia

tollerabile entro i limiti di deformazione massima previsti sia dall'Eurocodice EC8 (parte 4, par.6.5.2), secondo [1.1] e [1.2]

$$\varepsilon_{max}^{trazione}(EU) = 0.03$$

$$\varepsilon_{maxEC}^{buckling}(EU) = \min\left(0.01; 0.2 \frac{e}{R_e}\right)$$

che, nel caso in esame, sono

$$\varepsilon_{max}^{trazione}(EU) = 0.03$$

$$\varepsilon_{max}^{buckling}(EU) = 0.0062 \quad [6.1]$$

sia quelli previsti dalle ASCE-ALA Guidelines, per le quali i limiti operativi sono dati da [1.3] e [1.4], nel caso in esame

$$\varepsilon_{max}^{trazione}(US) = 0.02$$

$$\varepsilon_{limit}^{compr}(US) = 0.5 \frac{e}{D'} - 0.0025 + 3000 \left(\frac{pD}{2E \cdot e} \right)$$

quindi

$$\begin{cases} \varepsilon_{limit}^{compr}(US) = 0.00924 & p = 75bar \\ \varepsilon_{limit}^{compr}(US) = 0.00507 & p = 0bar \end{cases} \quad [6.2]$$

Non si considerano i limiti di "pressure integrity" in quanto la loro ammissibilità richiede particolari accorgimenti costruttivi, come si accennava nel capitolo 1.

Per i dati di riferimento si rimanda al capitolo 5, paragrafo 5.1.

Si specifica che le deformazioni che vengono calcolate sono del tipo logaritmico (le analisi in esplicito forniscono il calcolo di questo tipo di deformazioni), dette anche "deformazioni vere" o "deformazioni di Hencky", che sono espresse come

$$LE = \ln(1 + \varepsilon) = \ln\left(\frac{l_f}{l_i}\right) \quad [6.3]$$

ove con ε si indica la deformazione "ingegneristica", ossia il rapporto tra la variazione di lunghezza e la lunghezza iniziale dell'elemento, mentre invece le deformazioni logaritmiche sono definite come logaritmo naturale del fattore di stretch, ossia del rapporto tra la lunghezza finale e quella iniziale. In realtà, per gli intervalli deformativi indagati, la differenza, in valore, tra la deformazione ingegneristica "alla Cauchy" e

quella logaritmica non c'è. Per le prime due versioni del modello, si farà il solo confronto con la normativa europea (Eurocodice), mentre per la versione "definitiva" del modello (che è quella più affidabile tra le tre) si farà il confronto sia con quest'ultima che con le linee guida americane.

6.1 Dimensioni del modello

Come si diceva, non esiste un unico dimensionamento del modello, ne esistono diversi. Quanto più l'angolo di immersione diminuisce, tanto più conta la componente longitudinale di spostamento e quindi tanto più la condotta tende ad allungarsi e necessita di uno sviluppo longitudinale maggiore per poter equilibrare l'azione di tiro attraverso l'attrito col terreno, sviluppo che non può essere noto a priori: questa è la spiegazione principale del perché è necessario costruire modelli di lunghezza diversa. La trincea è schematizzata come una scatola a sezione quadrata di lato 5m e lunghezza da un minimo di 150 a un massimo 1200÷2000m e tale variazione è data dai motivi di cui sopra.

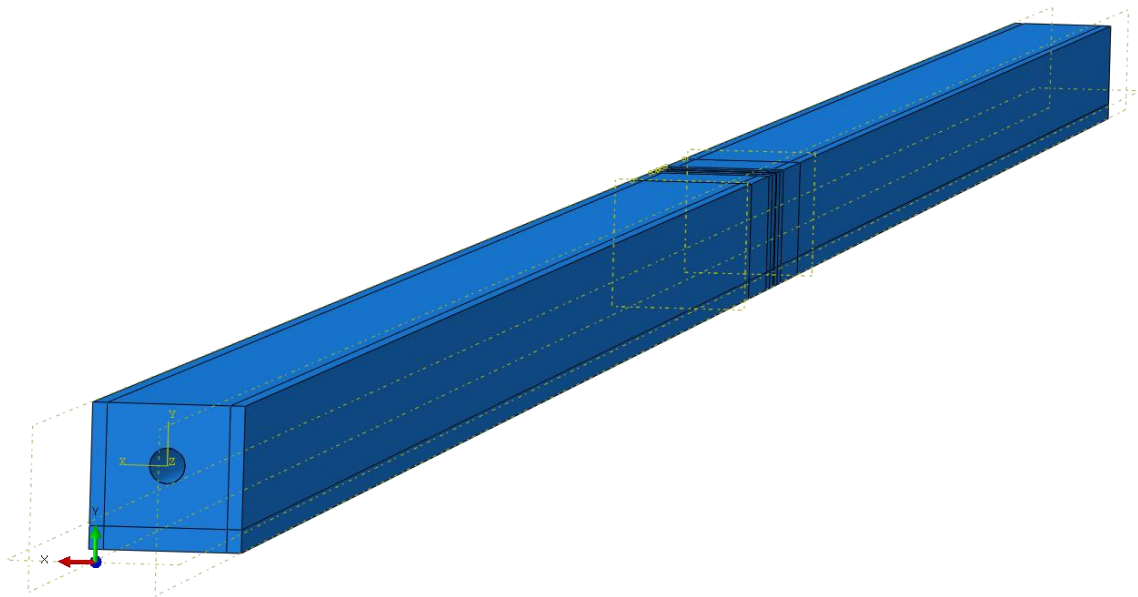


Figura 6.1: dominio di analisi, con evidenza delle partizioni necessarie al raffinamento localizzato della mesh

Come si vede dalla figura, il dominio presenta delle partizioni di vario tipo, volte a ottimizzare la dimensioni della mesh, raffinando laddove si prevedono elevati gradienti di sforzo e di deformazione nel suolo, che è quello più suscettibile a elevate deformazioni: le partizioni centrali servono per l'assegnazione del campo di spostamenti linearmente variato, in modo da distribuire la rottura di faglia su una certa lunghezza. Nella porzione di suolo a contatto con la condotta si è sempre cercato, per quanto possibile il contatto "node-to-node", imponendo la medesima

discretizzazione circonferenziale su suolo e condotta: questa cosa non è stata fatta in direzione assiale (non serve una mesh fine a grande distanza dalla faglia) ma si è sempre proceduto a una discretizzazione attraverso sottomultipli interi della discretizzazione più fine.

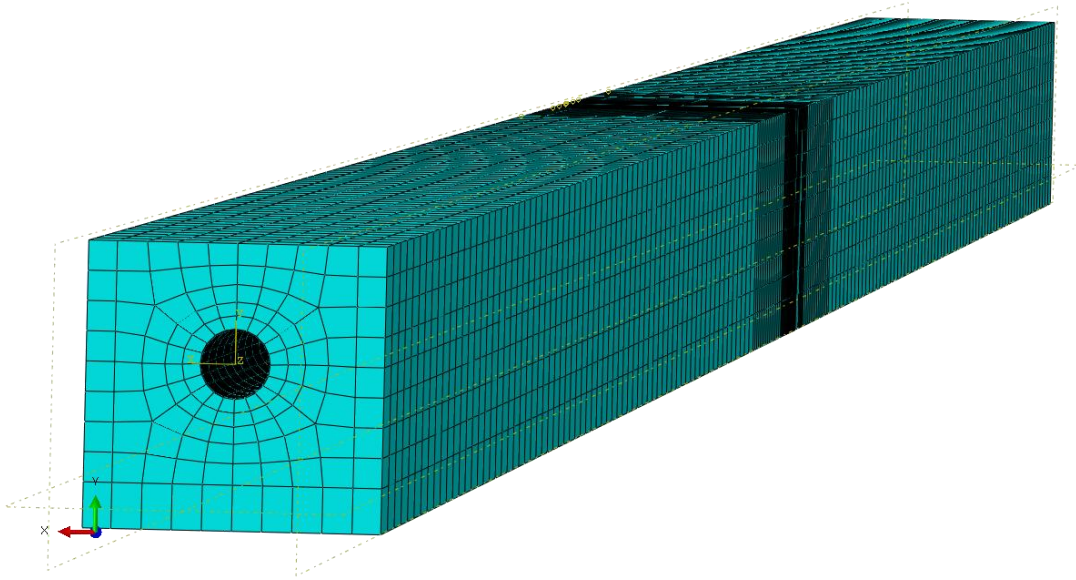


Figura 6.2: risultato del meshing sul dominio di analisi

6.2 Il ruolo della mesh nella condotta

Tutte le analisi svolte hanno mostrato un aspetto comune: quanto più fine è la mesh che descrive la condotta, tanto migliore è la risposta del sistema, soprattutto se si tratta di descrivere gli elevati gradienti di sforzo che si sviluppano in essa quando viene applicata la dislocazione. Nel capitolo precedente si parlava del numero di seeds utilizzati nella condotta: trattandosi di elementi quadrati, la scelta della dimensione degli elementi guscio dipende da quanti punti (seeds) si vogliono utilizzare per discretizzare la sezione della condotta. Risulta fondamentale comprendere che, soprattutto in virtù del problema analizzato, non è così immediato stabilire la bontà di una discretizzazione o di un'altra semplicemente basandosi sull'andamento di tensioni e deformazioni alla fine della fase statica, ma è necessario seguire passo passo l'elaborazione in modo da comprendere se il numero di punti di integrazione in un dato tronco di condotta è sufficiente a descrivere la localizzazione di tensioni e di deformazioni. Si riportano, a titolo dimostrativo, la **Figura 6.3: influenza del numero di nodi di discretizzazione della sezione sulla visualizzazione dei risultati. E' necessaria una mesh abbastanza fine per cogliere bene i gradienti laterali di tensione** che mostra la distribuzione delle tensioni sulla sommità della sezione più sollecitata, a parità di spostamento imposto: un numero insufficiente di seeds non permette di descrivere

bene la localizzazione delle tensioni e delle deformazioni massime che si sviluppa quando viene applicato lo spostamento. La parte più problematica risiede nei gradienti laterali di sforzo, che non vengono colti in modo continuo se non ci sono abbastanza punti di integrazione, con salti di tensione in corrispondenza di uno stesso nodo. In conseguenza di ciò è sia la perdita del grado di dettaglio nella fornitura della tensione massima quando si usa una mesh più lasca, sia un'apparente risposta più rigida della condotta, maggiormente assimilabile a elementi di tipo trave piuttosto che elementi di tipo guscio.

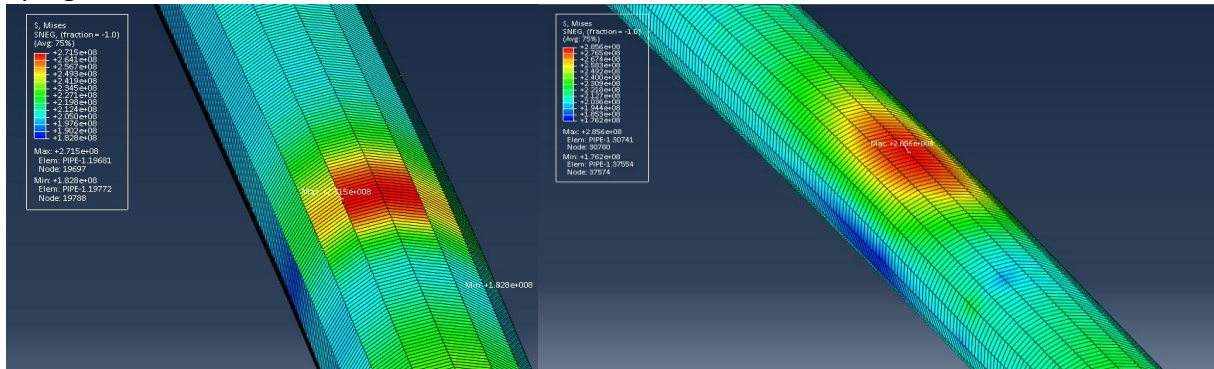


Figura 6.3: influenza del numero di nodi di discretizzazione della sezione sulla visualizzazione dei risultati. E' necessaria una mesh abbastanza fine per cogliere bene i gradienti laterali di tensione

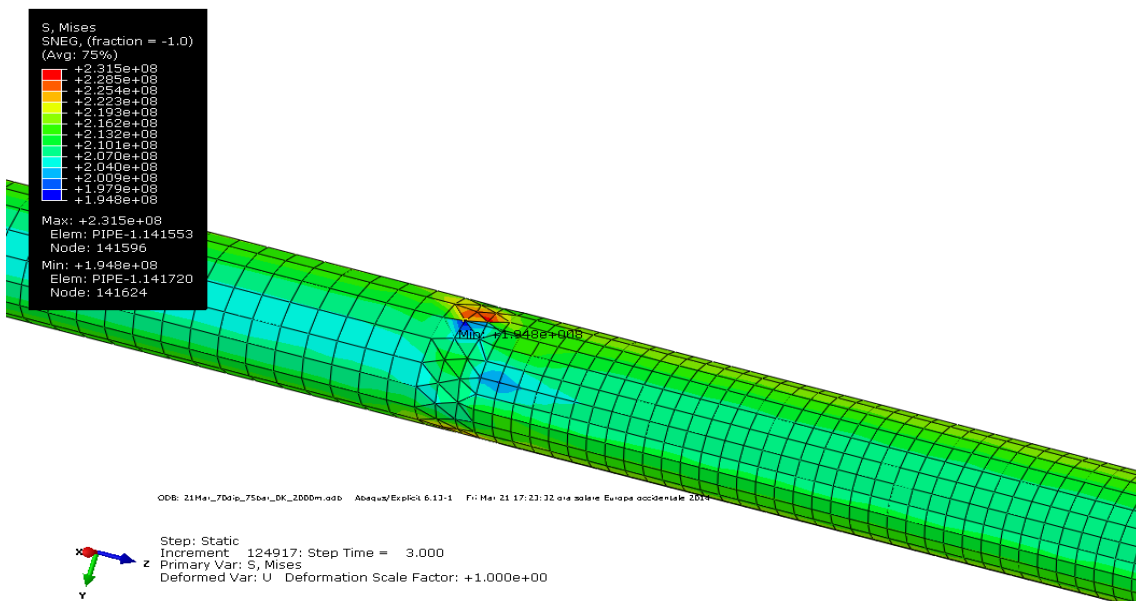


Figura 6.4: particolare degli elementi S3R di raccordo nella condotta, fase statica. E' importante collocare questi elementi abbastanza distanti dal tronco di condotta maggiormente sollecitato, onde evitare localizzazioni di natura numerica e non fisica

