



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

REVISION DE MODELOS NUMERICOS PARA PREDECIR EL
COMPORTAMIENTO DE TUBERIAS ENTERRADAS ANTE
SOLICITACIONES SISMICAS

MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

MARCELO GIOVANNI MELLA CONTRERAS

PROFESOR GUIA:
JUAN FELIPE BELTRAN MORALES

MIEMBROS DE LA COMISION:
RICARDO HERRERA MARDONES
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS

SANTIAGO DE CHILE
MARZO, 2013

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL
POR: MARCELO GIOVANNI MELLA CONTRERAS
FECHA: 21/03/2013
PROF. GUIA: Sr. JUAN FELIPE BELTRAN MORALES

“REVISION DE MODELOS NUMERICOS PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO DE
TUBERIAS ENTERRADAS ANTE SOLICITACIONES SISMICAS”

El objetivo de este trabajo es el de presentar una revisión de estado del arte del análisis del comportamiento de tuberías enterradas frente a solicitaciones sísmicas.

Para lo anterior, se realizó una revisión bibliográfica con el objeto de establecer las filosofías de diseño de tuberías enterradas e identificar los modelos numéricos más citados en la literatura, para luego clasificarlos y describirlos en términos de los métodos de análisis utilizados, sus hipótesis y tipos de amenazas sísmicas. Además, se realizó una breve descripción de los daños en los sistemas de tuberías a raíz del sismo del 27 de febrero de 2010.

Los modelos escogidos han sido clasificados en dos categorías según el tipo de amenaza sísmica presente en el problema. En primer lugar, se han agrupado los modelos asociados a la acción de ondas sísmicas, y en segundo lugar, se han agrupado los modelos asociados a amenazas presentes en el suelo, como lo son las fallas geológicas, deslizamientos y desplazamientos permanentes en el suelo.

Además, se presentan algunas comparaciones al final de cada capítulo, y en el caso de los efectos asociados al suelo (fallas geológicas), se compara con resultados numéricos de modelos no considerados por las guías de diseño utilizadas.

En base a los resultados obtenidos, la profundidad de entierro, y en general, los parámetros del suelo que proporcionan un aumento en las fuerzas de interacción en la interfase suelo-tubería, inciden negativamente en la respuesta de ésta, pues aumentan las deformaciones unitarias en el elemento.

Por último, en la norma NCh2369.Of2003 no contempla el diseño de este tipo de elementos, por lo que es deseable contar en el mediano plazo con alguna norma que incluya este apartado, pues se presenciaron daños en tuberías enterradas luego del sismo del 27 de febrero de 2010.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer desde el fondo de mi alma a mis padres y hermanos, pues su apoyo incondicional me permitió llegar al final de este ciclo.

También quiero agradecer a mi profesor guía, don Juan Felipe Beltrán, quien me orientó y aconsejó en todo momento durante el desarrollo de esta memoria, y a los profesores Ricardo Herrera y Ricardo Moffat, quienes aceptaron gentilmente formar parte de la comisión.

Por último, no puedo dejar de olvidar a los que ya partieron, especialmente a mi abuela Irma y a mi primo Rodrigo. Sea cual sea el lugar en donde se encuentren, sé que sus almas partieron al encuentro de Dios, y que algún día nos volveremos a encontrar.

INDICE

1. INTRODUCCION.....	10
1.1. Objetivos.....	10
2. ANTECEDENTES BIBLIOGRAFICOS.....	11
2.1. Introducción.....	11
2.1.2. Métodos de análisis.....	14
2.2. Terremoto 27F y daños en infraestructura.....	19
3. MODOS Y CRITERIOS DE FALLA EN TUBERIAS CONTINUAS	23
3.1. Falla debido al esfuerzo axial.....	23
3.2. Pandeo local.....	24
3.3. Pandeo global	25
4. MODELOS DE RESPUESTA SISMICA DE TUBERIAS CONTINUAS	28
4.1. Modelos asociados a la acción de ondas sísmicas	28
4.1.1. Introducción	28
4.1.2. Tuberías rectas y continuas	30
4.1.3. Modelo de Newmark (1967)	30
4.1.4. Modelo de Shinozuka y Koike (1979).....	32
4.1.5. Modelo de O'Rourke y El Hmadi (1988).....	34
4.1.6. Tuberías de gran diámetro.....	36
4.1.7. Análisis y comparación entre modelos.....	37
4.2. Modelos asociados a deformaciones permanentes del suelo.....	40
4.2.2. Modelos asociados a la deformación longitudinal permanente del suelo.....	40
4.2.3. Modelos asociados a la deformación transversal permanente del suelo.....	48

4.3.	Modelos asociados a la acción de fallas geológicas.....	62
4.3.1.	Introducción	62
5.	CONCLUSIONES.....	85
5.1.	Discusión	85
5.2.	Recomendaciones	85
5.3	Desafíos	86
	REFERENCIAS	88
	ANEXO A – FORMULAS PARA MODELAR LA INTERACCION SUELO-TUBERIA ..	94
	ANEXO B – EJEMPLOS DE APLICACIÓN	98

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Daños Infraestructura Sanitaria (Ahumada y Duarte, 2012).....	20
Tabla 2.2: Población (Ahumada y Duarte, 2012).....	21
Tabla 3.1: Parámetros de Ramberg Osgood para distintos tipos de acero (O'Rourke y Liu, 1999)	24
Tabla 4.1: v_0 y constantes de integración (Miyajima y Kitaura, 1989)	51
Tabla A.1: Factores de capacidad de soporte horizontal (ALA, 2001)	96

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Modelo de viga en medio elástico (Datta, 1999)	12
Figura 2.2: Modelo de placas (Datta, 1999)	12
Figura 2.3: Modelo de deformaciones planas (Datta, 1999)	13
Figura 2.4: Modelo híbrido (Datta, 1999)	13
Figura 2.5: Localización del epicentro del sismo del 27 de febrero (Ahumada y Duarte, 2012)..	19
Figura 2.6: Rotura de Impulsión a Navidad (Ahumada y Duarte, 2012)	21
Figura 2.7: Daño en Colector Zona Norte, Santiago (Ahumada y Duarte, 2012)	22
Figura 3.1: Diámetro mínimo interior de la tubería (IITK-GSDMA, 2007)	25
Figura 3.2: Profundidad de entierro crítica para acero Grado B (O'Rourke y Liu, 1999)	26
Figura 3.3: Profundidad de entierro crítica para acero Grado X-60 (O'Rourke y Liu, 1999).....	27
Figura 4.1: Diagrama de ondas sísmicas (Rodríguez, 2003).....	28
Figura 4.2: Esquema de velocidad de onda aparente para una onda S (IITK-GSDMA, 2007)	29
Figura 4.3: Tubería sometida a la propagación de una onda de corte (O'Rourke y Liu, 1999)....	31
Figura 4.4: Modelo de tubería continua (O'Rourke y Liu, 1999)	34
Figura 4.5: Modelo de deformación por fricción para propagación de ondas (O'Rourke y Liu, 1999).....	36
Figura 4.6: Deformación axial en tubería en función del parámetro H/D	38
Figura 4.7: Deformación axial en tubería en función del parámetro λ	39
Figura 4.8: Deformación axial en tubería en función del parámetro C_{ph}/V_m	40
Figura 4.9: Idealización del DPS mediante un Patrón de Bloque	41
Figura 4.10: Modelo para tubería elástica sometida a un DPS mediante un Patrón de Bloque (O'Rourke y Nordberg, 1992)	42

Figura 4.11: Distribución de desplazamiento, fuerza y deformación unitaria axial para el caso I (O'Rourke y Liu, 1999).....	45
Figura 4.12: Distribución de desplazamiento, fuerza y deformación unitaria axial para el caso II (O'Rourke y Liu, 1999).....	46
Figura 4.13: Deformación axial en tubería en función del parámetro H/D	47
Figura 4.14: Deformación axial en tubería en función del parámetro δ	48
Figura 4.15: Modelo para una tubería sometida a una DPS transversal espacialmente distribuida (Miyajima y Kitaura, 1989).....	49
Figura 4.16: Modelo para una tubería sometida a un DPS transversal espacialmente distribuido (O'Rourke y Liu, 1999).....	52
Figura 4.17: Cable flexible sometido a carga distribuida (O'Rourke y Liu, 1999).....	55
Figura 4.18: Deformación del suelo y de la tubería para $W = 30m$ y acero grado X-52 (O'Rourke y Liu, 1999).....	56
Figura 4.19: Deformación máxima en tubería en función del parámetro H/D	59
Figura 4.20: Deformación mínima en tubería en función del parámetro H/D	59
Figura 4.21: Deformación máxima en función del parámetro δ	60
Figura 4.22: Deformación mínima en función del parámetro δ	61
Figura 4.23: Deformación máxima y mínima en función del parámetro K_2/K_1	61
Figura 4.24: Diagrama de fallas geológicas (O'Rourke y Liu, 1999).....	62
Figura 4.25: Vista en planta del modelo de Newmark y Hall para una tubería que atraviesa una falla de rumbo (O'Rourke y Liu, 1999).....	64
Figura 4.26: Idealización tri-lineal del material.....	65
Figura 4.27: Vista en planta del modelo de Kennedy et al. (1977b), para una falla de rumbo (O'Rourke y Liu, 1999).....	67
Figura 4.28: Vista en planta del modelo de Wang y Yeh (1985) (O'Rourke y Liu, 1999).....	70
Figura 4.29: Fuerzas de interacción en el modelo de Wang y Yeh (1985).....	70

Figura 4.30: Configuración geométrica de la tubería enterrada sometida a un gran movimiento de falla de rumbo (Wang y Yeh, 1985).....	73
Figura 4.31: Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del alargamiento permisible de una tubería enterrada a lo largo de la falla (Wang y Yeh, 1985).....	73
Figura 4.32: Curva tensión-deformación para una tubería de acero grado X-70 (Newmark y Hall, 1975).....	75
Figura 4.33: Esquema modelo de Paolucci et al. (2010).....	77
Figura 4.34: Deformación máxima en tubería en función del parámetro H/D	80
Figura 4.35: Deformación en tubería en función del parámetro H/D para el modelo de Paolucci	81
Figura 4.36: Deformación axial en la tubería en la intersección de la falla en función del desplazamiento normalizado(Karamitros et al, 2007).....	82
Figura 4.37: Deformación axial máxima en la tubería en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007).....	83
Figura 4.38: Deformación de flexión en la tubería en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007).....	83
Figura 4.39: Deformación axial máxima en la tubería en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007).....	84
Figura A.1: Representación idealizada del resorte axial del suelo (IITK-GSDMA, 2007)	94
Figura A.2: Representación idealizada del resorte lateral del suelo (IITK-GSDMA, 2007)	95
Figura A.3: Representación idealizada de los resortes del suelo en dirección vertical (IITK-GSDMA, 2007)	97

1. INTRODUCCION

El aumento progresivo de la población ha traído una mayor dependencia por contar con eficientes sistemas de suministro de agua, gas, electricidad, entre otros, lo que ha derivado en el incremento del uso de estructuras subterráneas. Es por ello que cada vez es más crítica la necesidad de mantener estos servicios luego de un terremoto, puesto que son esenciales para enfrentar las emergencias después de un evento de gran magnitud, dando lugar al concepto de líneas vitales, de la que son parte las tuberías enterradas, objeto de estudio en esta ocasión.

Cabe señalar que el daño producido en un pequeño tramo de alguna red en particular puede afectar la estabilidad global de todo el sistema. Un ejemplo de aquello fue lo que ocurrió luego del terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile, así como luego del terremoto de Japón, en marzo de 2011, pues el suministro de los servicios básicos se vio interrumpido debido a la rotura de tuberías, afectando a gran parte de la población.

Una red de tuberías posee, además de secciones rectas y continuas, uniones en T, cruces y codos. Si bien, en este trabajo abarca sólo tuberías continuas, y no este tipo de elementos, hay estudios que profundizan en este tema. Por ejemplo, Shah y Chu (1974), Goodling (1983), y Shinozuka y Koike (1979) tratan los efectos que tienen la presencia de estos elementos sobre los esfuerzos de corte y flexión. Iwamoto et al. (1984) y O'Rourke y Liu (1999) tratan en profundidad lo relacionado con tuberías segmentadas.

1.1. Objetivos

El objetivo general de este trabajo de título es presentar el estado del arte del análisis del comportamiento de tuberías enterradas frente a sollicitaciones sísmicas. Entre los objetivos específicos, se destaca lo siguiente:

- Identificación de filosofías de diseño de tuberías enterradas.
- Clasificación de los modelos numéricos más citados en la literatura para simular el comportamiento de tuberías enterradas, de acuerdo a los métodos de análisis, hipótesis y tipos de amenazas sísmicas.
- Establecer las similitudes y diferencias entre los diversos modelos, a través de algunos análisis y comparaciones considerando algunos resultados numéricos de modelos no considerados por las guías de diseño utilizadas.
- Ejemplos de aplicación mediante la utilización de los modelos descritos en profundidad.

Se espera como resultado final obtener un documento de referencia en la materia que agrupe los modelos numéricos más citados en la literatura para predecir el comportamiento de tuberías enterradas ante sollicitaciones sísmicas.

2. ANTECEDENTES BIBLIOGRAFICOS

2.1. Introducción

En relación al comportamiento sísmico de tuberías enterradas, éste es diferente al comportamiento de estructuras sobre el suelo, pues las fuerzas inerciales horizontales, que son el principal factor que afecta a las estructuras sobre el suelo, en tuberías enterradas, son resistidas por el suelo. Por otro lado, en estructuras sobre el suelo, se asume que la fundación sigue el movimiento del suelo, y el desplazamiento relativo a la fundación es relevante. Otra diferencia entre estos tipos de estructuras es que el movimiento del suelo no varía espacialmente en estructuras sobre el suelo, y lo contrario pasa en tuberías enterradas, dada la diferencia de fases entre dos estaciones y el cambio en la forma por la variación de las propiedades del suelo a lo largo de la tubería. Por último el daño en una estructura sobre el suelo está generalmente restringido sólo a la estructura misma, pero el daño en un cierto lugar de una red de tuberías afectará otros sectores del sistema. (Datta, 1999).