Ovviamente, maggiore è il grado di dettaglio, maggiori diventano i tempi di calcolo, per cui, per non perdere accuratezza nella soluzione ma avere tempi di calcolo più ragionevoli, alla fine si è optato, come si diceva nel capitolo precedente, di usare discretizzazioni diverse della condotta lontano e vicino dalla faglia, usando degli elementi guscio triangolari di raccordo (Figura 6.4): questi elementi tuttavia vanno posti a distanza sufficiente dalla sezione più sollecitata, onde evitare che la localizzazione

della deformazione massima richiesta avvenga sempre e comunque negli elementi triangolari (che sono più piccoli di quelli quadrangolari fini) e sia di carattere numerico piuttosto che fisico. Nel corso delle analisi si sono verificate alcuni salti di tensione proprio negli elementi di raccordo ma sono salti di entità molto modesta e che non pesano in alcun modo sulla soluzione, le sezioni più sollecitate sono sempre state lontano da questi tronchi di raccordo

6.3 Risultati del modello L=1200m.

Dal punto di vista cronologico, le prime analisi sono state svolte con modello lungo 150m e 600m, modelli che, indipendentemente dall'entità delle sovratensioni, hanno mostrato un aspetto: l'inserimento della pressione interna influisce sul valore di sforzo circonferenziale ma non conferisce un contributo significativo alla condotta in termini di spostamento massimo ammissibile, che viene ridotto dell'ordine di centimetri, come si vedrà. Si potrà quindi comprendere come i due casi siano sovrapponibili l'uno con l'altro, nell'ottica di confronto tra il metodo delle cerniere plastiche e il modello numerico: la consapevolezza del peggioramento delle condizioni della condotta con l'inserimento della pressione interna non potrà che rendere migliore il confronto tra i due metodi usati.

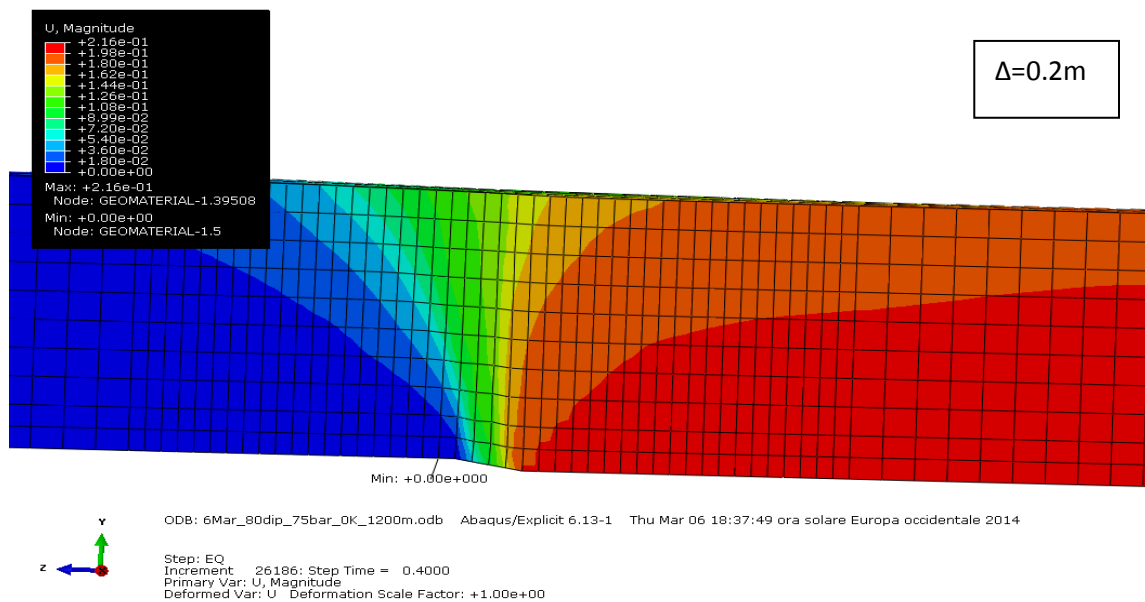
Analisi con dimensioni del genere sono state possibili dopo aver risolto alcuni problemi legati alla licenza di Abaqus che, in versione accademica, limitava il numero di nodi per ogni modello (valore massimo 100000 nodi). Il modello costruito sfrutta lo stesso tipo di meshing di cui si parlava in precedenza ed è così strutturato:

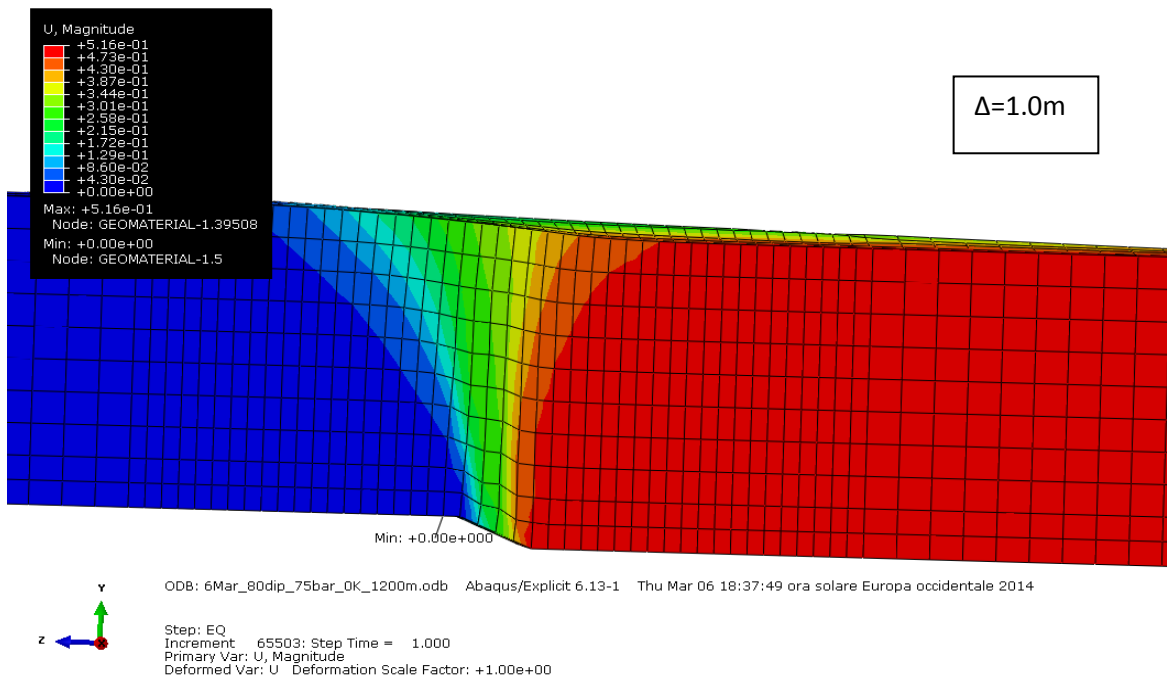
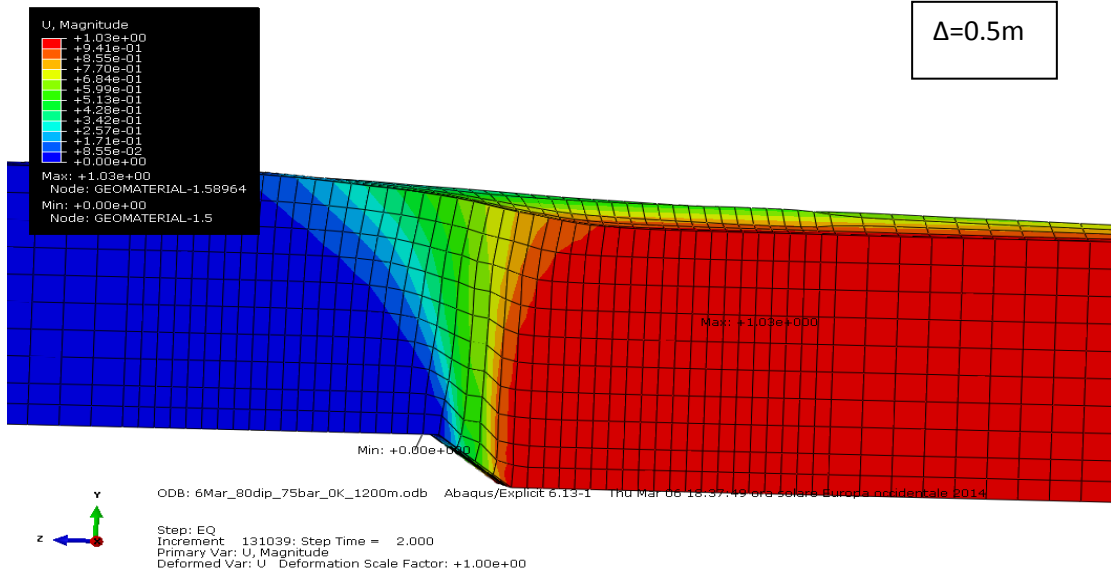
- 59624 elementi brick esaedrici C3D8R per la discretizzazione della trincea;
- 99648 elementi guscio S4R per la discretizzazione della condotta;
- 292 elementi guscio a 3 nodi S3R per il raccordo tra i seeds usati sulla condotta (16 nei tronchi più estremi e 32 nella parte più centrale del modello, ove si verificano i maggiori gradienti di sforzo), in modo da poter collegare le due mesh locali in modo più graduale

per un totale di 173970 nodi e 159564 elementi, i tempi di calcolo si allungano notevolmente: parallelizzando con 2 processori, ci vogliono 4 giorni di calcolo ininterrotto. Sulla base di quanto appena esposto si è deciso di non effettuare con questa lunghezza, nell'ottica della presentazione di questo lavoro, le analisi termo-meccaniche accoppiate su tutte le immersioni (anche perché sarebbero computazionalmente molto onerose con le risorse disponibili e i tempi di attesa per i risultati si allungherebbero) ma di farle solo su due immersioni (50 e 80°) per avere delle indicazioni di massima mentre, per il confronto tra il metodo delle cerniere plastiche e il modello a elementi finiti, di far riferimento, come si è detto, alle sole condizioni operative (quindi presenza di pressione interna) in assenza di variazione di temperatura (la modellazione a elementi finiti fatta fin qui non è stata unicamente

finalizzata al lavoro di tesi ma anche per un lavoro di consulenza svolto dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale e, in tale lavoro, si teneva conto o della sola pressione interna o di pressione e temperatura, senza considerare le condizioni non operative), condizioni che sono perfettamente sovrapponibili con quelle non operative, come si è detto e si mostrerà, potendo quindi fare il confronto col metodo delle cerniere plastiche. In realtà anche questa lunghezza non è sufficiente per le immersioni più basse, tuttavia l'effetto di deriva della linea base che si è osservata nelle altre versioni del modello, effetto di cui si parlerà, risulta molto meno esasperato e quindi si può dire che i risultati si avvicinano a dei valori più realistici.

I risultati che verranno mostrati nel paragrafo 6.4 sono funzione di una serie di elaborazioni sui file di output ottenuti con le varie simulazioni. Ciò che è più evidente, in queste analisi, è come le due parti costituenti il dominio reagiscono alle condizioni al contorno imposte, soprattutto nella fase di imposizione dei cedimenti vincolari. I primi effetti che vengono mostrati sono quelli sul suolo della trincea (Figura 6.5).





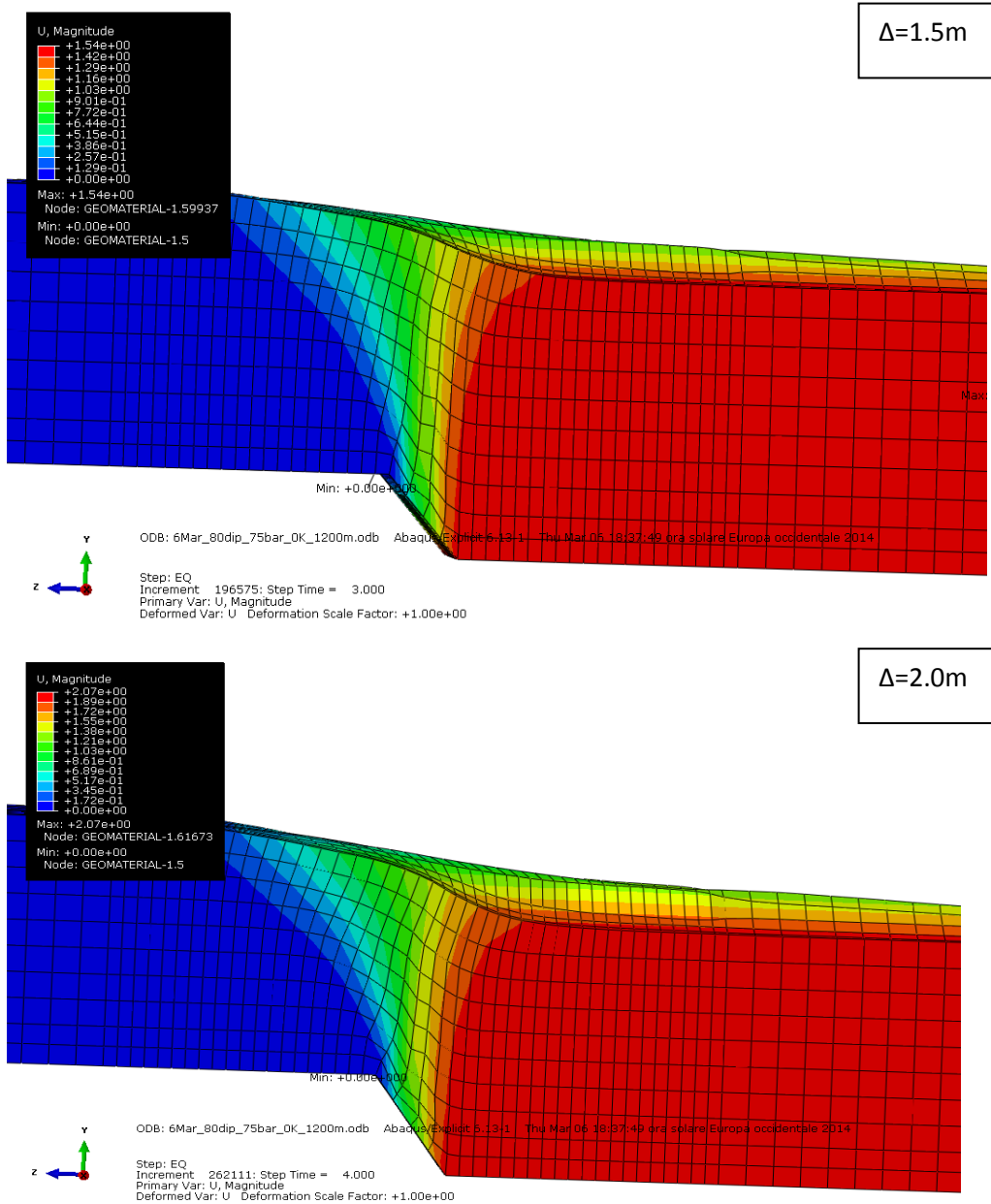


Figura 6.5: in successione, descrizione della banda di spostamento tettonico nella trincea a diversi valori di spostamento (0,2, 0,5, 1, 1,5 e 2m)

Come era stato osservato nella validazione free-field (**capitolo 5, paragrafo 5.7**), l'imposizione dei cedimenti vincolari su un dominio continuo, senza separazione a cavallo della faglia, permette di descrivere la propagazione della faglia in superficie, con progressiva localizzazione della banda di taglio all'aumentare dell'entità dei cedimenti imposti.

All'aumentare dello spostamento tettonico, si sviluppa un rigonfiamento in sommità dovuto alla spinta esercitata dalla condotta, che si sta sollevando rispetto alla sua sede, sul terreno soprastante. Per spostamenti molto grandi (superiori ai 3-4m, laddove sia possibile arrivarci), la mesh che descrive questo rigonfiamento è piuttosto

distorta, a identificare che a quel punto la condotta potrebbe essere emersa dal piano campagna in virtù del fatto che la resistenza al sollevamento, che tende a ridursi all'aumentare dello spostamento imposto, è talmente piccola che la condotta tende a emergere (Figura 6.6). Tale rigonfiamento è piuttosto localizzato, la sua ampiezza è sempre inferiore alla dimensione della sezione della trincea e quindi non si sviluppano strani effetti ai bordi.

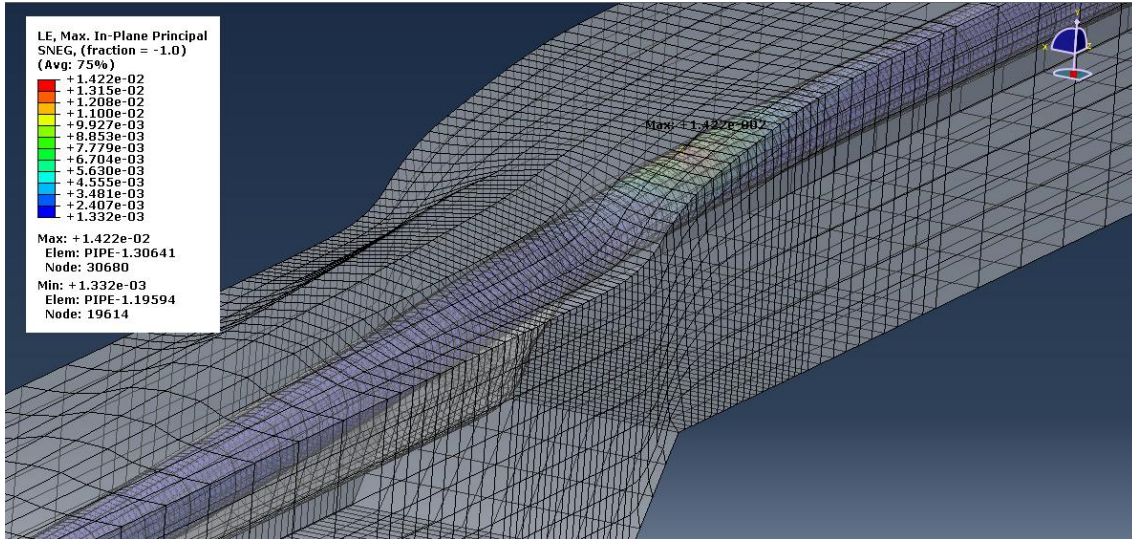
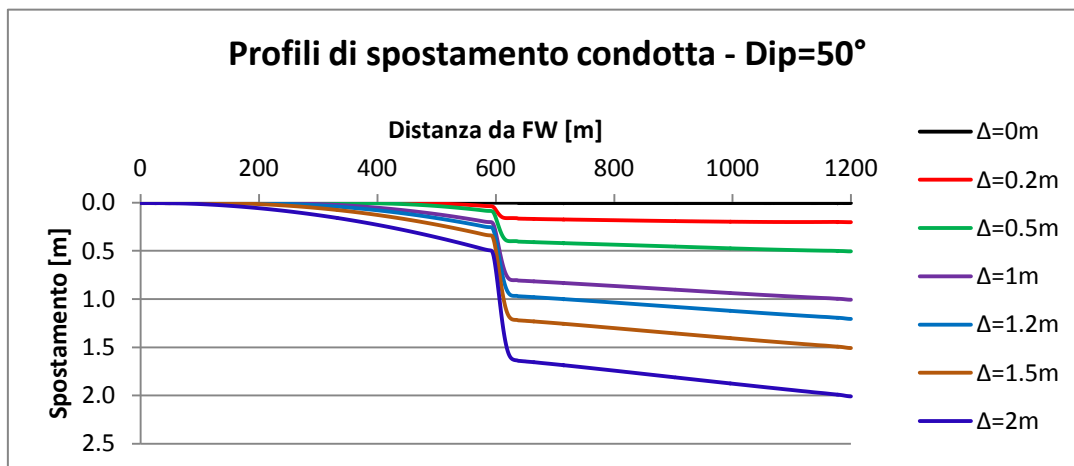


Figura 6.6: evidenza dell'effetto della spinta esercitata dalla condotta sul terreno di reinterro, con rigonfiamento sommitale

L'imposizione dello spostamento tettonico ha, come effetto, quello di flettere la condotta in due zone, che sono facilmente identificabili sia dai profili di spostamento che dall'analisi delle deformazioni. Prima di valutare questo aspetto, è opportuno fare il confronto dei profili di spostamento per i due valori estremi di immersione (Figura 6.7): si vede piuttosto chiaramente come l'angolo di immersione incide sull'estensione della porzione di condotta che risente dello spostamento di faglia. Se l'immersione è bassa, è maggiore la lunghezza del tronco di condotta che tende a subire uno spostamento non nullo rispetto alla sua posizione iniziale.



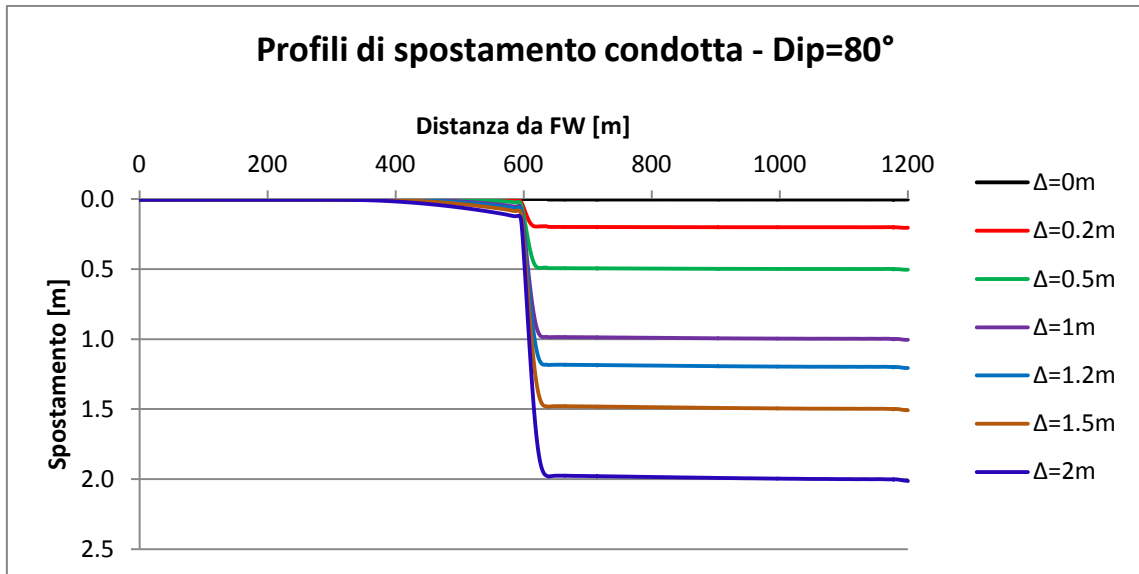


Figura 6.7: profili di spostamento per immersione 50° (primo grafico) e 80° (secondo grafico)

Si diceva delle zone di flessione della condotta, ove si osservano le maggiori sollecitazioni: in sostanza questi tronchi corrispondono a quelle che avevamo identificato come cerniere plastiche, ove si concentra la deformazione flessionale. L'analisi evolutiva del fenomeno (Figura 6.8) mostra come prima arriva a plasticizzazione il tronco flesso a monte della faglia, per spostamento non oltre il metro (e per valori più bassi al diminuire dell'immersione) e solo dopo un po' si sviluppa deformazione plastica anche a valle della faglia, con una distribuzione della deformazione plastica che è diversa rispetto alla cerniera di monte, meno localizzata.



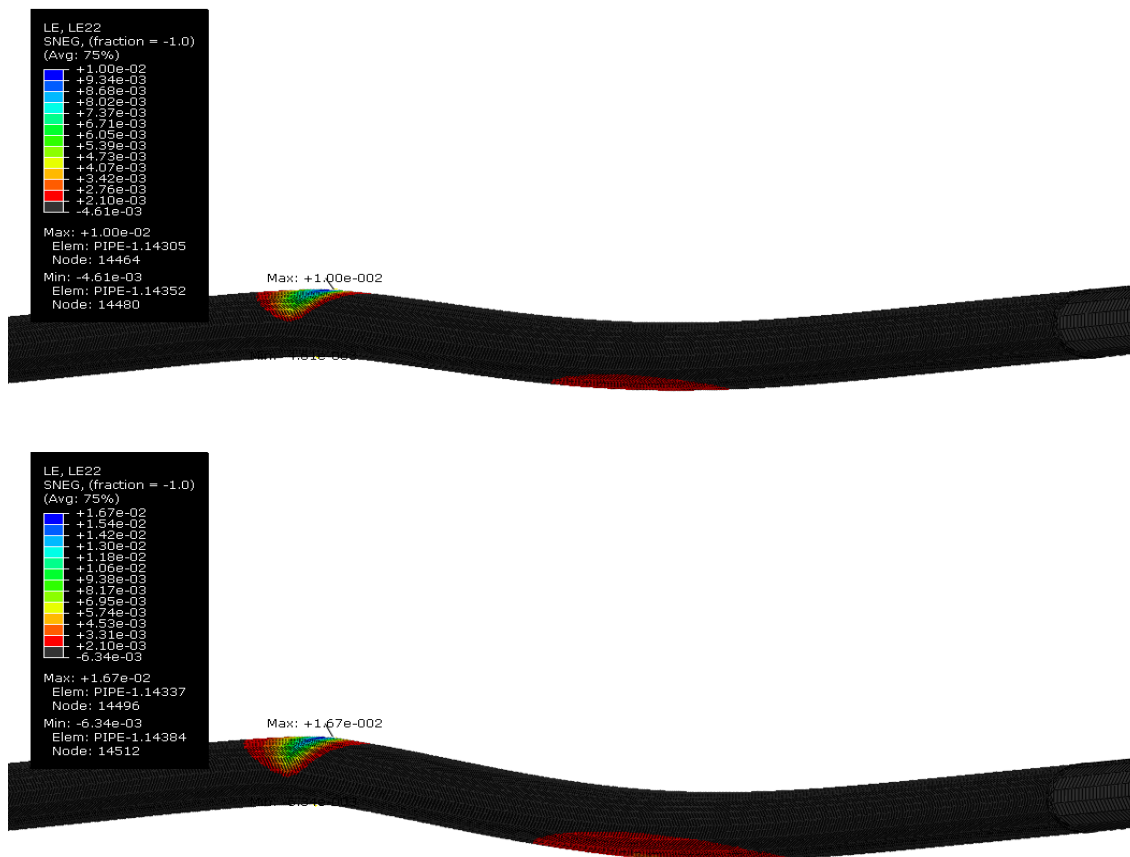


Figura 6.8: formazione delle cerniere plastiche per spostamenti, nell'ordine, pari a 1, 1.5 e 3m. E' abbastanza evidente come le deformazioni plastiche tendano a concentrarsi più a monte della faglia che non a valle, dove risultano distribuite su un tronco di lunghezza maggiore

Laddove la condotta arriva a rottura per trazione, la deformazione massima si sviluppa nell'intorno della cerniera plastica a monte e si osserva che parte della deformazione plastica del tronco di valle raggiunge il tronco di monte e, a quel punto, la localizzazione diventa repentina (in un intervallo di spostamento di 10-20cm), con spostamento della sezione più sollecitata verso valle (Figura 6.9): non è del tutto chiara la natura di questo fenomeno di spostamento della localizzazione, per le immersioni più basse c'è una minima perdita di contatto tra terreno e condotta, che toglie il contributo di resistenza all'allungamento portato dal suolo, tuttavia sono necessarie analisi più approfondite per comprendere meglio il fenomeno.