Según Datta (1999), diversos estudios indican que principales amenazas a sistemas de tuberías enterradas son:

- Las excesivas tensiones y deformaciones axiales y de flexión producidas principalmente por la diferencia de fase y cambio de la forma de la onda entre diferentes puntos a lo largo de la tubería.
- Grandes desplazamientos producto de un movimiento de falla geológica, en el caso en que una tubería intersecte alguna.
- Deslizamientos de tierra y licuefacción en suelos.

2.1.1. Modelación del sistema-suelo tubería y de la excitación sísmica

Si se asume que el suelo no pierde su integridad durante un sismo, el concepto básico que controla el problema es que el suelo es rígido comparado con la estructura, por ende, la deformación sísmica es impuesta a la tubería, que a su vez debe ajustarse a ésta. Estas deformaciones son de dos tipos: curvatura y corte. La primera representa la directa imposición de la curvatura del suelo en la estructura, que debe tener la capacidad de absorber las deformaciones resultantes. La segunda representa el retraso del suelo en respuesta a la aceleración base impuesta por la roca basal. El efecto del sismo es la imposición de deformaciones arbitrarias que no pueden ser modificadas fortaleciendo la estructura (siempre y cuando el suelo sea más rígido que la estructura). El criterio estructural es dar ductilidad a la tubería para absorber la deformación impuesta sin perder la capacidad de resistir las cargas estáticas, en lugar de resistir fuerzas inerciales a un nivel de tensión especificado.

El modelo más simple es aquel que no toma en cuenta la interacción suelo-estructura. La estructura se asume que debe seguir la deformación del suelo. Cuando se considera esta interacción, los modelos que han sido ampliamente usados se muestran desde la Figura 2.1 a la Figura 2.4.

El modelo de viga en medio elástico (ver Figura 2.1) se utiliza para representar largas tuberías en la que deformaciones axiales y de flexión son de interés. Los resortes representan la rigidez del suelo, y el amortiguamiento y rigidez de éste se calculan separadamente, y son incluidos en el modelo matemático mediante resortes y amortiguadores equivalentes.

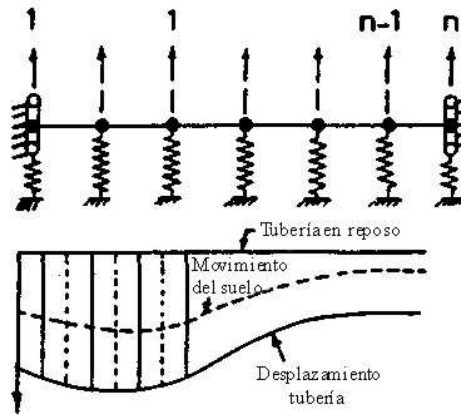


Figura 2.1: Modelo de viga en medio elástico (Datta, 1999)

El modelo de placas (ver Figura 2.2) permite obtener tensiones tangenciales y longitudinales debido a ondas sísmicas que inciden en un cierto ángulo con respecto al eje longitudinal así como en un ángulo con respecto a uno de los ejes principales de la sección transversal de la placa. Además, con este modelo se puede predecir la falla por pandeo.

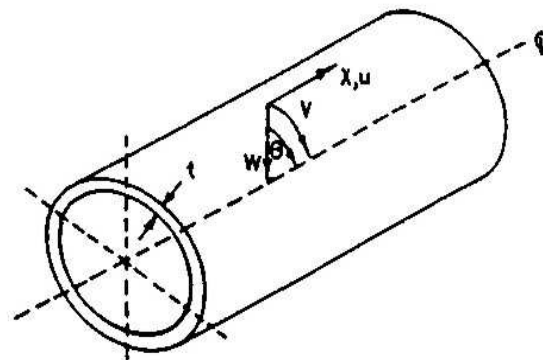


Figura 2.2: Modelo de placas (Datta, 1999)

El modelo de deformaciones planas (ver Figura 2.3) es ampliamente usado cuando la tensión circunferencial y el desplazamiento radial han de ser obtenidas debido a ondas sísmicas. También en este modelo se puede estudiar la posibilidad de pandeo de la sección transversal.

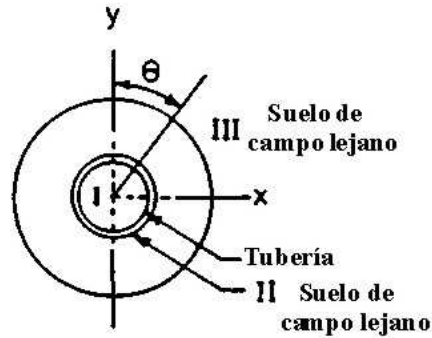


Figura 2.3: Modelo de deformaciones planas (Datta, 1999)

En el modelo híbrido (ver Figura 2.4), la región I (RI), de radio r_I , se modela mediante el método de elementos finitos. En cuanto a la región exterior II (RII), ésta se modela como un semiespacio continuo. En ambas regiones se adopta el modelo de deformaciones planas, y la continuidad de desplazamiento y deformaciones se mantiene en los límites de la interfase entre las dos regiones. H es la profundidad del centroide de la estructura, y t es el espesor de ésta.

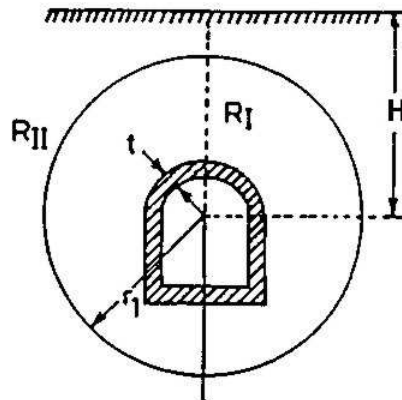


Figura 2.4: Modelo híbrido (Datta, 1999)

2.1.2. Métodos de análisis.

Los métodos de análisis utilizados en la literatura varían desde análisis simplificados hasta análisis complejos con el método de elementos finitos en tres dimensiones.

2.1.2.1. Análisis sin considerar interacción suelo-estructura.

Las deformaciones en estructuras largas se producen principalmente debido a la diferencia de fase (tiempo de retardo) y al cambio en la forma de la onda entre dos estaciones a lo largo de la estructura. Newmark y Rosenblueth (1971) presentaron métodos simplificados para calcular deformaciones en tuberías bajo los siguientes supuestos:

- Las fuerzas inerciales e interacción suelo-tubería se desprecian (suelo y tubería se mueven conjuntamente).
- La excitación sísmica se modela como onda viajera y su forma no varía (tiempo-historia en dos estaciones a lo largo del patrón de propagación difiere sólo en un tiempo de retardo).

Usando lo anterior, los autores obtuvieron la deformación de campo libre y curvatura.

Hindy y Novak (1979) propusieron otras expresiones para la deformación y curvatura de campo libre debido a dos tipos de ondas, principalmente a ondas P y S, para un ángulo cualquiera de incidencia de la onda sísmica. Kuesel (1969) aplicó este método al diseño sísmico del tren subterráneo de San Francisco.

Shah y Chu (1974) desarrollaron un enfoque simplificado para determinar tensiones sísmicas. El modelado simplificado y las fórmulas derivadas se basan en los valores de Newmark (1967) para deformaciones sísmicas en tuberías enterradas. Las fórmulas incluyen momento flector y fuerza de corte para elementos rectos, codos y uniones en T. Las fórmulas aproximadas no son válidas para una razón entre longitud de onda y largo menor que $3\pi/4$.

2.1.2.2. Análisis cuasiestático con interacción suelo-estructura.

Las deformaciones del suelo corresponden a una combinación de deformaciones en la tubería y deformación relativa en las uniones. Usando aquello, los límites superiores para la deformación axial en una tubería y la curvatura en un punto son obtenidos por Newmark y Rosenblueth (1971) y por Hall y Newmark (1977), despreciando las deformaciones relativas en las uniones (tubería supuesta como flexible respecto al suelo).

Wang et al. (1979) dan valores de límites superiores para los desplazamientos y rotaciones relativos en las juntas, ignorando las deformaciones en los segmentos de tubería (es decir, tubería rígida con respecto al suelo).

Wang et al. (1979) y Nelson y Weidlinger (1979), asumiendo que el desplazamiento del suelo en la dirección axial es igualado sólo por el desplazamiento de la junta, y que no ocurre deslizamiento entre tubería y suelo, presentaron dos análisis para el desplazamiento axial de tuberías segmentadas de gran longitud debido a ondas viajeras. Se usa el enfoque de viga en medio elástico (ver Figura 2.1), y la tubería recta es modelada como un conjunto de segmentos rígidos conectados por juntas flexibles representados por resortes elásticos y amortiguadores.

Wang et al. (1982) usaron un modelo en el que los segmentos de tubería tienen rigidez finita en la dirección axial (semi rígido). Por consiguiente, la deformación del suelo es igualada por la combinación de la deformación de la tubería y el desplazamiento relativo de las juntas. También, derivaron expresiones para la razón de la deformación de la tubería y la razón del desplazamiento relativo de la junta.

Nelson y Weidlinger (1979) desarrollaron un espectro de respuesta de interferencia (espectro IR), en que la ordenada representa la respuesta axial máxima absoluta fuera de fase entre dos juntas adyacentes debido a la incoherencia del movimiento del suelo resultante del retardo de fase. El espectro IR fue construido despreciando rigidez y amortiguamiento de juntas. También usaron el espectro IR para definir el factor de amplificación para los desplazamientos de juntas de tuberías enterradas.

La idealización de una tubería enterrada como una viga en medio elástico en dirección axial y lateral fue usada por Kubo et al. (1979) para obtener una fórmula para calcular las tensiones normales, usando las tensiones axiales causadas por las deformaciones axiales y las causadas por deformaciones de flexión.

Novak y Hindy (1979) modificaron las ecuaciones dadas por Hindy y Novak (1979) introduciendo factores de reducción explicando el efecto interacción suelo-tubería para obtener un análisis cuasi estático.

Singhal y Zuroff (1990) propusieron un análisis cuasi estático, usando la teoría de viga en medio elástico, para obtener la respuesta de estructura enterrada tipo marco con juntas flexibles bajo excitación sísmica.

2.1.2.3. Análisis dinámico considerando la teoría de viga en medio elástico.

Hindy y Novak (1979) consideraron la tubería como un sistema largo y continuo (sin juntas), y un modelo de masas concentradas apoyadas en resortes para tales tuberías. Se realizó un análisis determinístico de la respuesta (axial y lateral) de tuberías enterradas para ondas viajeras totalmente correlacionadas, descritas por sólo un tiempo historia viajando a lo largo del eje axial de la tubería. La interacción suelo-tubería fue incorporada por un sistema de resortes y amortiguadores cuyas reacciones fueron derivadas de teorías estáticas y dinámicas del medio

continuo. También obtuvieron el efecto de las juntas de la tubería en la respuesta mediante la modificación de la matriz de rigidez axial de la tubería para incorporar la rigidez axial de las juntas. Yuan y Walker (1970) y Wong y Weidlinger (1983) hicieron un análisis similar.

Hindy y Novak (1980), usando un modelo de viga apoyada en resortes (Figura 2.1), obtuvieron la respuesta de una tubería enterrada para movimiento aleatorio del suelo caracterizado por PSDF (densidad espectral de potencia) y por una función de densidad espectral cruzada. Las reacciones del suelo fueron derivadas de las teorías del medio continuo estático y dinámico y el análisis modal espectral fue empleado para evaluar la respuesta de la tubería en las direcciones axial y lateral.

Datta y Mashaly (1986) extendieron el trabajo de Hindy y Novak (1980) para incorporar el efecto de los términos cruzados de las matrices de rigidez y amortiguamiento del suelo en el análisis sísmico estocástico de tuberías enterradas.

2.1.2.4. Análisis considerando teoría de placas y láminas con interacción suelo estructura.

Muchos de los trabajos realizados en la respuesta sísmica de tuberías enterradas han usado la teoría de viga en medio elástico. Sin embargo, en tal teoría los desplazamientos están desacoplados y el modelo de viga (Figura 2.1) no puede describir el fenómeno del pandeo y el de la fractura. Estos fenómenos están mejor descritos por un modelo tipo placa que da desplazamientos en las tres direcciones. En el análisis de la respuesta de tuberías enterradas debido a ondas viajeras, la tubería ha sido modelada como una placa elástica cilíndrica isotrópica en un medio viscoelástico.

Muleski et al. (1979a,b) usaron la teoría de flexión de placas de Flugge para desarrollar tres ecuaciones de equilibrio desacopladas dando el desplazamiento en las tres direcciones debido al movimiento axial.

Datta et al. (1981) y O'Leary y Datta (1985a) propusieron análisis axisimétricos y tridimensionales respectivamente para obtener la respuesta dinámica de tuberías enterradas frente a ondas compresionales incidentes (S y P) viajando a lo largo de la tubería, con bajas frecuencias y grandes longitudes de onda.

Wong et al. (1986) y Luco y Barnes (1994) también realizaron un análisis de tubería por teoría de placas.

2.1.2.5. Análisis usando modelo dinámico de deformaciones planas con interacción suelo-estructura.

En el trabajo de Wong et al. (1986), se demostró la importancia de considerar el efecto del movimiento de la tubería en la modificación de la deformación de campo libre en el análisis de tuberías. La tubería modelada como vigas continuas o placas cilíndricas en un medio elástico no considera este efecto y como resultado el efecto completo interacción suelo-estructura está ausente en tal idealización.

O'Leary y Datta (1985b), Datta et al. (1984), Wong et al. (1986) y Takada y Tanabe (1987) estudiaron el problema de la interacción completa suelo-tubería en la respuesta tridimensional de tuberías enterradas. La tubería fue sometida a ondas de cuerpo y superficie planas moviéndose en un ángulo arbitrario con respecto al eje de la tubería en un medio semi-infinito. Las ecuaciones de elasto-dinámica que gobiernan el movimiento de una tubería y el del suelo circundante fueron resueltas usando funciones propias cilíndricas. La solución fuera de la tubería fue expresada como la suma de una expansión completa en términos de ondas salientes que satisfacen las condiciones de borde en la superficie libre del suelo y las ondas incidentes (Figura 2.3). Esta técnica permitió ajustar la solución exterior con una representación en elementos finitos dentro de la estructura, si es necesario. Un método exacto de solución que involucra expansión en series de ondas de corte horizontal (SH) incidentes y reflejadas de función de onda cilíndrica fue presentado por Lee y Trifunac (1979) para túneles circulares (o tuberías de gran diámetro). Se usaron funciones de Hankel de segunda clase en expansión en series para ondas dispersas y difractadas (función de onda reflejada). La ecuación diferencial de la onda completa fue resuelta bajo condiciones de borde impuestas para toda la estructura.