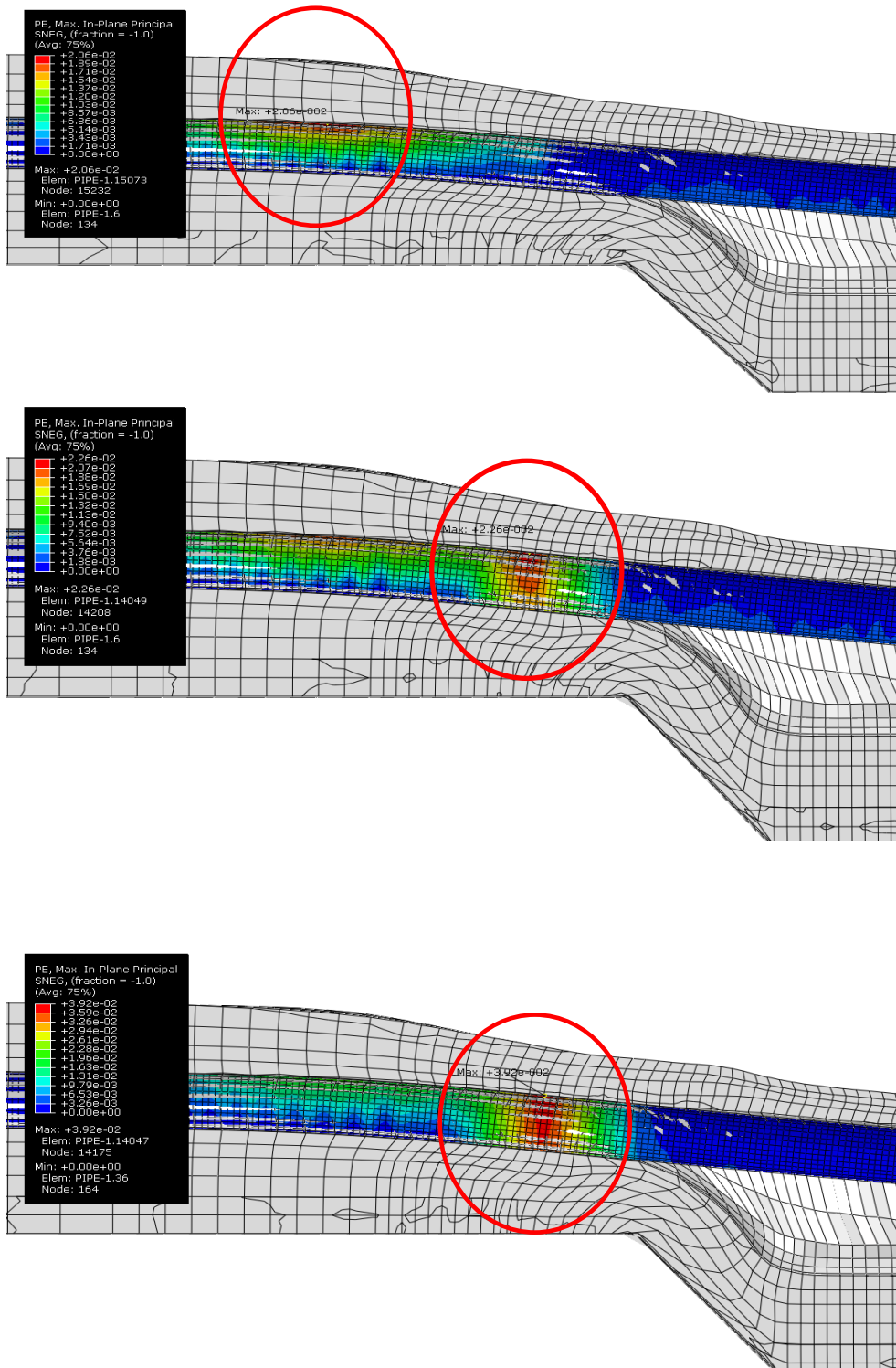


Figura 6.9: raggiungimento della rottura per trazione, con spostamento (tra prima e seconda figura) della sezione più sollecitata, fino al superamento del 3% a trazione (terza figura)

Quando invece il meccanismo di rottura è per instabilità locale, si raggiunge la massima compressione sempre nel tronco fesso di monte, questa volta sulla sua base: a questo punto quello che succede a livello fisico è che l'acciaio, in quella zona, arriva a piegarsi in maniera piuttosto netta. Il modello non è in grado di cogliere questo

comportamento deformativo in modo appropriato perché il legame costitutivo usato per l'acciaio è un legame isotropo, quando invece, per sezioni cave come questa, bisognerebbe tenere conto sia del comportamento assiale che di quello trasversale, che tendono a essere diversi tra di loro.

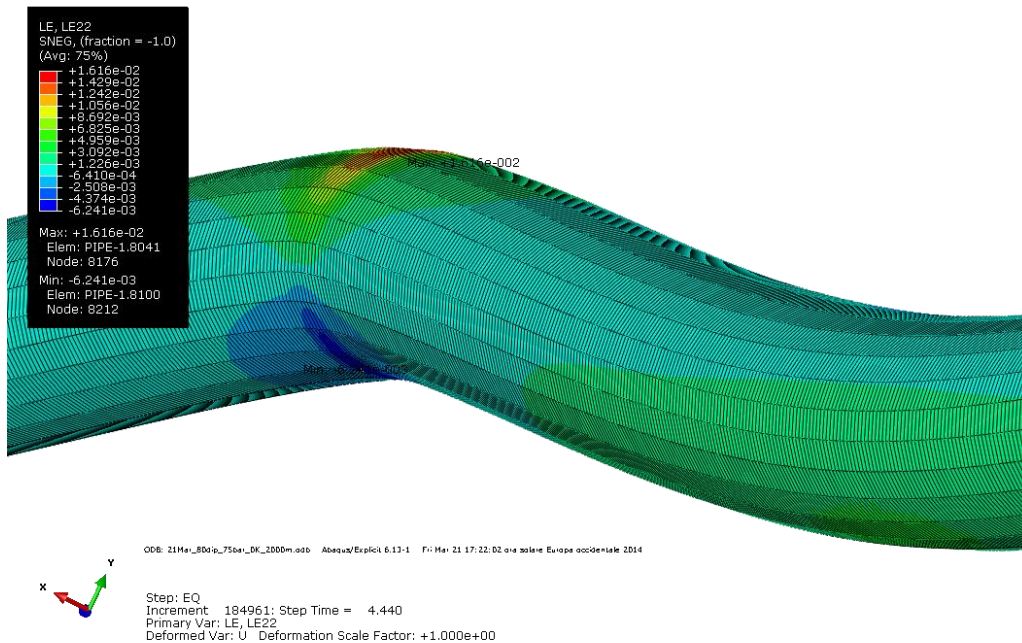


Figura 6.10: evidenza dell'instabilità locale (in blu) nella condotta per immersione a 80°

6.4 Confronto col metodo delle cerniere plastiche

Il confronto viene fatto sia con riferimento alla normativa europea (Eurocodice EC8) sia con riferimento alle linee guida ASCE-ALA.

Lo spostamento massimo ammissibile, con riferimento all'Eurocodice EC8, segue un andamento simile a quello previsto per il metodo delle cerniere plastiche, con meccanismo di rottura a trazione (del tipo visto in Figura 6.9) per immersioni 50, 60 e 70°. Nel caso di immersione a 80°, il meccanismo di rottura non è più a trazione ma si sviluppa instabilità locale per compressione alla base della sezione di condotta che ruota di più (cioè quella dove si forma la prima cerniera plastica), un meccanismo del tipo indicato in Figura 6.10 che il metodo delle cerniere plastiche non è stato in grado di cogliere per le ragioni che verranno esposte nel paragrafo 6.5.

Al crescere dell'angolo di immersione, cresce la componente verticale di spostamento rispetto a quella orizzontale e questo comporta una maggiore flessione della condotta e un minor allungamento per trazione imposta dalla condizione al contorno, quindi il fenomeno compressivo alla base del tronco di condotta più sollecitato diventa importante, al punto da arrivare al limite di buckling previsto dall'Eurocodice (e

superando quello limite operativo previsto dalle ASCE-ALA in assenza di pressione interna). L'entità di aumento della componente verticale rispetto a quella orizzontale è espresso nella Tabella 24 (tangente dell'angolo di immersione) e mostra come, per immersione 80°, ad ogni metro di spostamento in direzione assiale corrisponde uno spostamento di oltre 5m in direzione verticale: questo, in sostanza, è la conferma del perché, all'aumentare dell'immersione, aumenta la compressione alla base nella sezione più critica.

Immersione β [°]	$\sin\beta$	$\cos\beta$	$\text{tg}\beta=\sin\beta/\cos\beta$
50	0.7660	0.6428	1.1918
60	0.8660	0.5000	1.7321
70	0.9397	0.3420	2.7475
80	0.9848	0.1736	5.6713

Tabella 24: rapporto tra le componenti di spostamento alle varie immersioni

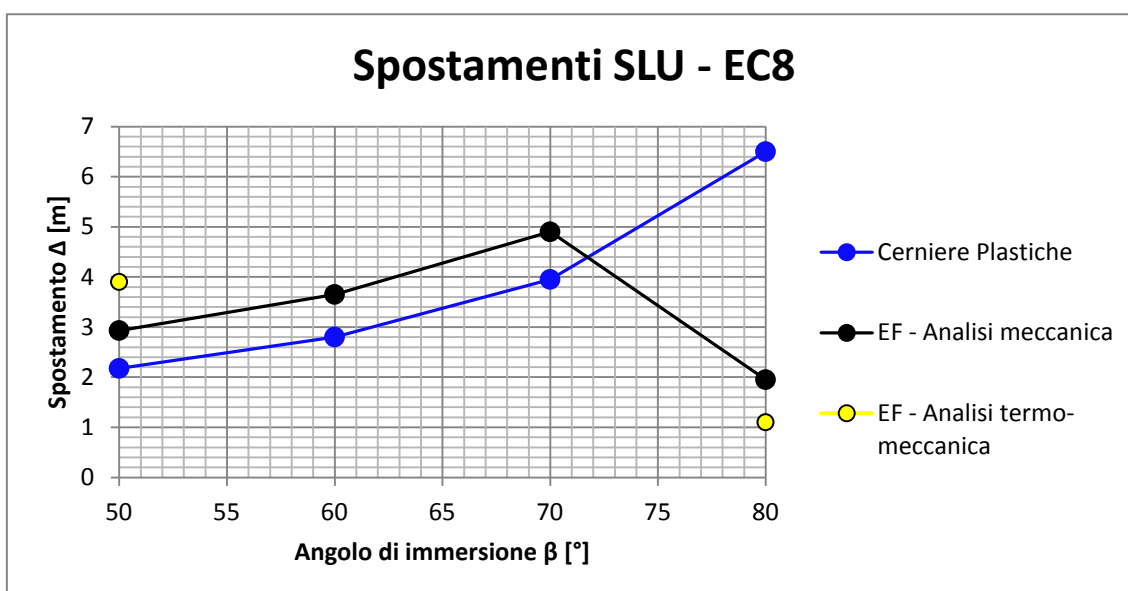


Figura 6.11: spostamenti ammissibili alle varie immersioni per il modello di 1200m. Le due analisi termiche svolte sui casi estremi mostrano come l'incremento di temperatura sia benefico per condotte che vanno incontro a rottura per trazione e sfavorevole per quelle che vanno incontro a instabilità locale.

Spostamenti SLU [m] – L=1200m – EC8		
Angolo di immersione β [°]	Cerniere plastiche	EF – Meccanico
50	2.175	2.93
60	2.8	3.65
70	3.95	4.9
80	6.5	1.95

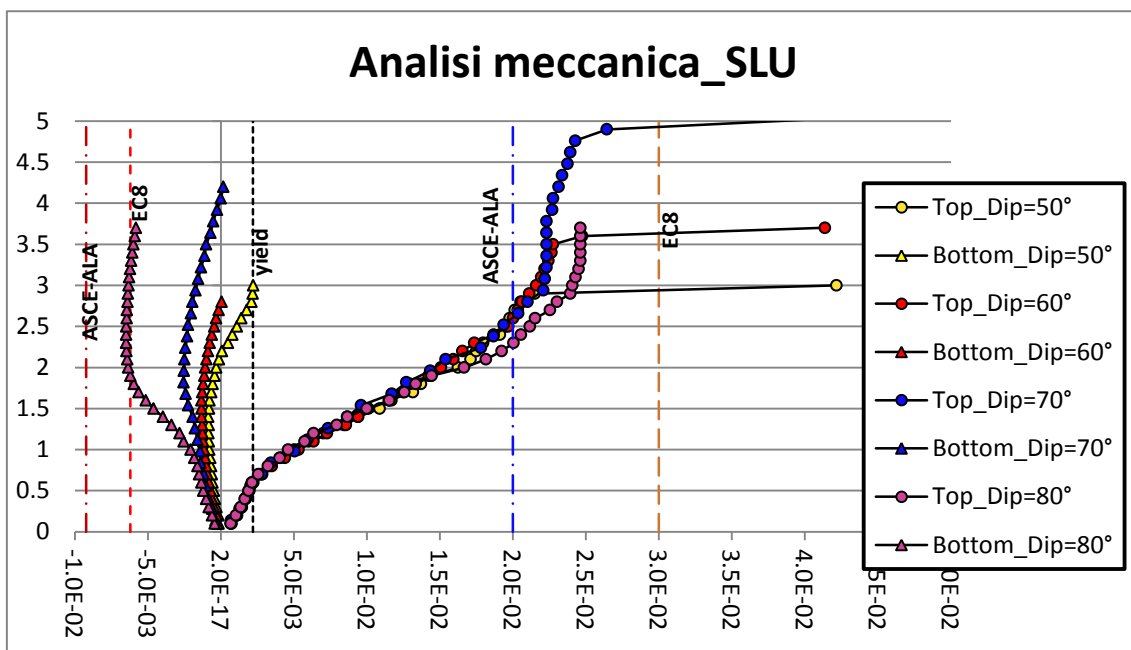
Tabella 25: valori di spostamento rappresentati in Figura 6.11

Questo effetto è ancora più marcato nel caso in cui si consideri il contributo termico, che causa delle compressioni ancora prima dell'applicazione dello spostamento, con risultati riportati in Tabella 26.

Δ_{SLU} [m]	Cerniere plastiche	EF - Meccanica	EF - TermoMeccanica
$\beta=50^\circ$	2.175	2.93	3.9
$\beta=80^\circ$	6.5	1.95	1.1

Tabella 26: confronto risultati nei due casi estremi

Stando a questi risultati e a quanto evidenziato dai modelli preliminari, per quelle faglie che provocano rottura a trazione, l'effetto della temperatura è benefico, nel senso che permette un incremento consistente dello spostamento massimo ammissibile (nelle analisi in cui la temperatura non c'è, la condotta assialmente non parte compressa, parte tesa) mentre per quelle faglie che provocano rottura per buckling, l'effetto della temperatura è deleterio, proprio in virtù della compressione generata dalle condizioni al contorno nella fase statica a cui si somma l'ulteriore compressione della base di quel tronco di condotta dovuta alla rotazione relativa. L'andamento delle curve di spostamento ultimo ammissibile in funzione dell'angolo di immersione è frutto dell'elaborazione dei grafici di Figura 6.12, che mostrano l'andamento della deformazione massima e minima nella sezione più sollecitata della condotta (che non è mai perfettamente la stessa, come si è visto in Figura 6.9), ossia una sezione a monte del piano di faglia e in prossimità dello stesso.



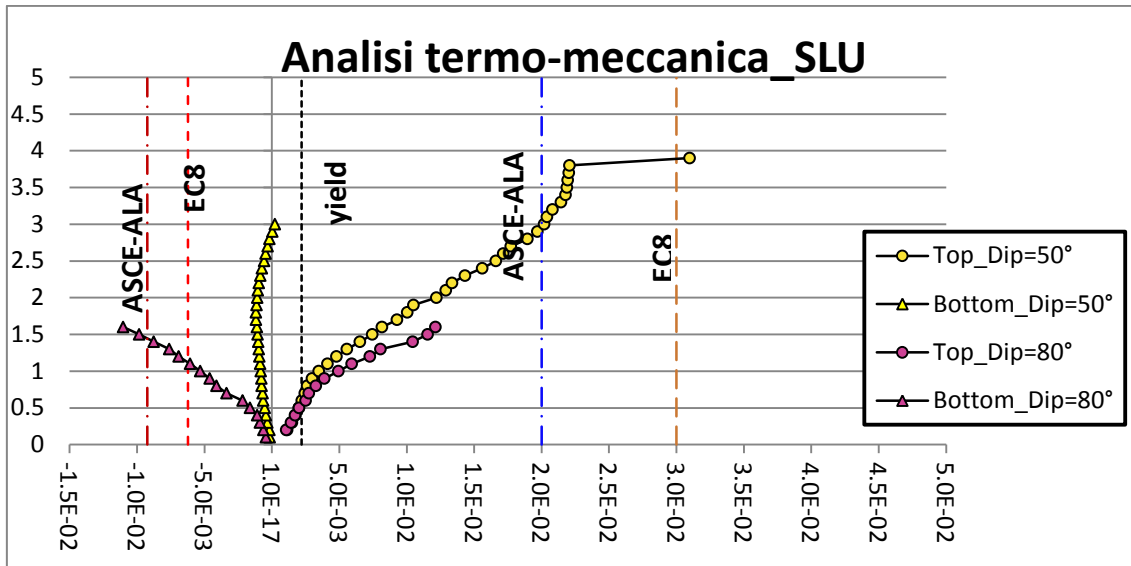


Figura 6.12: andamento delle deformazioni massime e minime nel tronco di condotta più sollecitato (prima figura, condizioni operative senza temperatura; seconda figura, condizioni operative con contributo termico) in funzione dello spostamento di faglia. A questo punto appare chiaro come l'immersione a 80° causi rottura per instabilità locale.

Come evidenziato da tali figure, laddove la condotta si rompe con un meccanismo a trazione, la deformazione longitudinale subisce una repentina accelerazione, in funzione dello spostamento tettonico, proprio nell'intervallo tra il 2 e il 3%, fornendo ulteriore supporto a quelle che sono le indicazioni progettuali.

Se come riferimento si prendono le linee guida americane ASCE-ALA, la situazione progettuale subisce qualche cambiamento: il meccanismo di rottura di riferimento in condizioni operative e assenza di contributo termico, è a trazione per tutte le immersioni considerate (si faccia sempre riferimento al primo grafico di Figura 6.12) il problema, semmai, sta nella variazione dello spostamento limite ultimo al variare dell'angolo di immersione che presenta un andamento ben diverso da quello previsto dal metodo delle cerniere plastiche.

Spostamenti SLU [m] – L=1200m – ASCE_ALA		
Angolo di immersione β [°]	Cerniere plastiche	EF - Meccanico
50	1.575	2.68
60	1.925	2.6
70	2.575	2.61
80	3.9	2.3

Tabella 27: valori di spostamento rappresentati in Figura 6.13

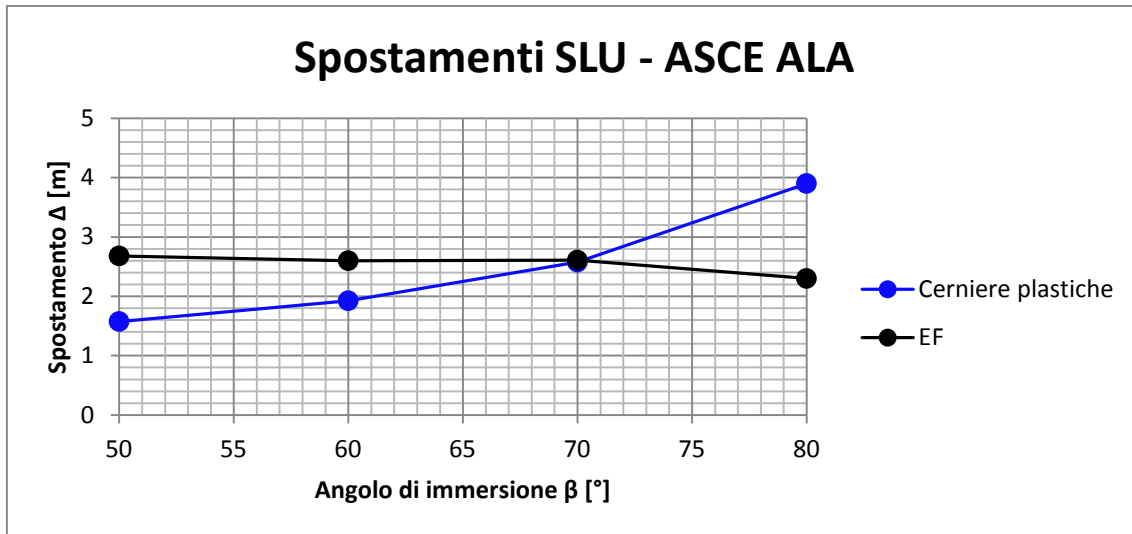


Figura 6.13: andamento degli spostamenti SLU con limiti normativi previsti dalle ASCE-ALA

Da quanto emerso in **Figura 6.8** si può fare un ulteriore confronto tra i due approcci valutando, per una certa immersione, i profili di spostamento della condotta, cioè come la condotta si deforma: emerge, dalla **Figura 6.14**, come i meccanismi deformativi siano diversi nei due casi e questo è frutto dell'ipotesi del meccanismo di rottura previsto dal metodo delle cerniere plastiche, per cui la condotta sviluppa due cerniere plastiche che lavorano allo stesso modo, contrariamente a quanto avviene effettivamente: la cerniera plastica a valle del piano di faglia non concentra le deformazioni come quella di monte, in virtù della diversa distribuzione delle forze ai lati della faglia stessa, per cui, a parità di spostamento, la deformata risulta piuttosto diversa; inoltre il punto di contro flessione (che è dove si sviluppa la seconda cerniera plastica) non risulta essere così distante come il metodo semplificato prevedeva sulla base della minimizzazione della potenza dissipata.

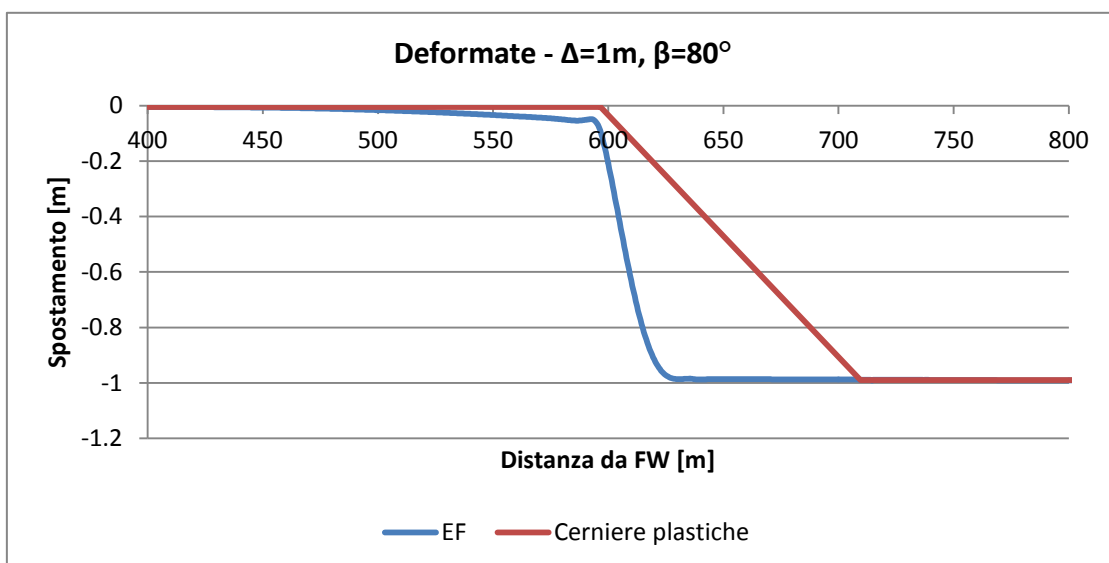


Figura 6.14: profili di spostamento della condotta a confronto

6.5 Differenze tra i due approcci

Le differenze principali tra quanto visto nel modello a elementi finiti e quanto risulta dal metodo delle cerniere plastiche possono essere spiegate considerando alcune ipotesi di quest'ultimo in relazione a quanto visto con l'analisi numerica:

- Andamento delle deformazioni indotte dallo spostamento tettonico: per il metodo delle cerniere plastiche, la deformazione assiale nel tronco di condotta compreso tra le due cerniere è un valor medio costante (l'unica deformazione che viene localizzata è quella flessionale) ed è nullo nella zona esterna alle cerniere, come nullo risulta l'allungamento in corrispondenza della cerniera plastica a lato foot wall. Come si era scritto per il metodo delle cerniere plastiche, la deformazione che si sviluppa è somma di un allungamento, espresso in [4.44], che qui si riporta

$$\varepsilon_{AB} = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \varphi)} - 1$$

e di una deformazione flessionale data dalla [4.45], ovvero

$$\varepsilon_{fless} = \pm \frac{\varphi D}{L_c 2}$$

e inserendo φ corrispondente al minimo di potenza, si ricava la deformazione totale, che viene confrontata con quella limite. Il fatto è che, come dimostrato col modello numerico, c'è deformazione indotta dallo spostamento tettonico anche all'esterno della regione compresa tra le cerniere plastiche, per cui da una parte si impone che le deformazioni sismo-indotte siano più confinate, dall'altra che il tronco di condotta tra le cerniere abbia deformazione longitudinale descritta da un valore unico, senza variazioni nella sezione, mentre il raggiungimento della deformazione limite avviene proprio in corrispondenza della cerniera di competenza del foot wall.