2.1.2.6. Análisis por el método de elementos finitos ante la acción de ondas sísmicas.

Las tensiones y desplazamientos dinámicos en un túnel cilíndrico (o tuberías de gran diámetro) incrustado en un medio elástico semi-infinito fue analizado por Wong et al. (1985) y Masso y Attalla (1984) para ondas tipo P, de corte SV y Rayleigh. El problema fue considerado como uno de deformaciones planas, en que las ondas se propagan en forma perpendicular al eje longitudinal del túnel infinitamente largo. Una técnica numérica que combina el método de elementos finitos con expansión de funciones propias fue utilizada. La expansión de funciones propias del desplazamiento de campo libre y el desplazamiento de la onda dispersa fue utilizada fuera del límite de la región circular del sistema suelo-túnel. Dentro del límite, una representación en elementos finitos del sistema suelo-estructura fue adoptado (Figura 2.4). La continuidad de desplazamiento y truncamiento fue impuesto en el límite.

2.1.2.7. Análisis de la respuesta de una tubería enterrada sometida al movimiento de una falla y a licuación de suelos.

Los grandes movimientos diferenciales abruptos del suelo en una falla activa representan uno de los efectos sísmicos más severos en una tubería enterrada que cruza una falla. La apreciación de las amenazas de falla requiere de información acerca de la localización de la falla y el ancho total de la zona, de la magnitud y dirección de los desplazamientos esperados y de qué tipo (horizontal o vertical), de la geometría del plano de falla, y de la magnitud del sismo causante y su periodo de retorno (Datta, 1999).

Newmark y Hall (1975) estudiaron el problema de una tubería enterrada que cruza una falla, en el caso en que se inducen deformaciones de tracción. Para ello, desarrollaron un procedimiento para analizar el efecto de grandes movimientos de falla en tuberías enterradas. Relacionaron la fricción suelo-deslizamiento en la tubería con la presión de tierra en reposo (despreciando la presión pasiva del suelo), y el alargamiento de la tubería fue calculado usando la teoría de pequeñas deflexiones. Por otro lado, despreciaron las fuerzas de interacción perpendiculares a la tubería (interacción lateral).

Kennedy et al. (1977b) introdujeron mejoras al método de Newmark y Hall (1975), mediante la inclusión de la interacción lateral en el sistema. La zona cercana a la falla fue modelada como un segmento de curvatura constante, mientras que el segmento restante de la tubería fue modelado como un elemento sometido sólo a fuerzas de interacción en el sentido longitudinal.

Wang y Yeh (1985) presentaron un procedimiento para calcular el alargamiento de tuberías enterradas que cruzan fallas de rumbo usando la teoría de grandes deformaciones. Una mitad de la tubería fue supuesta como un segmento curvo de curvatura constante y un segmento semi-infinito en un medio elástico. El modelo tomó en cuenta la rigidez a la flexión de la tubería, fuerza de corte en el punto de inflexión, y presión pasiva del suelo no uniforme, así como la fricción en la superficie de la tubería y fuerzas de tracción en las secciones de la tubería.

Karamitros et al (2007) presentaron un método que mejora algunas hipótesis del modelo de Wang y Yeh (1985), tomando en cuenta la contribución de la fuerza axial en la rigidez flexional del elemento. Además, la combinación desfavorable de deformaciones de tracción y de flexión no necesariamente ocurre lejos de la intersección con la falla, como se asume en el modelo de Wang y Yeh (1985).

Trifonov y Cherniy (2010) presentan un método semi-analítico para un análisis de tensiones y deformaciones en el rango no lineal de tuberías de acero en presencia de fallas activas. En particular, el cruce en fallas de rumbo y fallas normales es analizado tomando la no linealidad del material y geométrica, así como la no linealidad en la interacción entre el suelo y la tubería.

En relación a la licuación de suelos debido a sismos de gran intensidad y larga duración, es probable que este fenómeno ocurra cuando el suelo está formado por partículas pequeñas uniformes y poco densas, y el suelo se vuelve saturado. La valoración de las amenazas de

licuación requiere un análisis cualitativo que muestre la susceptibilidad de diferentes suelos a la licuación, la determinación de si el sismo fuerte anticipado (que tiene 10% de probabilidad de ocurrencia) es probable a inducir licuación, y la determinación del largo de la zona, los desplazamientos horizontales y verticales del suelo, así como la resistencia, densidad y viscosidad del suelo (Datta, 1999).

Sólo se han hecho estudios muy aproximados y limitados para el análisis de la respuesta de tuberías a la licuación de suelos. Una estimación aproximada del desplazamiento de la tubería fue propuesto por Kennedy et al. (1977a) para tuberías enterradas dentro de un suelo licuable.

2.2. Terremoto 27F y daños en infraestructura

El 27 de febrero de 2010, a las 3:34 am hora local, ocurrió un sismo de magnitud de momento M_w 8.8 frente a la costa oeste de la región del Maule (séptima región de Chile). El sismo tuvo epicentro en el mar, ubicado en $35,909^{\circ}S$, $72,733^{\circ}W$, a 335 km SW de Santiago y a 105 km NNE de la ciudad de Concepción, con una profundidad de 35 km, involucró una gran extensión del territorio nacional, y se estima que el 80% de la población de Chile se vio afectada.



Figura 2.5: Localización del epicentro del sismo del 27 de febrero (Ahumada y Duarte, 2012)

Las condiciones de napas subterráneas fueron favorablemente bajas, pues el sismo ocurrió a fines del verano. Un número menor de deslizamientos de tierra y fallas relacionadas con licuación, desprendimientos laterales y con capacidad de soporte ocurrieron. Ciertas áreas estuvieron expuestas a una gran concentración de energía sísmica así como amplificación debido a suelos blandos (TCLEE, 2010).

El movimiento del suelo durante el sismo, y las fallas geotécnicas relacionadas impactaron líneas vitales, lo que se tradujo en daños en edificios, puentes, carreteras, líneas férreas, puertos, y sistemas que tienen relación con agua potable, aguas residuales, gas y combustible líquido, además de líneas eléctricas, de telecomunicaciones.

Las fallas geotécnicas relacionadas impactaron en la amplificación dinámica en suelos blandos, fallas en rellenos, taludes y presas, licuación y desprendimientos laterales especialmente cerca de cursos de agua. Áreas con terraplenes incluyendo instalaciones industriales en humedales, muros de contención y suelos mejorados parecieron comportarse bien. El daño más extenso en líneas vitales se observó cerca de la costa, concentrado en áreas de suelos de mala calidad que licuaron, se desprendieron lateralmente, se asentaron, o fueron inundados por el tsunami (TCLEE, 2010).

En relación a la infraestructura sanitaria, en la Tabla 2.1 se resume la gravedad de los daños por región.

Tabla 2.1: Daños Infraestructura Sanitaria (Ahumada y Duarte, 2012)

Región	Intensidad Mercalli	Tsunami	Gravedad de los daños Infraestructura Sanitaria
V de Valparaíso	VI a VII	Si	En general daños leves
XIII Metropolitana de Santiago	VI a VII	No	En general daños leves
VI del Libertador (Rancagua)	VIII	Si	Daños medios y localidades afectadas por Tsunami
VII Del Maule (Talca)	VIII	Si	Daños graves y localidades afectadas por Tsunami
VIII Del Bio Bio (Concepción)	IX	Si	Daños graves y localidades afectadas por Tsunami
IX De La Araucanía (Temuco)	VIII	No	Daños medios

La cantidad de habitantes por región, y la principal empresa sanitaria en cada una de ellas se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Población (Ahumada y Duarte, 2012)

Región	Empresa (*)	Habitantes
V Región de Valparaíso	ESVAL S.A.	1.449.348
VI Región del Libertador	ESSBIO S.A.	613.890
VII Región del Maule	Nuevo SUR S.A.	669.161
VIII Región del Bío Bío	ESSBIO S.A.	1.634.963
IX Región de la Araucanía	Aguas Araucanía	610.028
XIII Región Metropolitana	Aguas Andinas S.A.	6.260.249
TOTAL		11.229.025

(*) Principal empresa de la Región.

En la Figura 2.5 se aprecia una tubería de asbesto-cemento dañada en el sismo del 27 de febrero.



Figura 2.6: Rotura de Impulsión a Navidad (Ahumada y Duarte, 2012)

En la Figura 2.7 se aprecia una falla por compresión en la pared del ducto en Colector Zona Norte, en Santiago.



Figura 2.7: Daño en Colector Zona Norte, Santiago (Ahumada y Duarte, 2012)

3. MODOS Y CRITERIOS DE FALLA EN TUBERIAS CONTINUAS

En el presente capítulo se describen los distintos modos de falla en tuberías enterradas continuas sometidas a sollicitaciones sísmicas. O'Rourke y Liu (1999), y Rodríguez (2003) analizan en detalle los modos de falla en tuberías enterradas segmentadas, tema que no se aborda en este trabajo.

En general se distinguen tres mecanismos de falla en tuberías continuas: falla debido al esfuerzo axial, pandeo local y pandeo global. Estos dos últimos mecanismos están asociados a esfuerzos de compresión en el elemento.

3.1. Falla debido al esfuerzo axial

La deformación admisible asociada a este modo de falla depende en gran medida del tipo de material y del tipo de fluido que transporta la tubería. Por ejemplo, la guía de diseño IITK-GSDMA (2007) propone, para oleoductos y gasoductos, una deformación admisible de 2% para hierro fundido, 3% para acero, y 20% para polietileno. En el caso en que se transporta agua, las guías IITK-GSDMA y ALA (2005) proponen que la deformación admisible es una cuarta parte de la deformación última de falla del material ($0.25\varepsilon_u$), o bien un 5%, en que ε_u es la deformación última en la tubería en tracción. En el caso de la guía ASCE (1984), la deformación admisible debiera limitarse entre un 2% y un 5% para tuberías de acero que transportan gas o petróleo.

Para métodos de evaluación del comportamiento de tuberías más allá de la deformación de fluencia del material, se requiere una caracterización del comportamiento entre tensión y deformación. Ramberg y Osgood (1943) propusieron uno de los modelos más utilizados para este propósito, el que está dado por la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \left[1 + \frac{n}{1+r} \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad (3.1)$$

donde ε es la deformación ingenieril, σ es la tensión uniaxial, E es el módulo de elasticidad inicial, σ_y es la tensión de fluencia aparente, n y r son los parámetros de Ramberg y Osgood. En la Tabla 3.1 se muestran valores de σ_y , n y r para distintos tipos de acero. La relación (3.1) será utilizada en algunos modelos para evaluar tuberías ante la acción de desplazamientos permanentes del suelo y desplazamientos de fallas geológicas en el capítulo 4.

Tabla 3.1: Parámetros de Ramberg Osgood para distintos tipos de acero (O'Rourke y Liu, 1999)

	Grado-B	X-42	X-52	X-60	X-70
σ_y [Mpa]	227	310	358	413	517
n	10	15	9	10	5,5
r	100	32	10	12	16,6

3.2. Pandeo local

Este modo de falla consiste en la inestabilidad geométrica de una zona en la pared de la tubería sometida a compresión. Al pandearse esta zona, las deformaciones tienden a concentrarse en el pliegue desarrollado en la pared del elemento. El valor teórico para la deformación de pandeo está dado por la siguiente expresión (Southwell, 1914):

$$\varepsilon_{pandeo} = 0.6 \cdot t/R \quad (3.2)$$

Sin embargo, Hall y Newmark (1977), basados en ensayos de laboratorio para cilindros delgados sugieren que la falla se inicia generalmente cuando la deformación unitaria alcanza entre un 25% y un 33% de esta deformación teórica. Así, la deformación crítica de pandeo está en el siguiente rango:

$$0.15 \cdot t/R \leq \varepsilon_{cr} \leq 0.20 \cdot t/R \quad (3.3)$$

donde t es el espesor de la tubería, y R el radio de ésta.

La guía IITK-GSDMA (2007) propone una media entre los límites dados por la ecuación (3.3), lo que da lugar a la siguiente expresión para el inicio del pandeo local en una tubería:

$$\varepsilon_{cr-c} = 0.175 \cdot t/R \quad (3.4)$$

en tanto que la guía ALA (2005) propone un rango que varía entre $0.175t/R$ y $0.2t/R$.

Para oleoductos y gasoductos, en el caso de propagación de ondas sísmicas, el valor crítico varía entre un 50% y un 100% del valor dado por ε_{cr-c} , mientras que para desplazamientos permanentes del suelo, el valor crítico está dado por ε_{cr-c} . Si se trata de tuberías para transporte de agua potable, al tratarse de un caso en que la rotura del elemento generalmente tiene consecuencias menos graves que la rotura de oleoductos y gasoductos, se puede aceptar una deformación crítica menos restrictiva. Es por esto que para desplazamientos permanentes del suelo, tanto ALA como IITK-GSDMA proponen la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{cr-dps} = 0.88 \cdot t/R \quad (3.5)$$

Por otro lado, ante la acción de ondas sísmicas, las guías anteriores proponen lo siguiente:

$$\varepsilon_{cr-onda} = 0.75 \left[0.5 \frac{t}{D'} - 0.0025 + 3000 \left(\frac{PD}{2Et} \right)^2 \right] \quad (3.6)$$

$$D' = \frac{D}{1 - \frac{3}{D}(D - D_{min})} \quad (3.7)$$

donde D_{min} es el diámetro interior mínimo de la tubería, que es el diámetro exterior de la tubería excluyendo el espesor sin redondez (Figura 3.1), P es la presión interna en la tubería, y D es el diámetro del elemento.

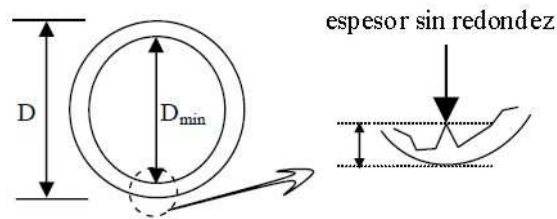


Figura 3.1: Diámetro mínimo interior de la tubería (IITK-GSDMA, 2007)

3.3. Pandeo global

El pandeo global en una tubería continua y enterrada se asemeja al caso del pandeo de Euler en una columna esbelta solicitada en compresión. En el caso de una tubería, el movimiento relativo se distribuye en una gran distancia, por lo que las deformaciones unitarias no son excesivas. Dado que en el caso de pandeo local existe el peligro de que aparezcan fisuras en los pliegues de la pared, el pandeo global del elemento es menos crítico que el caso anterior. Además, en este caso la tubería no falla completamente puesto que puede seguir cumpliendo la función de transporte a pesar de pandearse globalmente. Sin embargo, es difícil establecer un criterio de falla en este caso estrictamente en términos de las propiedades del material del elemento, pues este fenómeno depende de varios factores, como la rigidez a la flexión de la estructura, la profundidad de entierro, y las imperfecciones iniciales.

Dado que intuitivamente es más probable este modo de falla en bajas profundidades de entierro y/o rellenos con materiales poco densos, se puede esperar que aquello ocurra en rellenos que proporcionan bajo confinamiento. Meyersohn (1991) se basó en este hecho para determinar un valor de profundidad crítica de entierro, H_{cr} , al equiparar la tensión mínima para producir un pandeo global con la tensión crítica de pandeo local. Si se tiene una profundidad mayor que H_{cr} , una tubería debería experimentar un pandeo local antes que un pandeo global, y si la profundidad es menor que H_{cr} , debería ocurrir lo contrario.

Las Figura 3.2 y Figura 3.3 muestran el valor de H_{cr} para aceros Grado B y Grado X-60, donde las áreas en sombra dan cuenta de diferentes grados de compactación del relleno. También se puede apreciar en la figura que para un acero de mejor calidad, la profundidad crítica aumenta, por lo que disminuye la probabilidad de pandeo local.

Meyersohn (1991) da cuenta de que la razón t/D es generalmente menor que 0.02, por lo que se desprende que este modo de falla entonces es poco probable en profundidades de entierro típicas (O'Rourke y Liu, 1999).

Finalmente, las guías de diseño citadas anteriormente no entregan expresiones para evaluar el pandeo global en una tubería.

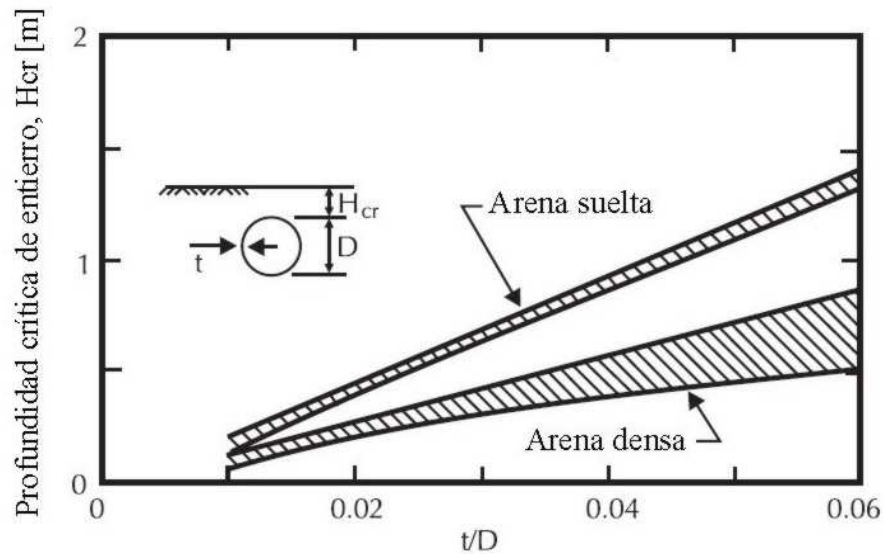


Figura 3.2: Profundidad de entierro crítica para acero Grado B (O'Rourke y Liu, 1999)

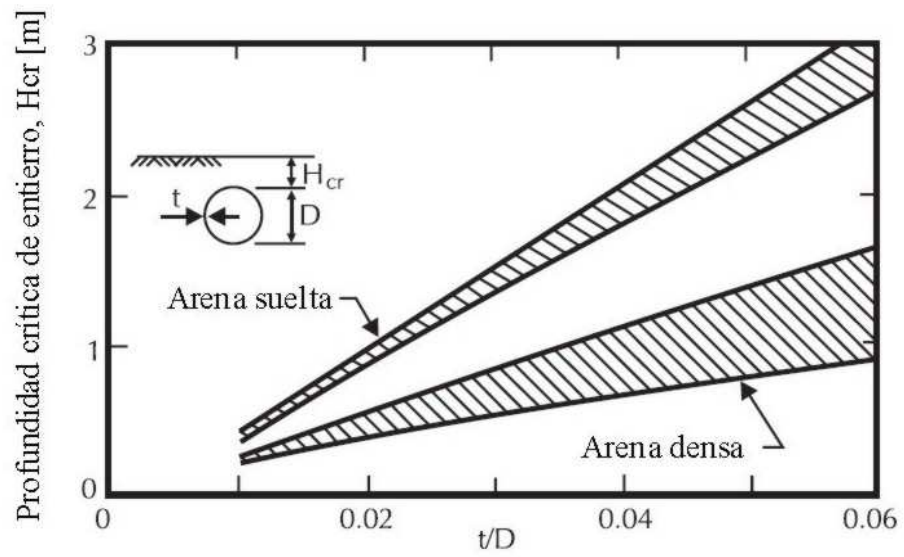


Figura 3.3: Profundidad de entierro crítica para acero Grado X-60 (O'Rourke y Liu, 1999)

4. MODELOS DE RESPUESTA SISMICA DE TUBERIAS CONTINUAS

4.1. Modelos asociados a la acción de ondas sísmicas

4.1.1. Introducción

Durante la ocurrencia de un sismo, las ondas sísmicas que se propagan desde el hipocentro producen deformaciones en el suelo que afectan a las tuberías enterradas. Estas ondas pueden ser de dos tipos, superficiales y de cuerpo. Las ondas de cuerpo viajan a través de la corteza terrestre. Las ondas de superficie por la refracción y reflexión de las ondas de cuerpo en la superficie (O'Rourke y Liu, 1999).

Las ondas de cuerpo se atenúan de forma más rápida que las ondas de superficie debido a que las ondas de alta frecuencia lo hacen de manera más rápida que las ondas de baja frecuencia (Arya et al, s.a.).

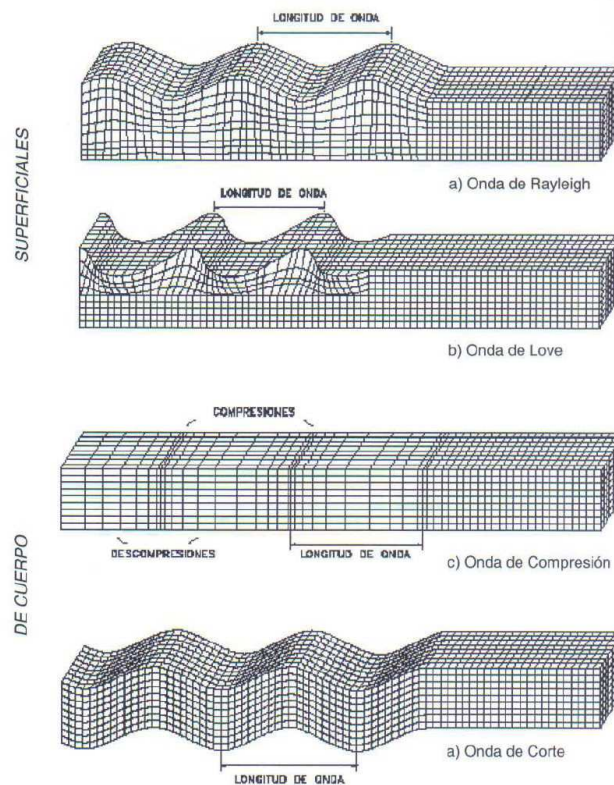


Figura 4.1: Diagrama de ondas sísmicas (Rodríguez, 2003)

En ondas de cuerpo, se considerarán las S pues transportan más energía y tienden a generar deformaciones mayores en el terreno que las ondas P. Para ondas de superficie, se considerarán las ondas R pues inducen deformaciones axiales mayores que las deformaciones por flexión que las inducidas por las ondas L, para diámetros moderados (O'Rourke y Liu, 1999).

Para una onda S, la velocidad de propagación aparente es:

$$C_{S-aparente} = \frac{C_S}{\sin \theta} \quad (4.1)$$

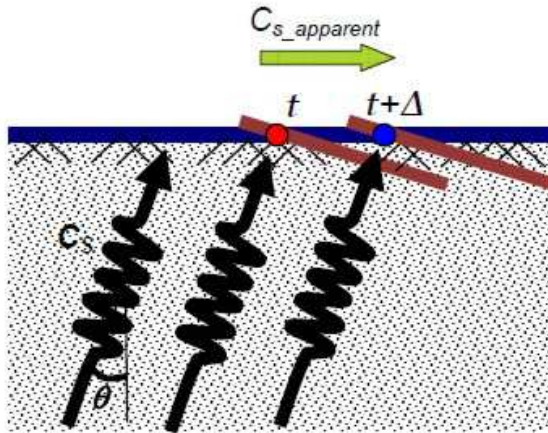


Figura 4.2: Esquema de velocidad de onda aparente para una onda S (IITK-GSDMA, 2007)

En el caso de una onda R, la velocidad de propagación aparente es igual a la de la onda:

$$C_{r-aparente} = C_{r-ph} \quad (4.2)$$

donde C_{r-ph} es la velocidad de fase de la onda Rayleigh.

La velocidad de fase es una función de la variación de la velocidad de la onda de corte con la profundidad, y además es una función de la frecuencia, al contrario de las ondas de cuerpo (O'Rourke y Liu, 1999). La relación entre la velocidad de fase, la longitud de onda λ y la frecuencia f , para una onda R es:

$$C_{r-ph} = \lambda f \quad (4.3)$$

Esta relación se cuantifica comúnmente a través de una curva de dispersión, cuyas soluciones analíticas y numéricas para generar estas curvas se pueden encontrar en la literatura técnica, por ejemplo, en los trabajos de Haskell (1953) y Schwab y Knopff (1977).

La propagación de ondas causa deformaciones axiales y de flexión en una tubería enterrada, debido principalmente al hecho de que existe interacción entre la superficie exterior de ésta y el suelo que la rodea. En el caso de tuberías continuas, el mecanismo principal de falla es el de pandeo local, mientras que el daño se produce en las juntas de expansión en tuberías segmentadas (O'Rourke y Liu, 1999).

4.1.2. Tuberías rectas y continuas

En general, la deformación axial inducida en este tipo de tuberías depende principalmente de:

- La deformación del suelo
- La longitud de la onda sísmica
- Esfuerzos de interacción en la interfase suelo-tubería

Usualmente se asume que los desplazamientos en la tubería y en el suelo son iguales cuando estos son moderados, es decir, hay una imposición de movimiento equivalente a si hubiese suelo en vez de tubería. Pero en el caso de grandes desplazamientos, la tubería experimenta deslizamiento completo, lo que se traduce en un desplazamiento menor que el del suelo (O'Rourke y Liu, 1999).

4.1.3. Modelo de Newmark (1967)

Newmark (1967) propuso un modelo simple considerando la excitación sísmica como una onda viajera. Este método se basa en tres supuestos:

- La aceleración, velocidad y desplazamiento del suelo en dos puntos a lo largo del patrón de propagación difiere solamente en un tiempo de retardo, es decir, la excitación se modela como una onda viajera.
- Los términos inerciales de la tubería son pequeños y pueden ser despreciados (Wang y O'Rourke, 1978). Evidencia experimental de Japón (Kubo, 1974) así como también estudios analíticos (Sakurai y Takahashi, 1969, Shinozuka y Koike, 1979) indican que esta es una aproximación ingenieril razonable.

- No hay movimiento relativo en la interfase suelo-tubería y por lo tanto, la deformación del suelo es igual a la de la tubería.

En la Figura 4.3 se puede apreciar una tubería sometida a la acción de una onda de corte S en un plano vertical, que incide en un ángulo γ_s en relación al plano vertical:

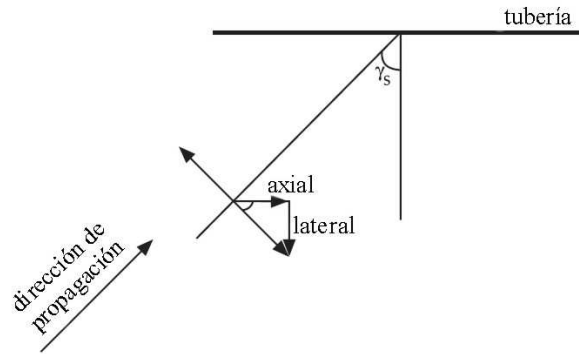


Figura 4.3: Tubería sometida a la propagación de una onda de corte (O'Rourke y Liu, 1999)

La deformación del suelo paralela al eje de la tubería es:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C_s} \sin \gamma_s \cos \gamma_s \quad (4.4)$$

donde V_m es la velocidad máxima del suelo y C_s es la velocidad de la onda de corte. El término $V_m \cos \gamma_s$ es la velocidad del suelo paralela al eje de la tubería, y el término $C_s / \sin \gamma_s$ corresponde a la velocidad de propagación aparente con respecto a la superficie del suelo y al eje de la tubería. La deformación máxima para una onda de corte se obtiene para $\gamma_s = 45^\circ$ (Yeh, 1974), siendo igual a $V_m / 2C_s$.

Por otro lado, la curvatura del suelo ante la incidencia una onda sísmica está dada por (ASCE, 1984):

$$\kappa_{max} = \frac{a_{max}}{C^2} \quad (4.5)$$

donde a_{max} es la aceleración máxima del suelo y C la velocidad de la onda incidente.

Las deformaciones por flexión calculadas mediante la ecuación (4.5) suelen ser de pequeña magnitud. Por lo tanto, como regla general, el efecto ocasionado por la curvatura se

desprecia (ASCE, 1984). Sin embargo, para tuberías de gran diámetro y ondas de alta frecuencia, la flexión puede generar esfuerzos importantes (Rodríguez, 2003).

En el caso en que se tiene una onda R, la deformación del suelo paralela al eje de la tubería es V_m/C_{ph} . De este modo, se puede expresar la deformación del suelo para cualquier tipo de onda mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{\alpha_\varepsilon C_{ph}} \quad (4.6)$$

donde α_ε es igual a 2 para una onda de corte, y es igual a 1 para una onda R.