Per quanto riguarda l'allungamento (ottenibile integrando la deformazione da una cerniera all'altra), esso risulterebbe nullo nella cerniera a lato foot wall, cosa che non risponde a verità, in quanto, se la condotta è correttamente vincolata e lunga a sufficienza da poter mobilitare l'attrito necessario, in generale il punto della condotta ad allungamento nullo è più lontano dalla faglia.

- I risultati del metodo delle cerniere plastiche si avvicinano tanto più alla realtà dei fatti quanto più la deformazione limite è maggiore: tanto più è alto questo limite, tanto maggiori saranno gli spostamenti ammissibili e tanto più il

meccanismo di rottura ipotizzato sarà effettivamente quello ipotizzato dal metodo semplificato.

- Il metodo delle cerniere plastiche presuppone che si formino due cerniere, ovvero due zone ad alta deformazione flessionale, del tutto identiche, di lunghezza medesima (e unitaria): una constatazione del genere poteva essere vera nel caso di faglia trascorrente, invece nel caso di faglia normale, l'asimmetria del problema fa sì che non solo le forze trasversali verticali siano diverse tra loro ma anche che i profili di deformazione a destra e a sinistra della faglia siano diversi, tant'è vero che l'estensione spaziale delle zone con concentrazione di deformazione è profondamente diversa ai lati della faglia. A lato foot wall si assiste effettivamente a una localizzazione di deformazione assiale e di una rotazione relativa piuttosto accentuata, a lato hanging wall invece la flessione della condotta tende a essere più distribuita, come si vedrà in seguito.
- Forze di interazione: l'algoritmo di calcolo per il metodo delle cerniere plastiche prevede l'utilizzo di forze di contatto pari ad un valore ultimo calcolato attraverso leggi ricavate nell'ipotesi di problema piano nelle deformazioni. Come già detto, i valori effettivi delle forze di interazione ultime sono validi a grande distanza dalla faglia, mentre in prossimità necessitano l'inserimento di un coefficiente riduttivo, in virtù degli effetti tridimensionali che si sviluppano a cavallo della faglia, effetti che portano a una riduzione sia della capacità portante che della resistenza al sollevamento. Questo problema può essere risolto, una volta ottenuti dei risultati numerici sufficientemente affidabili, scalando le forze di interazione trasversale fino a ottenere la miglior corrispondenza possibile con i risultati dei modelli numerici.

Questo modello numerico, come si accennava, risulta avere ancora qualche problema di *baseline shift* in corrispondenza dei valori ultimi di spostamento (**Figura 6.18**) e si può pensare di correggere questa deriva o allungando il dominio e mantenendo costanti tutti gli altri parametri o aumentando l'angolo di attrito (così da necessitare meno lunghezza per equilibrare l'azione di tiro) e mantenendo costante la geometria.

Va da sé che, se la condotta viene protetta da agenti corrosivi o deterioranti attraverso opportuni rivestimenti (fibra di vetro catramato), l'angolo d'attrito di interfaccia non può variare, mentre per condotte non rivestite e non protette diventa importante l'intervallo di tempo intercorso tra la messa in opera e l'occorrenza della dislocazione, perché nel frattempo il fenomeno di ossidazione dovuto, ad esempio, alla risalita della falda o all'infiltrazione d'acqua nella trincea comporta l'aumento della rugosità della superficie della tubazione per via della formazione di ruggine superficiale, con mobilitazione di maggior attrito all'interfaccia suolo-tubo. Le risorse computazionali

disponibili non consentono, tuttavia, aumenti eccessivi della lunghezza del dominio, che allungherebbero ulteriormente i tempi di analisi per una simulazione già estremamente onerosa.

6.6 Influenza della lunghezza del dominio

Come si diceva, si è visto che i risultati ottenuti sono funzione della lunghezza del dominio, in virtù del fatto che la condotta tende a distribuire le tensioni e le deformazioni, indotte dalla dislocazione di faglia, lungo il suo sviluppo longitudinale e, se questo non è sufficiente, si sviluppa un sovratensionamento della condotta che porta, se non ci sono ancoraggi in prossimità della faglia (come da progetto), ad una sottostima degli spostamenti effettivamente sostenibili dall'opera. Si riportano, a titolo di esempio in Tabella 28, i risultati delle analisi eseguite in condizioni operative (cioè con contributo barico interno alla condotta) al variare della lunghezza del dominio e si vede piuttosto chiaramente la dipendenza della soluzione dalla taglia del modello. A titolo di esempio si guardi l'immersione massima: il modello più corto prevede uno spostamento massimo di 2.1m con rottura a trazione, quello più lungo prevede un simile spostamento ma con rottura per instabilità locale, cioè cambia drasticamente il meccanismo di rottura. Dal punto di vista dei valori ottenuti, il risultato che più si avvicina al metodo delle cerniere plastiche sembra essere il modello lungo 600m (Figura 6.15), pur non essendo questo un modello corretto nella descrizione delle tensioni nella condotta al raggiungimento dello spostamento ultimo.

Δ_{SLU} - Meccanico	L=150m	L=600m	L=1200m	L=2000m
$\beta=50^\circ$	0.62	1.85	2.93	3.8
$\beta=60^\circ$	0.75	2.32	3.65	4.9
$\beta=70^\circ$	1.08	3.27	4.9	>5
$\beta=80^\circ$	2.08	>5	1.95	2.2

Tabella 28: dipendenza della soluzione, in condizioni operative, dalla taglia del modello

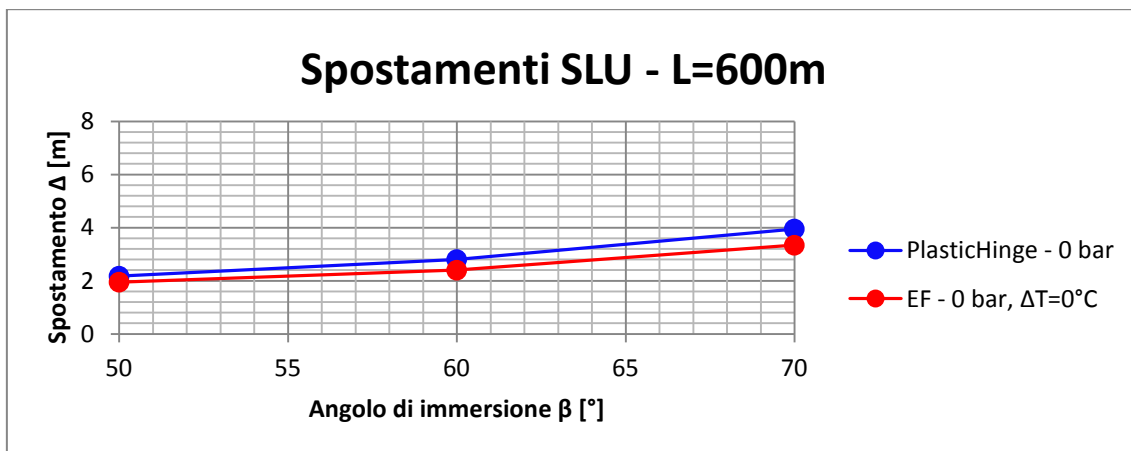


Figura 6.15: la riduzione del sovratensionamento genera un sollevamento della curva di spostamento massimo ammissibile rispetto al caso L=150m. Tale curva si avvicina a quella ottenuta col metodo delle cerniere plastiche

Correttamente, la maggior deformazione assiale nella condotta si sviluppa, in tutti i modelli, a qualche metro dal piano di faglia, a lato foot wall, tuttavia, se lo sviluppo longitudinale è insufficiente a dissipare l'effetto della PGD, le condizioni al contorno, rappresentative delle condizioni di lontano, diventano influenti su quello che succede in prossimità della faglia: in sostanza ciò che succede è che la condotta vorrebbe scaricare, attraverso l'attrito col terreno, le tensioni lungo tutto il proprio sviluppo longitudinale ma non lo può fare perché il dominio non è sufficientemente lungo. L' indesiderata interazione tra condizioni al contorno e tensioni indotte dalla dislocazione tettonica genera una deriva della linea base ("baseline shift") sia delle tensioni che delle deformazioni (figura 6.16), con effetti peggiori man mano che si riduce l'angolo di immersione della faglia:

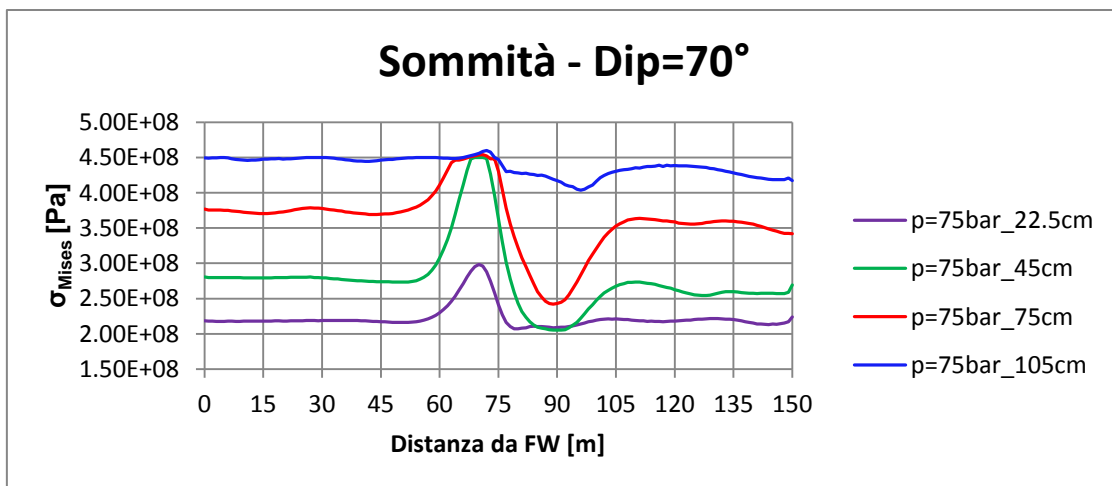
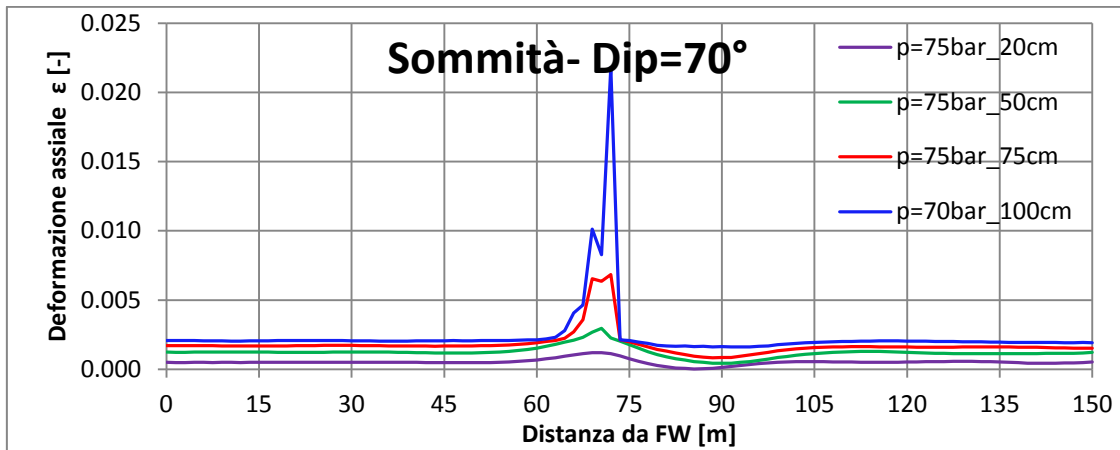


Figura 6.16: evidenza della deriva della linea base deformativa (primo grafico) e tensionale (secondo grafico) dovuta all'insufficiente lunghezza del dominio. I grafici fanno riferimento alla sommità della condotta, con immersione di faglia pari a 70°

Questa deriva della linea di base diventa meno esasperata proprio allungando il dominio: l'angolo di attrito non è elevato e quindi lo scorrimento della condotta all'interno della sua sede incontrare una resistenza piuttosto modesta, che necessita di una lunghezza considerevole con la quale equilibrare l'azione di tiro imposta dalle condizioni al contorno. In questo senso, la Figura 6.17 costituisce un buon esempio con cui poter comprendere bene quella che è l'influenza delle condizioni al contorno: entro certi valori di spostamento, le tensioni longitudinali indotte dalla faglia vengono equilibrate dagli sforzi di taglio agenti all'interfaccia tra terreno e condotta, col risultato che la curva delle tensioni tende ad adagiarsi sulla curva rappresentativa della tensione in assenza di spostamento di faglia.