El parámetro V_m se puede obtener de registros de sismos anteriores, de un estudio de la sismología del sitio, o bien de las fórmulas de atenuación de Ruiz (2002). En el caso del valor de la velocidad aparente de la onda C_{ph} , a través de una evaluación geofísica y sismológica del sitio. Por otro lado, las guías ALA (2001) e IITK-GSDMA (2007) proponen un valor de 2 [km/s] para las ondas S, y un valor de 500 [m/s] para las ondas R.

Como la deformación por flexión en una tubería debido a la propagación de una onda es típicamente un efecto de segundo orden (O'Rourke y Liu, 1999), el análisis se limita a la deformación axial en la tubería. Las ecuaciones (4.4) y (4.6) sobreestiman las deformaciones en la tubería, especialmente cuando en el suelo ocurren grandes deformaciones. En aquellos casos ocurre deslizamiento en la interfase y la deformación en la tubería es menor que la deformación del suelo.

4.1.4. Modelo de Shinozuka y Koike (1979)

En relación al supuesto de Newmark con respecto a la inexistencia de desplazamiento relativo en la interfase suelo-tubería, Shinozuka y Koike (1979) propusieron la siguiente ecuación para el sistema suelo-tubería:

$$\rho \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} - E \frac{\partial^2 u_p}{\partial x^2} = \tau_s/t \quad (4.7)$$

Donde ρ es la densidad de la tubería, u_p es el desplazamiento de la tubería en la dirección axial, E es el módulo de elasticidad de la tubería, τ_s es la fuerza de corte por unidad de largo en la interfase suelo-tubería, y t es el espesor de la pared de la tubería.

Al despreciar los efectos de la inercia, Shinozuka y Koike (1979) desarrollaron un factor de conversión entre las deformaciones del suelo y la tubería. En el caso en que no hay

deslizamiento en la interfase suelo-tubería (es decir, los resortes que modelan el suelo permanecen en el rango elástico), el factor de conversión es:

$$\beta_0 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{AE}{K_g}} \quad (4.8)$$

Esto significa que la deformación en la tubería es el producto entre β_0 y la deformación del suelo. Este resultado se mantiene siempre y cuando la deformación de corte en la interfase suelo-tubería, γ_0 ,

$$\gamma_0 = \frac{2\pi Et}{\lambda G} \varepsilon_g \beta_0 \quad (4.9)$$

es menor que la deformación de corte crítica, γ_{cr} , más allá del cual se produce un deslizamiento en la interfase suelo-tubería. La deformación de corte crítica estimada por Shinozuka y Koike es:

$$\gamma_{cr} = \frac{t_u}{\pi DG} \quad (4.10)$$

En su análisis, Shinozuka y Koike (1979) asumieron que la deformación de corte crítica es $1 \cdot 10^{-3}$. Cuando γ_0 es menor que este valor, el deslizamiento no se llevará a cabo, por el contrario, si γ_0 supera este límite, existirá deslizamiento en la interfase suelo-tubería.

Cuando ocurren grandes movimientos en el suelo, es decir, $\gamma_0 > \gamma_{cr}$, el factor de conversión entre las deformaciones del suelo y la tubería es:

$$\beta_c = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma_0} q \beta_0 \quad (4.11)$$

donde q es un factor que toma valores entre 1 y $\pi/2$ y cuantifica el grado de deslizamiento en la interfase suelo-tubería. Es decir, para un deslizamiento sobre todo el largo de la tubería, $q = \pi/2$. La deformación axial de la tubería se calcula simplemente por:

$$\varepsilon_p = \beta_c \cdot \varepsilon_g \quad (4.12)$$

4.1.5. Modelo de O'Rourke y El Hmadi (1988)

En relación al supuesto de Newmark sobre el no desplazamiento relativo entre el suelo y la tubería, O'Rourke y El Hmadi (1988) utilizaron un enfoque diferente para estimar la deformación axial máxima inducida en una tubería continua debido a la propagación de una onda sísmica.

Como se muestra en la Figura 4.4, se consideró un modelo en que la tubería tiene un área seccional A y un módulo de elasticidad E . La resistencia al movimiento axial de la tubería que ejerce el suelo se modeló como un resorte lineal de rigidez K_g y un controlador de deslizamiento, que limita la fuerza que desarrolla el resorte a una resistencia friccional máxima t_u en la interfase suelo-tubería. Si el sistema permanece en el rango elástico, la ecuación diferencial para el desplazamiento axial de la tubería, $u_p(x)$, es:

$$\frac{d^2}{dx^2}u_p(x) - \beta^2 u_p(x) = -\beta^2 u_g(x) \quad (4.13)$$

donde $\beta^2 = K_g/(AE)$ y $u_g(x)$ es el desplazamiento del suelo paralelo a la tubería.

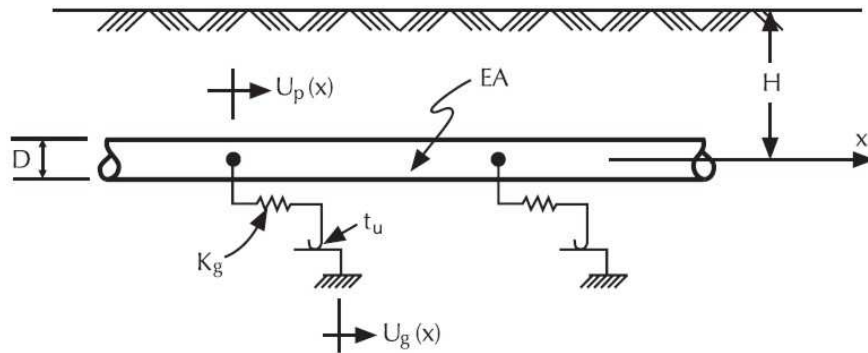


Figura 4.4: Modelo de tubería continua (O'Rourke y Liu, 1999)

Al modelar la deformación del suelo entre dos puntos separados en una distancia L_s como una onda sinusoidal de longitud de onda $\lambda = 4L_s$, la deformación del suelo, $u_g(x)$, está dada por:

$$u_g(x) = \varepsilon_g L_s \sin \frac{\pi x}{2L_s} \quad (4.14)$$

donde ε_g es la deformación promedio del suelo sobre una separación L_s . De este modo, la deformación de la tubería está dada por:

$$\varepsilon_p = \frac{dU_p}{dx} = \frac{\pi}{2} \varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \cos \frac{\pi x}{2L_s} \quad (4.15)$$

La ecuación (4.15) es válida mientras el sistema se mantiene en el rango elástico, es decir, cuando se cumpla desigualdad o condición siguiente:

$$\varepsilon_g L_s \left[1 - \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] < \frac{t_u}{K_g} \quad (4.16)$$

Al definir una deformación de deslizamiento ε_{slip} :

$$\varepsilon_{slip} = \frac{t_u}{K_g L_s} \left[\frac{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2}{\left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] \quad (4.17)$$

la ecuación (4.16) se transforma en:

$$\varepsilon_g < \varepsilon_{slip} \quad (4.18)$$

Como la deformación de deslizamiento es menor que la que produciría daño en la tubería, la propagación de daño en la tubería involucra generalmente un deslizamiento en la interfase. Es por esto que O'Rourke y El Hmadi consideraron un límite superior para la deformación de la tubería, donde el deslizamiento ocurre en todo el largo del elemento.

Para una onda con una longitud de onda λ , los puntos A y B (Figura 4.5) que poseen deformación nula están separados a una distancia $\lambda/2$, y asumiendo una fuerza friccional uniforme por unidad de largo t_u , la deformación máxima en el punto C está dada por:

$$\varepsilon_p = \frac{t_u L_s}{AE} \quad (4.19)$$

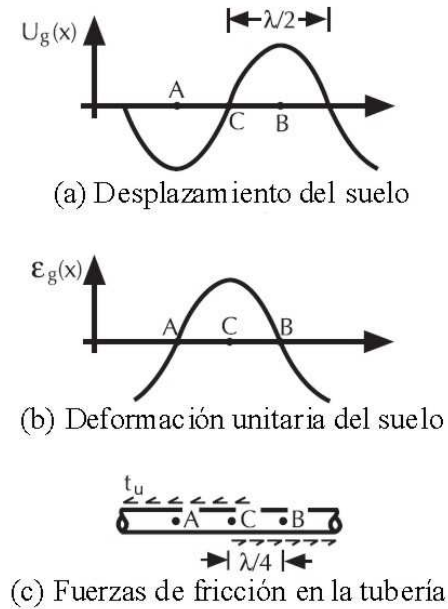


Figura 4.5: Modelo de deformación por fricción para propagación de ondas (O'Rourke y Liu, 1999)

4.1.6. Tuberías de gran diámetro

En relación a este tipo de elementos, el Volumen N° 3 del Manual de Carreteras del MOP – DGOP (2002) entrega un procedimiento para estructuras tipo cajón, basada en la formulación de Kuesel (1969) para el tren subterráneo de San Francisco, que luego fue perfeccionada por Ortigosa y Musante (1991) para el tren subterráneo de Santiago. Además, el trabajo de Hashash et al. (2001) aborda en profundidad el análisis sísmico de este tipo de estructuras.

Como se dijo en el punto 4.1.3, los esfuerzos de flexión pueden llegar a ser comparables a los axiales para este tipo de tuberías. Arias (1978) presenta en su trabajo una aproximación para evaluar el rango en el que la flexión comienza a ser importante.

4.1.7. Análisis y comparación entre modelos

A continuación se presentan algunos análisis y comparaciones entre los modelos de Newmark (1967), Shinozuka y Koike (1979) y O'Rourke y El Hmadi (1988), para estudiar la influencia de ciertos parámetros de entrada en la respuesta de una tubería enterrada. La tubería utilizada posee un diámetro $D = 0,61$ [m], espesor $t = 8,7$ [mm], y módulo de elasticidad $E = 210$ [GPa] (acero). La profundidad de entierro es $H = 1,5$ [m] (medida desde el eje del elemento), en un suelo arenoso poco denso, cuyo peso unitario efectivo es $\gamma = 18$ [kN/m³], y cuyo ángulo de fricción suelo-tubería es $\phi_p = 21^\circ$. La velocidad máxima del suelo es $V_m = 60$ [cm/s], la velocidad de la onda sísmica en el sentido de la tubería es $C_{ph} = 500$ [m/s], y la longitud de la onda es $\lambda = 1.000$ [m].

- Análisis N° 1: influencia del parámetro H .

Los valores de H considerados en este análisis son los siguientes: 0,6 - 0,8 - 1,0 - 1,2 - 1,5 - 1,8 - 2,0 - 2,2 - 2,5 - 2,8 - 3,0 - 3,2 - 3,5 [m]. La Figura 4.6 se presenta en función de la razón entre la profundidad de entierro y el diámetro (que en este análisis se mantiene constante).

La deformación axial en la tubería crece al aumentar la profundidad de entierro, hasta aproximadamente H/D igual a 3. Antes de este punto, la tubería desliza completamente con respecto al suelo, es decir, los resortes que modelan la interacción suelo-tubería comienzan a fluir debido a que el confinamiento del suelo es insuficiente para que suelo y estructura se muevan conjuntamente. Luego de este punto, todos los modelos entregan una deformación de un 0,12%, que es la estimada a través del modelo de Newmark. Esto se debe a que el confinamiento aumenta, produciéndose la misma deformación en el suelo y en la tubería.

La diferencia entre los valores del modelo de Shinozuka y Koike para $H/D < 3$ radica en que en un caso existe deslizamiento completo ($q = \pi/2$) y en el otro deslizamiento parcial ($q = 1$), y es mayor en aproximadamente un 50% en el primer caso.

El modelo de O'Rourke y El Hmadi entrega valores similares que los de Shinozuka y Koike, para $q = \pi/2$. Sin embargo, se aprecia una diferencia en el rango aproximado $2 < H/D < 3$, ya que en el segundo caso el sistema está en el rango elástico, al contrario del primero, que está limitado por la ecuación (4.19).

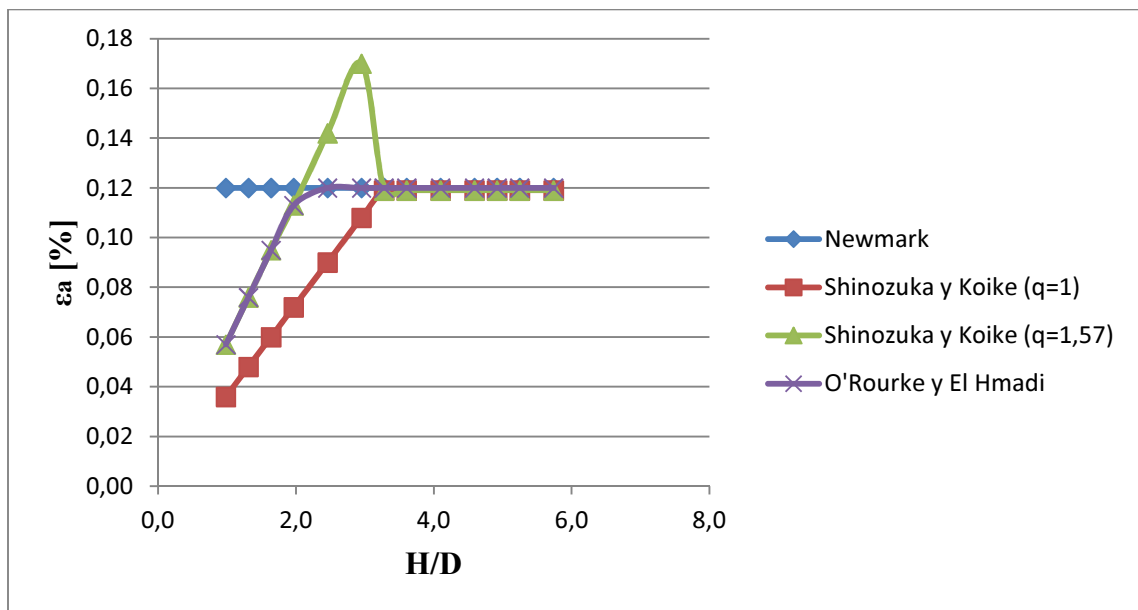


Figura 4.6: Deformación axial en tubería en función del parámetro H/D

- Análisis N° 2: influencia del parámetro λ .

Los valores de λ considerados en este análisis (Figura 4.7) son los siguientes: 100 – 250 – 500 – 750 – 1.000 – 1.250 – 1.500 – 1.750 – 2.000 [m].

Se puede apreciar que la longitud de onda no influye en las deformaciones del modelo de Newmark, puesto estas sólo dependen de la velocidad máxima del suelo y de la velocidad de la onda sísmica, que permanecen constante en este análisis. En los demás casos, al aumentar el parámetro λ hasta 1.500 [m], la deformación axial aumenta ya que las fuerzas de fricción en la interfase cambian de tracción a compresión en tramo mayor del elemento. Para $\lambda > 1.500$ [m], la deformación es igual a la de Newmark, es decir, esta es la máxima deformación que el suelo puede transmitir.

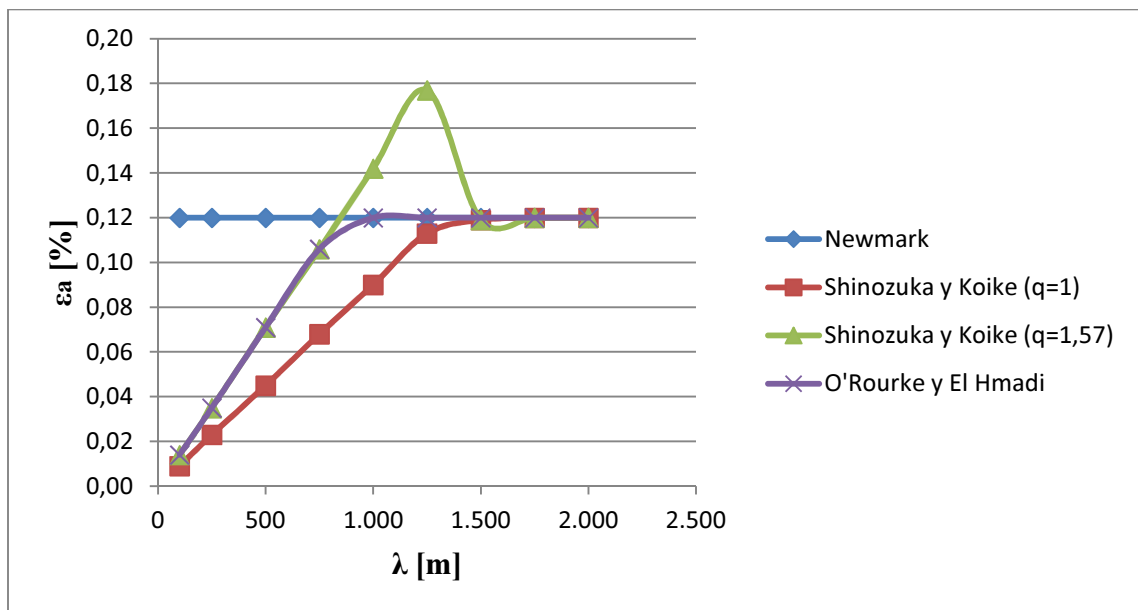


Figura 4.7: Deformación axial en tubería en función del parámetro λ

- Análisis N° 4: influencia de los parámetros C_{ph} y V_m .

Los valores de C_{ph} considerados en este análisis (Figura 4.8) son los siguientes: 100 – 250 – 500 – 750 – 1.000 – 1.250 – 1.500 – 1.750 – 2.000 – 2.250 – 2.500 [m/s]. No es necesaria la variación de V_m , puesto que lo que interesa es la razón entre la velocidad de la onda sísmica y la velocidad máxima del suelo, que finalmente determina la deformación del suelo (ecuación (4.6)).

El aumento en la razón C_{ph}/V_m (aumentar C_{ph} o disminuir V_m) equivale a disminuir la deformación unitaria del suelo, y por consiguiente, la deformación axial en el modelo de Newmark. Así, las deformaciones en la tubería disminuyen en todos los modelos, puesto que no hay deslizamiento total en la interfase, y esto ocurre a partir de $C_{ph}/V_m \approx 1.000$. Por el contrario, bajo este rango, las deformaciones en el suelo aumentan, al igual que en el modelo de Newmark, existiendo deslizamiento total en la interfase. Con esto, la deformación axial de Newmark llega a un 0,6%, casi 7 veces la de Shinozuka y Koike con $q = 1$, y casi 5 veces las restantes.

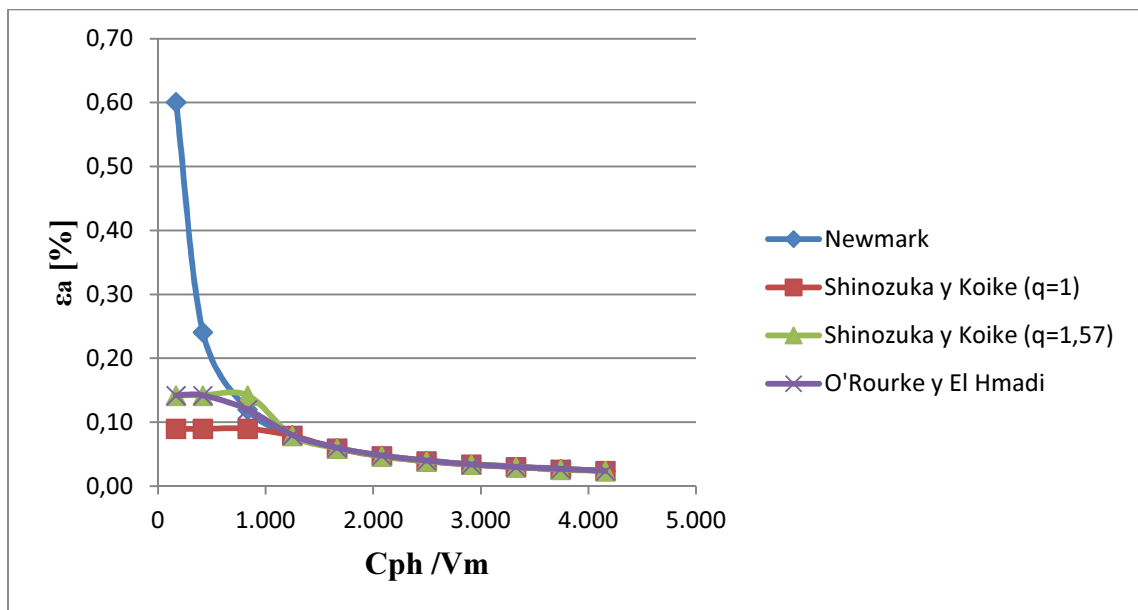


Figura 4.8: Deformación axial en tubería en función del parámetro C_{ph}/V_m

4.2. Modelos asociados a deformaciones permanentes del suelo

4.2.1. Introducción

La deformación permanente del suelo (DPS) está referida al movimiento no recuperable del suelo debido a deslizamientos de terreno, compactación cíclica de suelos arenosos, desplazamientos laterales inducidos por licuación de suelos, o a fallas geológicas (O'Rourke et al, 1995). La falla de una tubería enterrada cuando está sometida a una DPS depende, en parte, de la magnitud y de la extensión espacial de la deformación (O'Rourke y Liu, 1999).

4.2.2. Modelos asociados a la deformación longitudinal permanente del suelo

4.2.2.1. Introducción

La deformación permanente del suelo puede ser descompuesta en una componente longitudinal y en otra componente transversal. En esta sección se abordará la respuesta de una

tubería orientada en forma paralela al movimiento del suelo, y que puede experimentar pandeo local en una zona en compresión, y/o ruptura en una zona traccionada.

4.2.2.2. Modelo de O'Rourke y Nordberg (1992)

O'Rourke y Nordberg (1992) usan un Patrón de Bloque (ver Figura 4.9) para representar el desplazamiento del suelo.

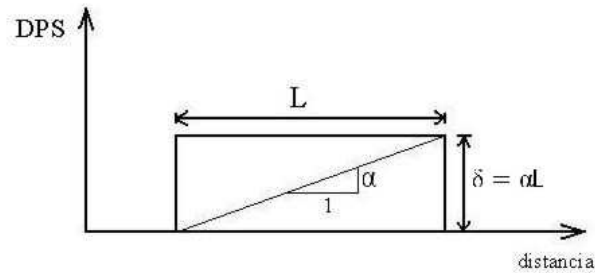


Figura 4.9: Idealización del DPS mediante un Patrón de Bloque

En este modelo se pueden distinguir dos casos. El primero de ellos se produce cuando el desplazamiento δ es muy grande, y el largo L es el que finalmente controla en el problema. El segundo caso es a la inversa del primero, siendo δ el que controla en el problema.

- Caso I (Figura 4.10a):

En la primera situación, la tubería se ve sometida a una fuerza por unidad de longitud, t_u , que actúa en un largo $2L$. La máxima fuerza de tracción y compresión, $t_u L/2$, se produce en los puntos 0 y L respectivamente.

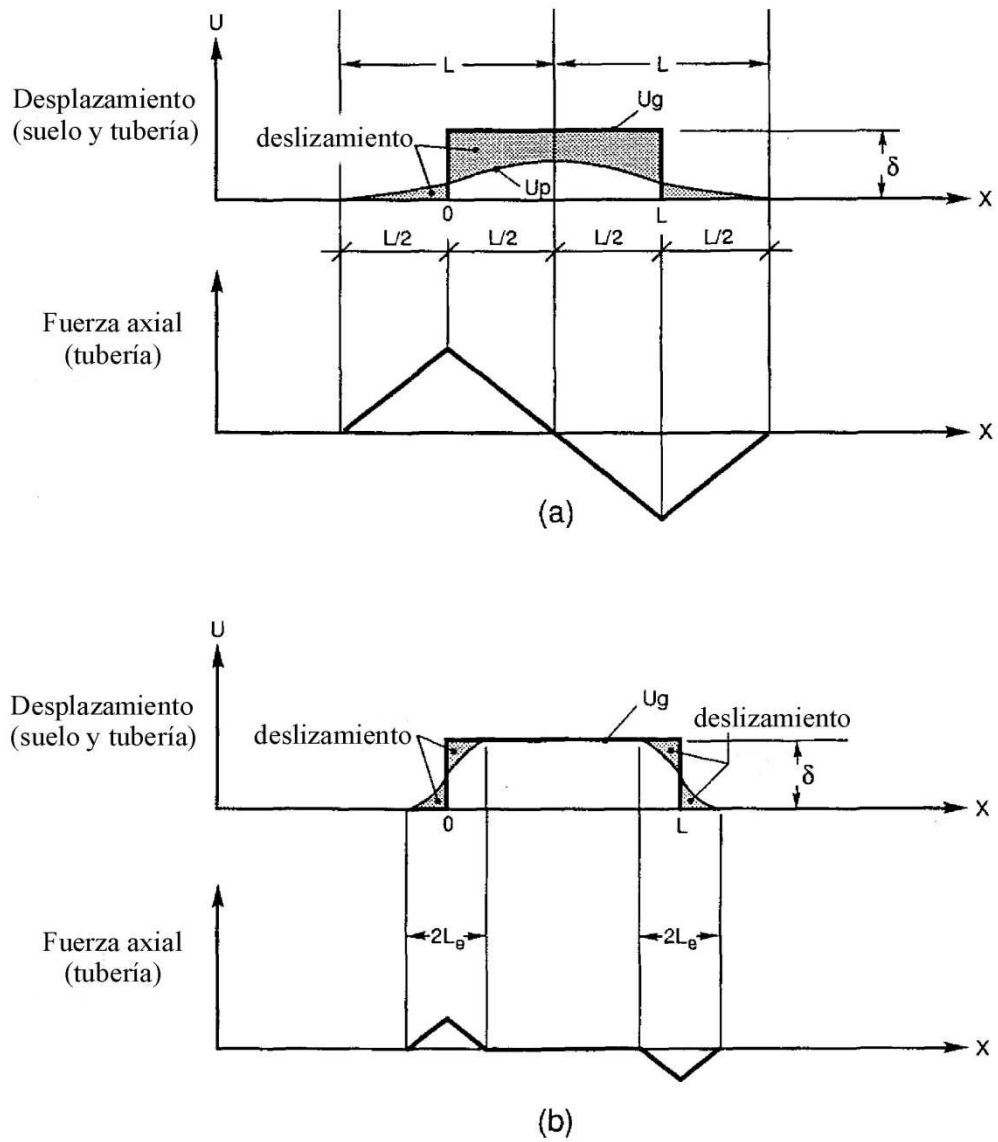


Figura 4.10: Modelo para tubería elástica sometida a un DPS mediante un Patrón de Bloque (O'Rourke y Nordberg, 1992)

La deformación unitaria en función de x está dada por:

$$\varepsilon(x) = \frac{t_u x}{EA} \quad (4.20)$$

donde EA es la rigidez axial de la tubería. Luego, el valor máximo se obtiene evaluando la ecuación (4.20) en $x = L/2$:

$$\varepsilon_{max} = \frac{t_u L}{2EA} \quad (4.21)$$

- Caso II (Figura 4.10b):

En la segunda situación, la fuerza t_u solamente actúa en un tramo de longitud $2L_e$, en cada margen del bloque. Si se asume que en cada uno de ellos el desplazamiento es $\delta/2$, se tiene la siguiente condición:

$$\delta/2 = \int_0^{L_e} \varepsilon(x) dx \quad (4.22)$$

Combinando las ecuaciones (4.20) y (4.22), se obtiene la siguiente expresión para despejar L_e :

$$\delta/2 = \frac{t_u L_e^2}{2EA} \quad (4.23)$$

Además, $\delta = \alpha L$, entonces se tiene:

$$L_e = \sqrt{\frac{\alpha LEA}{t_u}} \quad (4.24)$$

Por otro lado, la deformación unitaria máxima es:

$$\varepsilon_{max} = \frac{t_u L_e}{EA} \quad (4.25)$$

Finalmente:

$$\varepsilon_{max} = \sqrt{\frac{\alpha L t_u}{EA}} \quad (4.26)$$

Hay que señalar que cuando L_e es menor que $L/2$, se va a producir el segundo caso.