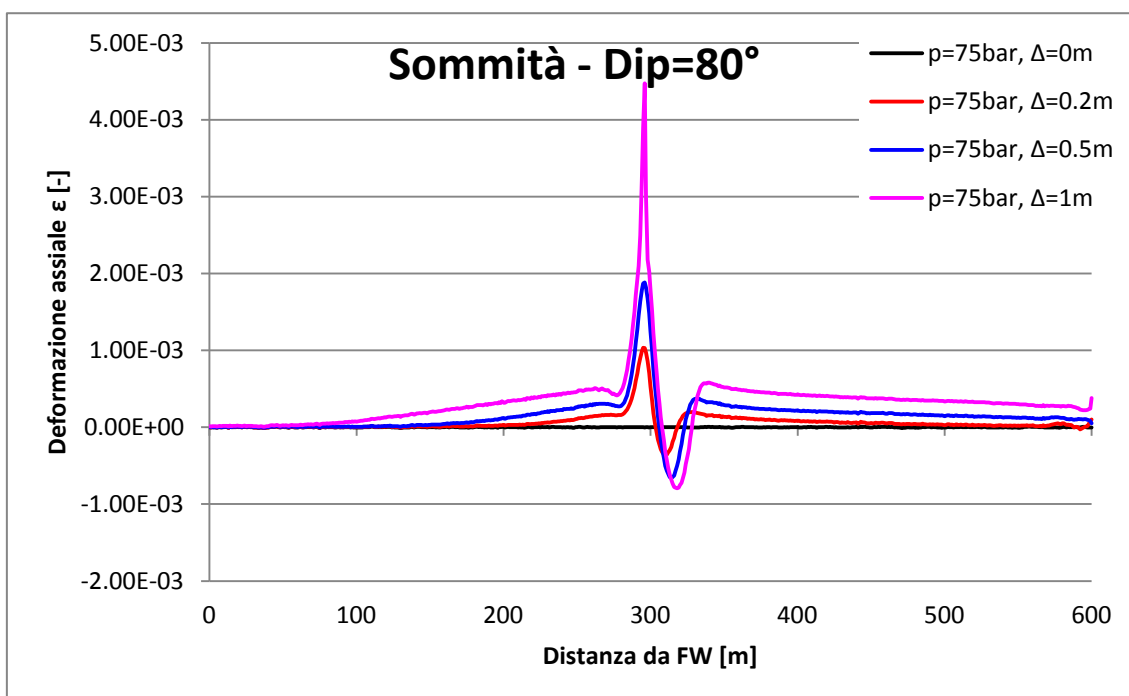


Figura 6.17: profilo di deformazione longitudinale sulla sommità della condotta, per immersione 80° e diversi valori di spostamento. La deriva della linea base è più contenuta rispetto al modello più corto ma ancora eccessiva per spostamenti importanti

Come si diceva, a rigore nemmeno il modello lungo 1200m è sufficiente a fornire risultati che rispecchino, in termini di tensioni, quello che succede in sito: fintanto che l'angolo di immersione è considerevole (80°), la componente di spostamento verticale prevale su quella orizzontale e quindi, come mostrato in **Figura 6.18**, 1200m sono sufficienti a equilibrare l'azione di tiro imposta e a rendere più affidabile la stima delle tensioni in prossimità del piano di faglia. Al diminuire dell'angolo di immersione la bontà della stima tende a peggiorare: all'estremità dove viene imposto lo spostamento, oltre certi valori di spostamento la tensione all'estremità trasla rispetto alla situazione ideale per cui idealmente bisogna pensare di prolungare il ramo destro del grafico ivi commentato fino a intersecare la curva di tensione in assenza di

spostamento, definendo così una taglia minima per il dominio, fissato un valore di spostamento di progetto.

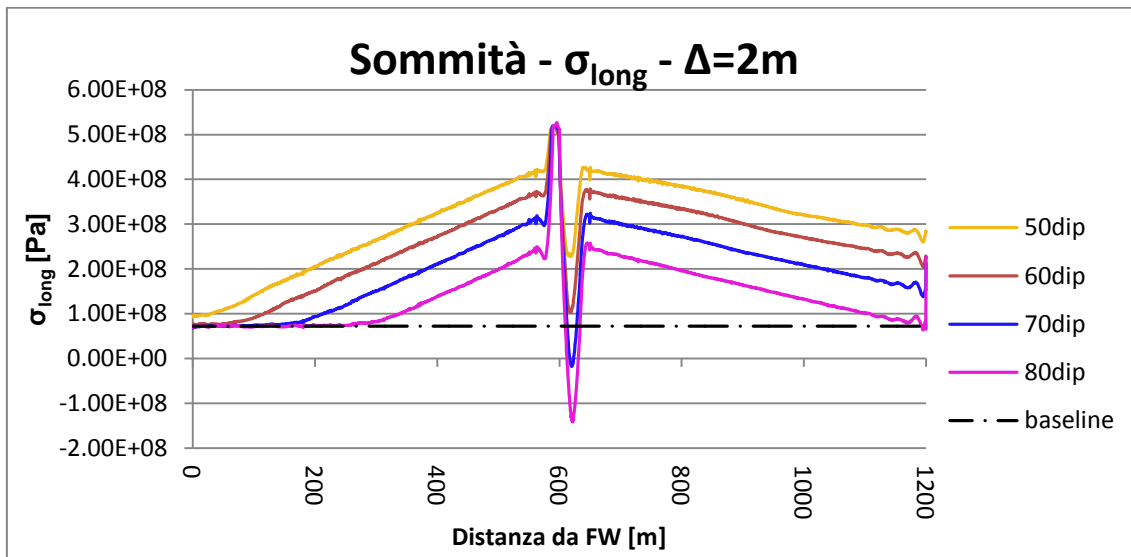


Figura 6.18: profili di tensione longitudinale lungo la sommità della condotta, immersione a 50°. Il fenomeno di deriva della linea base c'è ancora per spostamenti superiori ai 2m

Come si accennava, quello che i due modelli più corti mettono in luce è come la prestazione della condotta, in assenza di contributo termico, sia poco dipendente dalla pressione interna: pur aumentando notevolmente la sollecitazione della condotta nella fase statica, le analisi svolte sull'andamento della deformazione massima nel tronco di condotta più sollecitato hanno evidenziato come la pressione interna peggiori la prestazione della condotta ma non in maniera significativa, considerate le approssimazioni fatte.

Spostamenti SLU [m] – L=150m			
Angolo di immersione β [°]	Cerniere plastiche	Abaqus_p=0bar	Abaqus_p=75bar
50	2.175	0.65	0.62
60	2.8	0.83	0.75
70	3.95	1.19	1.08
80	6.5	2.22	2.08

Spostamenti SLU [m] – L=600m			
Angolo di immersione β [°]	Cerniere plastiche	Abaqus_p=0bar	Abaqus_p=75bar
50	2.175	1.95	1.9
60	2.8	2.4	2.32
70	3.95	3.34	3.27
80	6.5	-	-

Tabella 29: valori di spostamento per L=150m e L=600m con evidenza della non significativa differenza tra assenza e presenza di contributo di pressione interna

Resta quindi giustificato il confronto fatto nel paragrafo 6.4, pur non essendo a rigore legittimo. I modelli più corti sono serviti anche per capire come calibrare il fattore di scala per la conducibilità termica, necessario per poter ottenere dei valori di tensione più vicini possibile ai valori teorici.

Stato di sforzo	NO TERMICO	TERMICO
σ_{circ} [MPa]	237.6	237.4
σ_{long} [MPa]	71.35	-51.22
τ [MPa]	-0.007	-0.026

Tabella 30: stato di sforzo nella sezione di condotta rappresentativa per la fine della fase statica

La differenza sostanziale tra il caso di accoppiamento termico e il caso di solo contributo barico sta nello scarico assiale della condotta, che da tesa, alla fine della fase statica, diventa compressa (Tabella 30), in virtù del fatto che le condizioni al contorno applicate durante la fase statica impediscono alla condotta di dilatare per effetto termico. Si nota piuttosto bene come l'entità degli sforzi normali (longitudinale e circonferenziale) sia, rispetto a quelli tangenziali, tale da poterli considerare sforzi principali. Lo scarico assiale che si sviluppa in virtù della compressione influisce anche sui valori di tensione osservati durante la fase di rottura, soprattutto nelle prime fasi (spostamenti inferiori al metro) e la differenza tra l'assenza e la presenza di contributo termico, in termini di sforzi longitudinali, è praticamente pari alla soluzione teorica (con differenze dell'ordine di pochi MPa) per la tensione assiale generata da un incremento di temperatura, per la quale

$$\sigma_{term} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad [6.5]$$

$$= 210 \cdot 10^9 Pa \cdot 1.3 \cdot \frac{10^{-5}}{^{\circ}C} \cdot 45^{\circ}C = 122.85 MPa$$

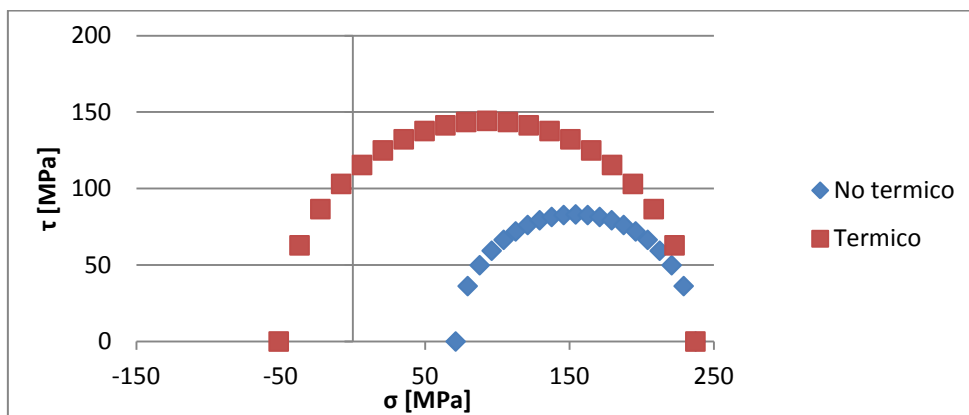


Figura 6.19: cerchi di Mohr per la sezione in esame, con riferimento ai valori di Tabella 30, in assenza e in presenza di contributo termico, quest'ultimo con conseguente aumento del diametro del cerchio

Sempre parlando dell'analisi termica, i modelli preliminari hanno permesso di comprendere, con tutti i limiti del caso, quali sono gli effetti sulla condotta dovuti allo scarico assiale generato dalla compressione della condotta alle estremità: con riferimento ai risultati riportati in Tabella 31, questi modelli hanno evidenziato come la temperatura interna può cambiare il meccanismo di rottura in alcuni casi limite ma, in generale, tende a fornire un effetto benefico alla condotta in termini prestazionali se questa si rompe a trazione. Si ribadisce che questa è una considerazione del tutto generale: il modo migliore per poter verificare questo aspetto è effettuare le analisi termo-meccaniche accoppiate sulle casistiche rimanenti e anche per altri valori di immersioni, siano essi intermedi (ad esempio per capire qual è la massima immersione che garantisce un meccanismo di rottura a trazione) o no, magari nell'ambito dello studio su faglia inversa, che in questo lavoro non è stato affrontato ma che sicuramente costituisce un altro problema di progettazione sismica importante.

Spostamenti SLU - L=150m			
β [°]	EF - 0 bar, $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$	EF - 75 bar, $\Delta T = 0^{\circ}\text{C}$	EF - 75 bar, $\Delta T = 45^{\circ}\text{C}$
50	0.65	0.62	0.79
60	0.83	0.75	0.96
70	1.19	1.08	1.34
80	2.22	2.08	2.23

Spostamenti SLU - L=600m			
β [°]	EF - 0 bar, $\Delta T=0^{\circ}\text{C}$	EF - 75 bar, $\Delta T = 0^{\circ}\text{C}$	EF - 75 bar, $\Delta T = 45^{\circ}\text{C}$
50	1.95	1.85	2.41
60	2.4	2.32	3
70	3.34	3.27	>5
80	>5	>5	1.32

Tabella 31: spostamenti limite ultimi ottenuti coi modelli preliminari, con riferimento a tutte le casistiche ipotizzate inizialmente

7 Conclusioni

Le analisi svolte hanno fornito delle indicazioni su come una condotta interrata si comporta se la faglia normale che viene attraversata si attiva dando luogo a uno spostamento permanente. L'obiettivo di questo lavoro di tesi è stato quello di inquadrare il problema della progettazione sismica delle condotte atte a convogliare alcune risorse di grande uso quotidiano, analizzando il problema dell'attraversamento in faglia normale e studiando quali sono le maggior criticità del problema, in modo da poter comprendere come risolverle.

E' stato mostrato un primo inquadramento del problema, insieme con quelli che sono stati gli effetti di sismi del passato sulle condotte. Si è poi fornito un quadro generale della costruzione delle condotte, con riferimenti a come le attuali tecnologie costruttive si inseriscono all'interno del progetto sismico, quali sono le criticità progettuali e come le normative vigenti indirizzino il progetto sismico di queste infrastrutture, sulla base di un approccio progettuale che può essere definito come "strain based design", cioè un progetto sismico basato sui limiti di deformazione ammissibile dal materiale che, a trazione, sono tra il 2 e il 3% nei casi più comuni, fino al 4% in rari casi ove si adottino particolari tecnologie costruttive, mentre a compressione sono essenzialmente funzione delle caratteristiche geometriche della condotta, quindi del suo diametro e spessore.

Si è poi parlato dei metodi analitici semplificati, con progressivo aumento del grado di complessità man mano che vengono fornite più indicazioni sulla natura del problema, passando dal trascurare completamente la deformazione flessionale (Newmark&Hall) a localizzarla in punti precisi della condotta (metodo delle cerniere plastiche), evidenziandone punti di forza e limiti. E' stato adattato il metodo delle cerniere plastiche al caso di faglia normale, modificando opportunamente alcuni termini geometrici per tenere conto della forte asimmetria del problema, con risultati abbastanza soddisfacenti se si considera la struttura del modello adattato, che in effetti necessiterà di opportune modifiche sulla base delle analisi numeriche svolte, magari optando per una minimizzazione della potenza dissipata che non sia basata su un solo parametro ma su più di uno (ad esempio la lunghezza di condotta necessaria a dissipare le tensioni).