Se define la longitud de empotramiento, L_{em} , como el largo sobre el cual la fuerza t_u debe actuar para inducir una deformación unitaria en la tubería igual a la deformación equivalente del suelo, esto es:

$$L_{em} = \frac{\alpha EA}{t_u} \quad (4.27)$$

La condición para el segundo caso equivale a afirmar que L debe ser mayor que $4L_{em}$. Con esto, las ecuaciones (4.21) y (4.26) se pueden reescribir de la siguiente manera para obtener la deformación máxima en la tubería:

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{\alpha L}{2L_{em}}, & L < 4L_{em} \\ \frac{\alpha L}{\sqrt{LL_{em}}}, & L > 4L_{em} \end{cases} \quad (4.28)$$

4.2.2.3. Modelo de O'Rourke et al. (1995)

Caracterizando el comportamiento axial de la tubería mediante el modelo de Ramberg y Osgood (1943), el modelo para tubería inelástica de O'Rourke et al. (1995) aplica los conceptos del modelo para tubería elástica, en cuanto al patrón de desplazamiento (Bloque) y acción de la fuerza de fricción t_u . Además, se distinguen dos casos, tal como en el modelo anterior.

En el primer caso (ver Figura 4.11), el desplazamiento δ es relativamente grande, por lo que el sistema está controlado por la longitud L . Usando una ley constitutiva tipo Ramberg y Osgood para caracterizar el comportamiento de la tubería, se tiene que la deformación unitaria axial y el desplazamiento en el segmento delimitado por los puntos A y B se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\varepsilon(x) = \frac{\beta_p x}{E} \left\{ 1 + \frac{n}{1+r} \left(\frac{\beta_p x}{\sigma_y} \right)^r \right\} \quad (4.29)$$

$$\delta(x) = \frac{\beta_p x^2}{E} \left\{ 1 + \frac{2}{2+r} \cdot \frac{n}{1+r} \cdot \left(\frac{\beta_p x}{\sigma_y} \right)^r \right\} \quad (4.30)$$

donde n y r son los parámetros de Ramberg y Osgood, E es el módulo de elasticidad del material, σ_y es la tensión de fluencia, y el parámetro de enterramiento β_p se define como:

$$\beta_p = \frac{t_u}{A} \quad (4.31)$$

donde A es el área de la sección transversal de la tubería.

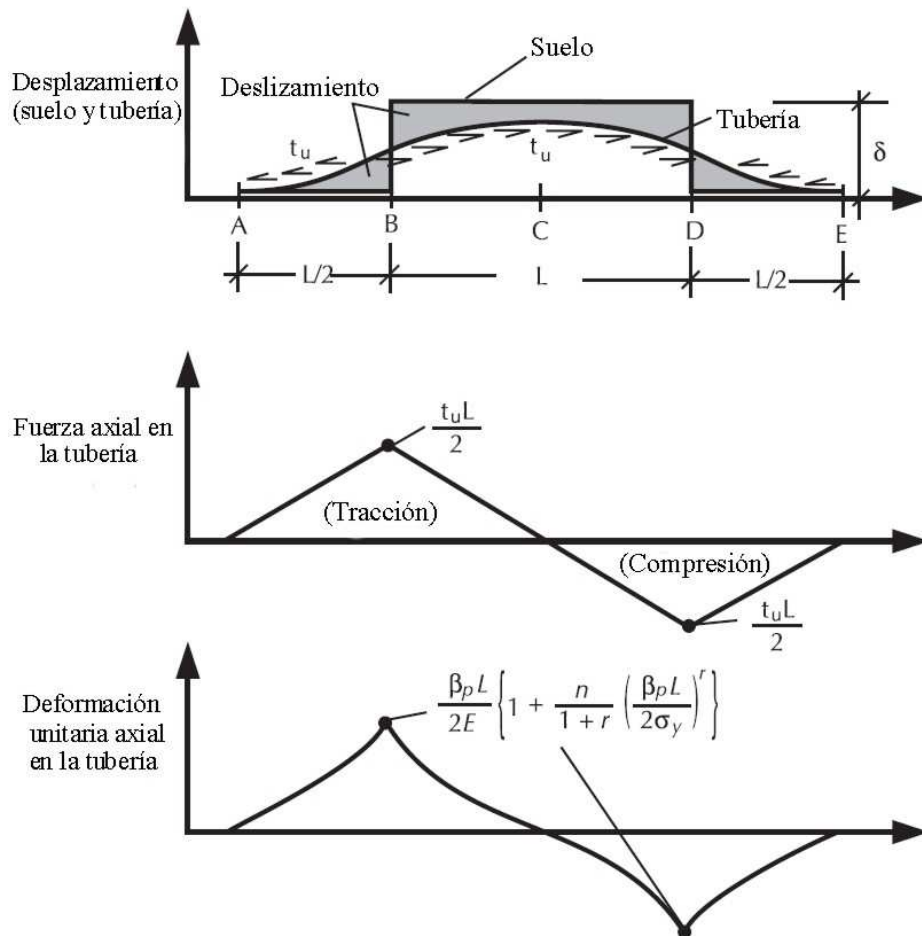


Figura 4.11: Distribución de desplazamiento, fuerza y deformación unitaria axial para el caso I (O'Rourke y Liu, 1999)

El caso dos es análogo al análisis realizado en el modelo para tubería elástica, tomando en cuenta la nueva ley constitutiva del material. La fuerza de fricción t_u actúa solamente a lo largo de la longitud efectiva L_e .

La ecuación (4.22) permite obtener la siguiente condición para L_e :

$$\frac{\delta}{2} = \frac{\beta_p L_e^2}{2E} \left\{ 1 + \frac{2}{2+r} \cdot \frac{n}{1+r} \cdot \left(\frac{\beta_p L_e}{\sigma_y} \right)^r \right\} \quad (4.32)$$

Una vez determinado L_e , se puede evaluar la deformación unitaria máxima en la tubería:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\beta_p L_e}{E} \left\{ 1 + \frac{n}{1+r} \left(\frac{\beta_p L_e}{\sigma_y} \right)^r \right\} \quad (4.33)$$

Finalmente, si $L_e > L/2$, se tiene el primer caso, y en caso contrario, aplica el caso dos.

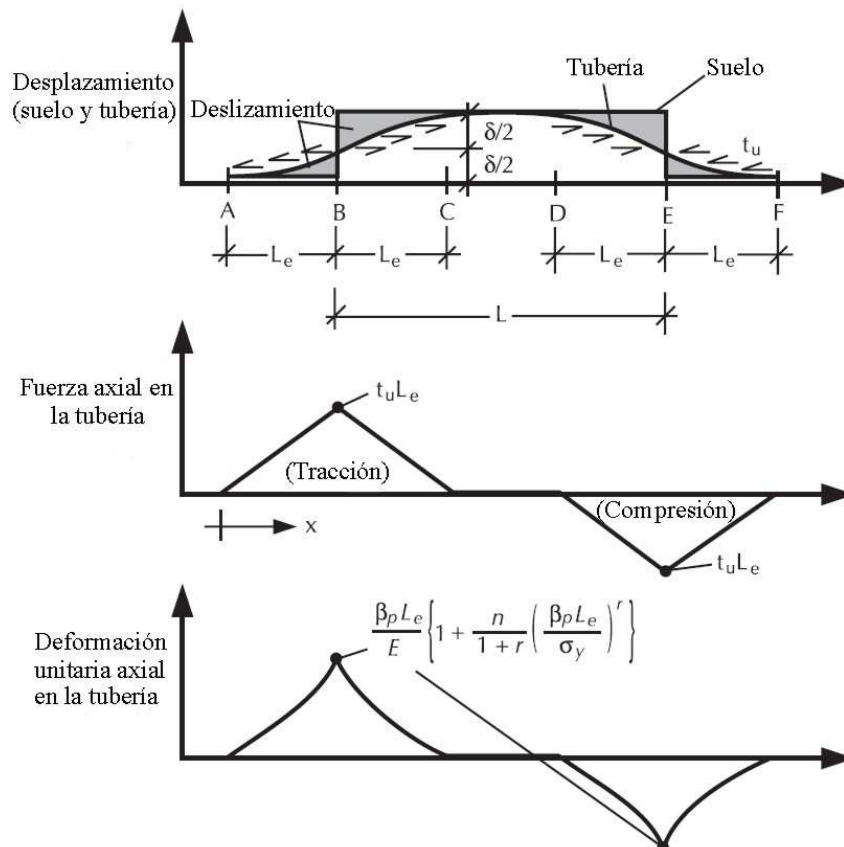


Figura 4.12: Distribución de desplazamiento, fuerza y deformación unitaria axial para el caso II (O'Rourke y Liu, 1999)

4.2.2.4. Análisis y comparaciones entre modelos

A continuación se presentan algunos análisis y comparaciones entre los modelos de O'Rourke y Nordberg (1992) y O'Rourke et al (1995), para estudiar la influencia de ciertos parámetros en la respuesta de una tubería enterrada. La tubería utilizada posee un diámetro $D = 0,61$ [m], espesor $t = 8,7$ [mm], y es de acero API X-42, de módulo de elasticidad $E = 210$ [GPa], tensión de fluencia $\sigma_y = 310$ [MPa], y parámetros de Ramberg-Osgood $n = 15$ y $r = 32$ (Tabla 3.1). La profundidad de entierro es $H = 1,5$ [m] (medida desde el eje del elemento), en un suelo arenoso poco denso, cuyo peso unitario efectivo es $\gamma = 18$ [kN/m³], y cuyo ángulo de fricción suelo-tubería es $\phi_p = 21^\circ$. La longitud de la zona de DPS es $L = 850$ [m], y el desplazamiento del suelo es $\delta = 0,5$ [m].

- Análisis N° 1: influencia del parámetro H .

Los valores de H considerados en este análisis son los siguientes: 0,6 - 0,8 - 1,0 - 1,2 - 1,5 - 1,8 - 2,0 - 2,2 - 2,5 - 2,8 - 3,0 - 3,2 - 3,5 [m]. La Figura 4.13 se presenta en función de la razón entre la profundidad de entierro y el diámetro (que en este análisis se mantiene constante).

El aumento en la profundidad de entierro conlleva un aumento en las fuerzas de fricción longitudinales en la interfase. Luego, las deformaciones axiales, tanto de tracción como de compresión crecen. A partir de H/D cercano a 2, las deformaciones de O'Rourke et al aumentan en una mayor tasa que las de O'Rourke y Nordberg, ya que el primer modelo incorpora la no linealidad del material. Cuando H/D se aproxima a 6, las deformaciones en el segundo modelo sobrepasan el 4%, mientras que las arrojadas por el primer modelo no superan el 0,5%.

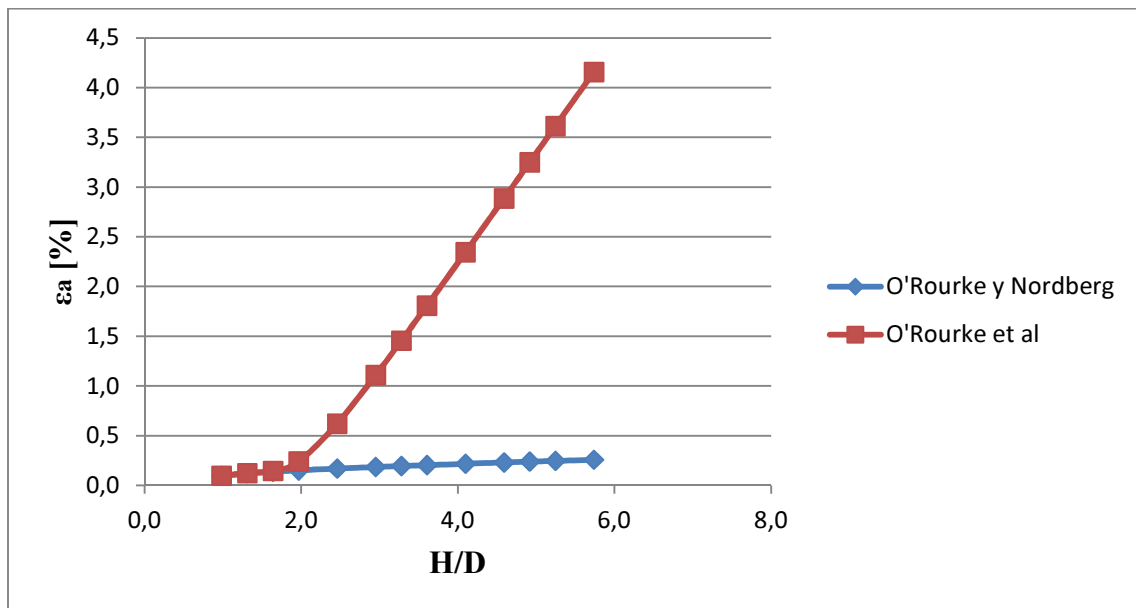


Figura 4.13: Deformación axial en tubería en función del parámetro H/D

- Análisis N° 2: influencia del parámetro δ .

Los valores de δ considerados en este análisis son los siguientes: 0,2 – 0,5 – 0,8 – 1,0 – 1,2 [m].

En este caso (Figura 4.14) se puede apreciar que ambos modelos entregan el mismo valor de deformación ($\approx 0,1\%$), dado el bajo desplazamiento de la zona de PGD. Luego, la diferencia de deformaciones al llegar a un valor de δ algo mayor que 1 [m] es casi 20 veces. Luego, la incorporación de la no linealidad del material explica este hecho.