Infine è stato costruito un modello a elementi finiti apposito per lo studio del problema e i risultati delle analisi hanno messo in luce alcuni aspetti:

- L'importanza delle dimensioni del dominio. La modellazione in grandi spostamenti necessita di domini di analisi di estensione sempre maggiore man mano che l'angolo di immersione diminuisce, quindi man mano che l'azione di tiro assiale diventa importante rispetto alla componente trasversale.

- Le incertezze legate alla descrizione dei materiali coinvolti: la definizione di curve costitutive di progetto sulla base di prove specifiche per il materiale adottato fornisce una descrizione più affidabile del problema. Ovviamente la scelta di valori caratteristici rende del tutto generiche le conclusioni tratte.
- Le prestazioni: le condotte in acciaio, modellato con legame costitutivo elasto-plastico incrudente bilineare e sotto le ipotesi di continuità della condotta, suolo omogeneo secco e legame costitutivo isotropo, sono in grado di sopportare spostamenti considerevoli prima del raggiungimento dei limiti progettuali previsti da normativa. Tali spostamenti sono più contenuti se il meccanismo di rottura è quello di instabilità locale, mentre tendono a essere più grandi se il meccanismo di rottura è quello a trazione.
- I limiti deformativi previsti dalla normativa, soprattutto per quanto riguarda la trazione, appaiono pienamente giustificati. Entro un intervallo deformativo tra il 2 e il 3% a trazione, si assiste ad un'accelerazione delle deformazioni massime nel tronco di condotta più sollecitato, a evidenziare come effettivamente la condotta si stia avvicinando alla rottura.
- L'effetto della variazione di temperatura è benefico se la condotta ha, come meccanismo di rottura, quello a trazione, mentre è sfavorevole se la condotta ha come meccanismo di rottura quello per instabilità locale.

Non disponendo di dati di sito, non si è in grado di dire quanto la descrizione fatta sia vicina alla realtà del problema: le ipotesi fatte sono valide a livello modellistico ma poi, nei casi reali, bisogna tenere conto di tanti aspetti diversi, ad esempio:

- in virtù di possibili vincoli paesaggistici, il tracciato della condotta può essere tutto fuorché rettilineo. Quest'ultimo aspetto non è oggetto di indagine in questa sede e gli effetti indotti dalle curve andrebbero decisamente studiate con questo appunto.
- Le simulazioni condotte non hanno mai tenuto conto della presenza di acqua nel suolo, né degli effetti che una variazione del grado di saturazione dello stesso può avere su tali infrastrutture. Nel caso di terreno saturo, è comprensibile come l'acqua abbia un duplice effetto: da una parte riduce la spinta dovuta al terreno (perché riduce le forze di contatto tra i granelli), dall'altra, se la condotta non è opportunamente rivestita, genera un degrado del materiale.

Nell'ottica dei futuri sviluppi sugli studi inerenti all'ambito trattato, si inseriscono una serie di proposte per rendere l'analisi più robusta e affidabile:

- Una migliore descrizione del suolo è in grado di dare una definizione delle forze di interazione che sia più affidabile: in quest'ottica, sarebbero necessari dei dati di sito relativi al terreno di riempimento che si vuole utilizzare per la trincea, in particolare è necessario sapere se il materiale dilata, quanto dilata e se si sviluppa il fenomeno di strain softening (per il quale, come si diceva, i parametri di resistenza diminuiscono all'aumentare delle deformazioni plastiche), in modo da poter valutare la presenza di comportamenti residui. Ovviamente, se si vuole valutare la risposta del sistema in caso di presenza di acqua nel suolo, le prove necessarie dovrebbero essere svolte sia in condizioni drenate che non drenate.
- La distribuzione dello spostamento tettonico è una scelta modellistica volta a rendere meno artificioso il comportamento del suolo in prossimità del piano di faglia. Ora, stabilire come lo spostamento tettonico si distribuisca alla base di una trincea sabbiosa (base che non è rigida, come nel caso analizzato) è una questione che va affrontata necessariamente partendo da un dominio più grosso, con uno spessore maggiore, in modo che l'influenza del campo di spostamenti alla base del dominio pesi sempre meno sul comportamento del terreno attorno alla condotta. Come si diceva, dovendo necessariamente studiare il comportamento della condotta lungo il suo asse, ci si è preoccupati di meno delle dimensioni della sezione di trincea (che pure è stata presa quadrata di lato 5m), tuttavia, con workstation ancora più potenti sarebbe possibile lavorare su domini di volume maggiore in tempi più ragionevoli. Non si ritiene, sulla base delle analisi fatte, che le dimensioni della sezione influenzino particolarmente la soluzione; peraltro aumentare le dimensioni del dominio significa dover lavorare anche sulle curve di variazione dei carichi applicati, nonché sul passo temporale (perché a quel punto le onde dilatazionali attraversano uno spessore di materiale maggiore non solo in direzione longitudinale): non bisogna perdere di vista l'importanza di come i carichi e i cedimenti vincolari sono applicati.
- Le analisi sono svolte in modalità esplicita che, come detto, tendenzialmente trascura il rispetto dell'equilibrio, a meno che, lavorando sulle curve di amplificazione (le quali possono essere tranquillamente diverse da quelle usate in questo lavoro) si possa giungere ad una miglior definizione della soluzione "vera": questo è stato fatto per la fase statica, ove si è imposto un plateau nella curva di amplificazione in modo da rendere più efficace l'azione di smorzamento. Una cosa del tutto simile potrebbe essere fatta per la fase di rottura, cioè utilizzare una sorta di funzione a gradini, oppure abbassare la pendenza della curva (e quindi allungare lo step time): sono tutte valide alternative di progettazione del modello che possono dare un'idea più chiara

sulla robustezza della soluzione trovata. Ovviamente la risoluzione del problema in modalità implicita metterebbe da parte la definizione delle curve di amplificazione, tuttavia, sulla base delle risorse computazionali a disposizione, la scelta di un'analisi implicita può costituire un problema in ordine di tempi di calcolo richiesti.

- Avere a disposizione una serie di prove effettuate sull'acciaio utilizzato per la condotta, permetterebbe di definire in modo più preciso la curva stress-strain di progetto, senza basarsi su dati di letteratura e ipotizzare schemi descrittivi, nonché di stabilire il grado di anisotropia del comportamento del materiale.
- Se si dispone di sufficiente tempo, fare delle analisi parametriche su un modello simile può fornire indicazioni molto utili in termini di linee guida progettuali, magari confermando o integrando le direttive già esistenti. Questo equivale a dire: variare l'angolo di attrito sia del materiale che all'interfaccia, inserire un contributo coesivo al terreno, cambiare lo spessore o il diametro o la profondità di reinterro della tubazione, inserire una componente orizzontale di spostamento per vedere come l'intersezione tra asse della condotta e piano di faglia cambia la risposta della condotta stessa. In questo lavoro ci si è preoccupati di studiare gli effetti della variazione dell'angolo di immersione, variazione che ha evidenziato notevoli criticità in termini di risposta del sistema: capire quale sia la lunghezza ottima del dominio, a meno di dati specifici (ad esempio, presenza di ancoraggi lungo il percorso) è un problema che va affrontato un passo alla volta, in quanto non ci sono, allo stato attuale, indicazioni in merito, almeno non per spostamenti superiori ad un certo valore. E' un lavoro che richiede diverso tempo, dato che allungare il dominio significa, a parità di risorse, aumentare i tempi di calcolo ma è qualcosa che va fatto se si vuole fornire delle indicazioni progettuali migliori possibili.

Le conclusioni tratte dalla modellazione fatta forniscono sicuramente una buona base di partenza su cui poter sviluppare ulteriori modelli che tengano conto delle indicazioni tratte in questo lavoro.

Per quanto riguarda il progetto sismico di condotte in faglia normale, l'integrazione di analisi parametriche contribuisce a rendere più completo il lavoro, pur trattandosi di un processo lungo e molto oneroso, viste le dimensioni del dominio di analisi che sono decisamente considerevoli. Tra queste analisi, variare la temperatura e la pressione interna fornisce sicuramente un'ottima indicazione su quanto la prestazione richiesta dalla condotta sia influenzata dalle diverse condizioni termiche interne ed esterne e sulle condizioni del fluido transitante.

Il modello che è stato costruito potrebbe essere usato per descrivere gli effetti di faglia inversa, sul quale ci sono perlopiù indicazioni di massima sugli effetti generati dallo

scavalcamento del terreno dovuto all'avvicinamento relativo delle due zone a cavallo della faglia, su come minimizzare gli sforzi di compressione che verrebbero generati, ma in questo ambito la letteratura disponibile è meno dettagliata e fitta rispetto ai casi di faglie trascorrenti e normali.

Altri possibili sviluppi sarebbero gli attraversamenti di condotte in roccia: in questo senso esistono già delle indicazioni di progetto relative a come compensare l'incapacità del materiale roccioso, di adattarsi in modo "duttile" alla dislocazione tettonica, ad esempio inserendo la tubazione in un microtunnel riempito di materiale in grado di deformarsi e di garantire una maggior libertà di movimento all'infrastruttura.

Le considerazioni fatte in materia di meccanismo di rottura osservato sono potenzialmente in grado di integrare gli indirizzi progettuali fin qui noti, con l'obiettivo di migliorare, nel futuro, le scelte ingegneristiche necessarie a garantire la funzionalità dell'infrastruttura anche nel caso di eventi estremi di tale natura: come si è visto, spostamenti massimi dell'ordine dei 2m sono associati a eventi sismici molto violenti, con tempi di ritorno importanti, quindi affiancare al progetto antisismico a informazioni integrate sugli spostamenti attesi in una determinata località può dare delle risposte più precise su come progettare una condotta.

8 **BIBLIOGRAFIA**

- **Abaqus Analysis' User Manual** – Vol.3, Vol.4, Vol.5;
- **Abdoun T. et al.** – “Buried HDPE Pipelines Subjected to Normal Faulting – A Centrifuge Investigation”, 2012;
- **Alexoudi M et al.** – “Vulnerability assessment for pipelines under permanent ground deformations. Comparison between analytical and empirical approaches”, 2006;
- **Alexoudi M. et al.** – “Duzce (M7.2, 1999) Earthquake: Damage Correlation with the Microzonation Study and Vulnerability Assessment of the Water System in Duzce, Turkey”, 2005;
- **Anastasopoulos I. et al.** – “Numerical analyses of fault–foundation interaction”, © Springer Science+Business Media B.V. 2008
- **API Spec 5L, 44th Edition Specification for Line Pipe - ISO 3183:2007 (Modified) Steel Pipe for Pipeline Transportation Systems** – Aprile 2008;
- **ASCE Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems** – October 1984;
- **ASCE-ALA Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe** - July 2001;
- **ASCE-ALA Seismic Fragility Formulations For Water Systems, Part 1** – April 2001;
- **Concrete-pipe.org**;
- **Dimitrios K. Karamitros et al.**- “Stress analysis of buried steel pipelines at strike-slip fault crossings”;
- **Eidinger J.M et al.**-“ Performance of a Pipeline at a Fault Crossing”;
- **Elasticità e Plasticità** - Dispense del corso di Geotecnica II, Università degli Studi di Ferrara;
- **EQE International** - “The Landers and Big Bear earthquakes of June 28, 1992”;
- **Erdik M.**-“ Report on 1999 Kocaeli and Duzce (Turkey) Earthquakes”;
- **Eurocodice 8** – “Progetto di Strutture per la Resistenza Sismica”;
- **Federal Emergency Management Agency (FEMA)**;
- **Fukuda H .-** “Damages in the KOBE Earthquake & Japanese Seismic Design Guidelines of Drinking Water Supply Facilities”;
- **Giovanni Lanzano et al.**- “Vulnerability of Pipelines Subjected to Permanent Deformation Due to Geotechnical Co-seismic Effects”;
- **Grases Josè** - “Example of Effects of Earthquakes on Pipeline Systems (1969-1997)”;
- **Gruppo Tea** – Standard di progetto SP-TEA-001;
- **HERA s.p.a.** SOT MODENA, cap.1.4 - RETE DISTRIBUZIONE GAS METANO-CARATTERISTICHE E SEZIONI DI POSA, Aggiornamento Settembre 2012;

- **Kennedy R.P et al.** – “Fault Movement Effects On Buried Oil Pipeline”;
- LESSLOSS Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides Integrated Project – Deliverable D89 – Technical Report on the Assessment of Vulnerability Functions for Pipelines, Shallow Tunnels and Waterfront Structures;
- **Miki C., Kobayashi T. et al.** – “Deformation and Fracture Properties of Steel Pipe Bend with Internal Pressure subjected to In-Plane Bending”, 12WCEE2000;
- **Milano V.**-“Acquedotti”, Hoepli editore;
- **Newmark N.M and Hall W.J** – “Pipeline Design To Resist Large Fault Displacement”;
- **Nova R.** – “Fondamenti di meccanica delle terre”, edizione McGraw Hill;
- **O’Rourke M.J., Liu X.** – “Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake Effects” (1999);
- **O’Rourke T.D et al.**-“ Water, gas, electric power and telecommunications performance” Special issue on Kocaeli 1999 Earthquake, Earthquake Spectra, 16, 377-402;
- **Pau M.** – “Cenni su controlli non distruttivi” – Dipartimento di Ingegneria Meccanica, Università di Cagliari;
- **Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943)** - “Description of stress-strain curves by three parameters-TN902”;
- **Roberto P. et al.** – “Simplified modelling of continuous buried pipelines subject to earthquake fault rupture”;
- **Xiaojian Xie et al.** - “Numerical Modeling of Buried HDPE Pipelines Subjected to Normal Faulting: A Case Study”;