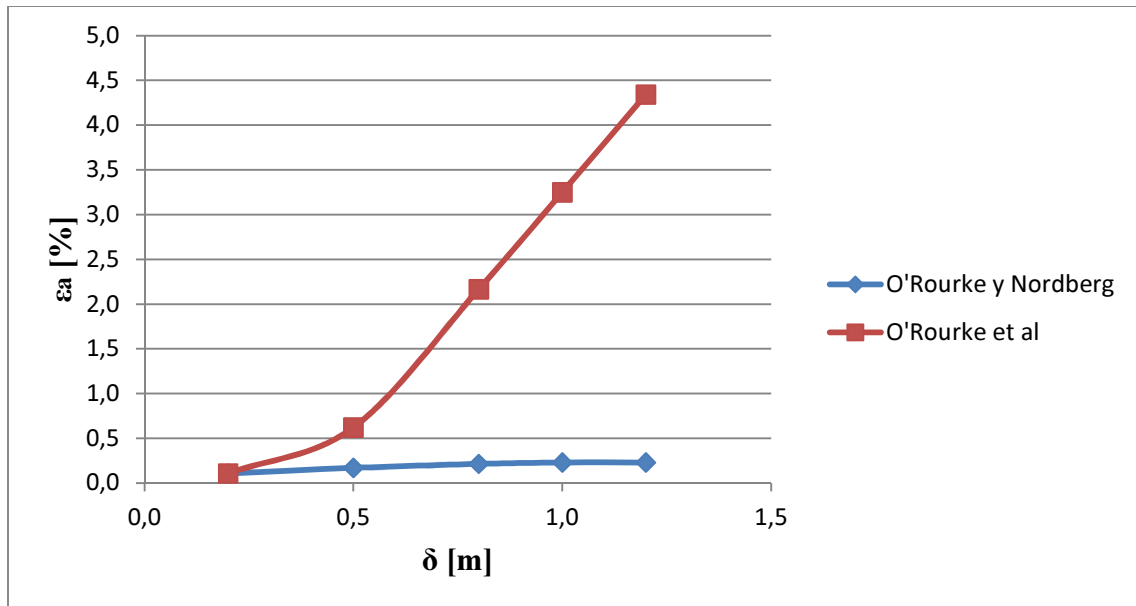


Figura 4.14: Deformación axial en tubería en función del parámetro δ

4.2.3. Modelos asociados a la deformación transversal permanente del suelo

4.2.3.1. Introducción

En esta sección se analizará la respuesta de tuberías enterradas sometidas a desplazamientos permanentes del suelo, en el sentido perpendicular al eje del elemento. El modo de falla en la tubería depende de los esfuerzos relativos entre la tensión axial y de flexión. Si la tensión axial es baja comparada con la tensión de flexión, la pared de la tubería puede pandearse localmente. Por el contrario, si la tensión de flexión es pequeña en relación a la tensión axial, la tubería puede experimentar rotura debido a los esfuerzos de tracción.

4.2.3.2. Modelo de Miyajima y Kitaura (1989)

Miyajima y Kitaura (1989) modelan una tubería sometida a DPS transversal espacialmente distribuido como una viga en medio elástico (ver Figura 4.15). W es la longitud de la zona de DPS, y δ es el máximo valor del perfil de desplazamiento de esta zona, que se asume como un perfil sinusoidal. Las ecuaciones de equilibrio para la tubería son las siguientes:

$$EI \frac{d^4 v_1}{dx^4} + k_1 v_1 = K_1 \delta \left(1 - \sin \frac{\pi x}{W}\right) \quad \left(0 < x < \frac{W}{2}\right) \quad (4.34)$$

$$EI \frac{d^4 v_2}{dx^4} + K_2 v_2 = 0 \quad \left(x \geq \frac{W}{2}\right) \quad (4.35)$$

donde v_1 e v_2 son los desplazamientos transversales en la tubería dentro y fuera de la zona de DPS, K_1 y K_2 son las constantes de los resortes laterales equivalentes del suelo dentro y fuera de la zona de DPS, que dependen del grado de licuación del suelo, y EI es la rigidez a la flexión de la sección transversal de la tubería.

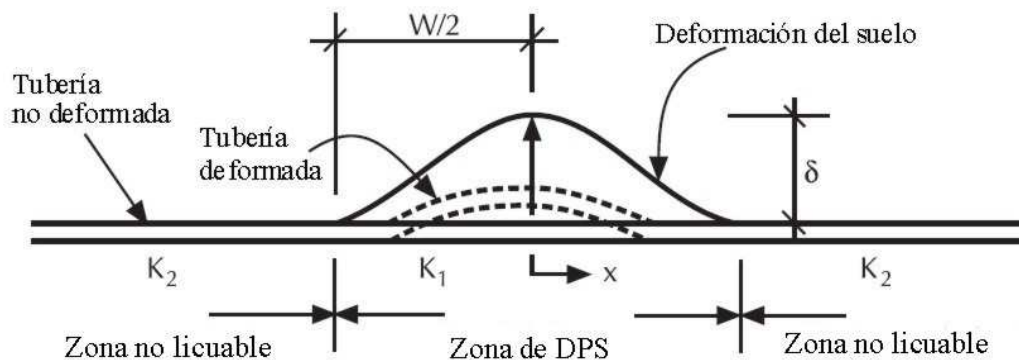


Figura 4.15: Modelo para una tubería sometida a una DPS transversal espacialmente distribuida (Miyajima y Kitaura, 1989)

Para obtener la solución de las ecuaciones diferenciales (4.34) y (4.35), se imponen las siguientes condiciones de borde:

en $x = 0$,

$$\frac{dv_1}{dx} = 0 \quad \frac{d^3v_1}{dx^3} = 0 \quad (4.36)$$

en $x = W/2$,

$$\frac{dv_1}{dx} = \frac{dv_2}{dx} \quad \frac{d^2v_1}{dx^2} = \frac{d^2v_2}{dx^2} \quad \frac{d^3v_1}{dx^3} = \frac{d^3v_2}{dx^3} \quad (4.37)$$

en $x \rightarrow \infty$,

$$\frac{dy_2}{dx} = 0 \quad (4.38)$$

Luego, las soluciones de cada ecuación diferencial son:

$$v_1(x) = \exp(\beta_1 x)(A_1 \cos \beta_1 x + A_2 \sin \beta_1 x) + \exp(-\beta_1 x)(A_3 \cos \beta_1 x + A_4 \sin \beta_1 x) + v_0(x) \quad (4.39)$$

$$v_2(x) = \exp(-\beta_2 x)(A_5 \cos \beta_2 x + A_6 \sin \beta_2 x) \quad (4.40)$$

$$\beta_1^4 = K_1/(4EI) \quad (4.41)$$

$$\beta_2^4 = K_2/(4EI) \quad (4.42)$$

En la Tabla 4.1 se muestran los valores de v_0 y de las constantes de integración, donde $l = W/2$.

Tabla 4.1: v_0 y constantes de integración (Miyajima y Kitaura, 1989)

$v_0 = \delta - D_0 \sin \frac{\pi z}{2l}$ $A_1 = \frac{B_{17}C_1 - B_{18}C_2 + B_{19}C_3 - B_{20}C_4}{B_1 C_1 - B_2 C_2 + B_3 C_3 - B_4 C_4}$ $A_2 = \frac{-B_{17}C_5 + B_{18}C_6 - B_{19}C_7 + B_{20}C_8}{-B_5 C_5 + B_6 C_6 - B_7 C_7 + B_8 C_8}$ $A_3 = F_1 + A_1$ $A_4 = F_2 - A_2$ $A_5 = \frac{B_{17}C_9 - B_{18}C_{10} + B_{19}C_{11} - B_{20}C_{12}}{B_9 C_9 - B_{10}C_{10} + B_{11}C_{11} - B_{12}C_{12}}$ $A_6 = \frac{-B_{17}C_{13} + B_{18}C_{14} - B_{19}C_{15} + B_{20}C_{16}}{-B_{13}C_{13} + B_{14}C_{14} - B_{15}C_{15} + B_{16}C_{16}}$	$B_1 = (\exp(\beta_1 l) + \exp(-\beta_1 l)) \cos \beta_1 l$ $B_2 = D_5 (D_2 \exp(\beta_1 l) - D_1 \exp(-\beta_1 l))$ $B_3 = D_5^2 (-\exp(\beta_1 l) + \exp(-\beta_1 l)) \sin \beta_1 l$ $B_4 = D_5^3 (-D_1 \exp(\beta_1 l) + D_2 \exp(-\beta_1 l))$ $B_5 = (\exp(\beta_1 l) - \exp(-\beta_1 l)) \sin \beta_1 l$ $B_6 = D_5 (D_1 \exp(\beta_1 l) - D_2 \exp(-\beta_1 l))$ $B_7 = D_5^2 (\exp(\beta_1 l) + \exp(-\beta_1 l)) \cos \beta_1 l$ $B_8 = D_5^3 (D_2 \exp(\beta_1 l) - D_1 \exp(-\beta_1 l))$ $B_9 = -\exp(-\beta_2 l) \cos \beta_2 l$ $B_{10} = D_3 \exp(-\beta_2 l)$ $B_{11} = -\exp(-\beta_2 l) \sin \beta_2 l$ $B_{12} = -D_4 \exp(-\beta_2 l)$ $B_{13} = B_{11}$ $B_{14} = B_{12}$ $B_{15} = -B_9$ $B_{16} = -B_{10}$ $B_{17} = -\exp(-\beta_1 l) (F_1 \cos \beta_1 l + F_2 \sin \beta_1 l) - \frac{EI}{K_1} \left(\frac{\pi}{2l}\right)^4 D_0$ $B_{18} = D_5 \exp(-\beta_1 l) (F_1 D_1 - F_2 D_2)$ $B_{19} = D_5^2 \exp(-\beta_1 l) (-F_1 \sin \beta_1 l + F_2 \cos \beta_1 l) - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2l\beta_2}\right)^2 D_0$ $B_{20} = -D_5^3 \exp(-\beta_1 l) (F_1 D_2 + F_2 D_1)$	
$C_1 = B_6 B_{11} B_{16} + B_{10} B_{15} B_8 + B_{14} B_{12} B_7 - B_{14} B_{11} B_8 - B_6 B_{12} B_{15} - B_{10} B_7 B_{16}$ $C_2 = B_5 B_{11} B_{16} + B_9 B_{15} B_8 + B_{13} B_{12} B_7 - B_{13} B_{11} B_8 - B_5 B_{12} B_{15} - B_9 B_7 B_{16}$ $C_3 = B_5 B_{10} B_{16} + B_9 B_{14} B_8 + B_{13} B_{12} B_6 - B_{13} B_{10} B_8 - B_5 B_{12} B_{14} - B_9 B_6 B_{16}$ $C_4 = B_5 B_{10} B_{15} + B_9 B_{14} B_7 + B_{13} B_{11} B_6 - B_{13} B_{10} B_7 - B_5 B_{11} B_{14} - B_9 B_6 B_{15}$ $C_5 = B_2 B_{11} B_{16} + B_{10} B_{15} B_4 + B_{14} B_{12} B_3 - B_{14} B_{11} B_4 - B_{10} B_3 B_{16} - B_2 B_{12} B_{15}$ $C_6 = B_1 B_{11} B_{16} + B_9 B_{15} B_4 + B_{13} B_{12} B_3 - B_{13} B_{11} B_4 - B_9 B_3 B_{16} - B_1 B_{12} B_{15}$ $C_7 = B_1 B_{10} B_{16} + B_9 B_{14} B_4 + B_{13} B_{12} B_2 - B_{13} B_{10} B_4 - B_9 B_2 B_{16} - B_1 B_{12} B_{14}$ $C_8 = B_1 B_{10} B_{15} + B_9 B_{14} B_3 + B_{13} B_{11} B_2 - B_{13} B_{10} B_3 - B_9 B_2 B_{15} - B_1 B_{11} B_{14}$ $C_9 = B_2 B_7 B_{16} + B_6 B_{15} B_4 + B_{14} B_8 B_3 - B_{14} B_7 B_4 - B_2 B_8 B_{15} - B_6 B_3 B_{16}$ $C_{10} = B_1 B_7 B_{16} + B_5 B_{15} B_4 + B_{13} B_8 B_3 - B_{13} B_7 B_4 - B_1 B_8 B_{15} - B_5 B_3 B_{16}$ $C_{11} = B_1 B_6 B_{16} + B_5 B_{14} B_4 + B_{13} B_8 B_2 - B_{13} B_6 B_4 - B_1 B_8 B_{14} - B_5 B_2 B_{16}$ $C_{12} = B_1 B_6 B_{15} + B_5 B_{14} B_3 + B_{13} B_7 B_2 - B_{13} B_6 B_3 - B_1 B_7 B_{14} - B_5 B_2 B_{15}$ $C_{13} = B_2 B_7 B_{12} + B_{10} B_8 B_3 + B_6 B_{11} B_4 - B_{10} B_7 B_4 - B_2 B_8 B_{11} - B_6 B_3 B_{12}$ $C_{14} = B_1 B_7 B_{12} + B_9 B_8 B_3 + B_5 B_{11} B_4 - B_9 B_7 B_4 - B_1 B_8 B_{11} - B_5 B_3 B_{12}$ $C_{15} = B_1 B_6 B_{12} + B_9 B_8 B_2 + B_5 B_{10} B_4 - B_9 B_6 B_4 - B_1 B_8 B_{10} - B_5 B_2 B_{12}$ $C_{16} = B_1 B_6 B_{11} + B_9 B_7 B_2 + B_5 B_{10} B_3 - B_9 B_6 B_3 - B_1 B_7 B_{10} - B_5 B_2 B_{11}$	$D_0 = \frac{\delta}{1 + \frac{EI}{K_1} \left(\frac{\pi}{2l}\right)^4}$ $D_1 = \cos \beta_1 l + \sin \beta_1 l$ $D_2 = \cos \beta_1 l - \sin \beta_1 l$ $D_3 = \cos \beta_2 l + \sin \beta_2 l$ $D_4 = \cos \beta_2 l - \sin \beta_2 l$ $D_5 = \frac{\beta_1}{\beta_2}$	
		$F_1 = -\frac{\pi}{4\beta_1 l} \left\{ 1 + \frac{1}{2\beta_1^2} \left(\frac{\pi}{2l}\right)^2 \right\} D_0$ $F_2 = \frac{\pi}{4\beta_1 l} \left\{ 1 - \frac{1}{2\beta_1^2} \left(\frac{\pi}{2l}\right)^2 \right\} D_0$

4.2.3.3. Modelo de O'Rourke (1989)

O'Rourke (1989) desarrolló un modelo que considera dos tipos de respuesta, dependiendo del ancho W de la zona de DPS (ver Figura 4.16). Si el ancho es extenso, el desplazamiento lateral de la tubería se asume igual al del suelo, el comportamiento de la tubería es relativamente flexible y su deformación unitaria se debe principalmente a la curvatura del suelo (desplazamiento es el que controla). Por el contrario, si el ancho de la zona de DPS es reducido, se asume que la deformación de la tubería se debe principalmente a la carga en la interfase suelo-tubería, y el comportamiento de la tubería en este caso es relativamente rígido.

Para el caso en que la tubería es flexible, su desplazamiento y el del suelo (que se asume de perfil sinusoidal) coinciden, y ambos están dados por la siguiente expresión:

La deformación del suelo se asume de la forma:

$$v(x) = \frac{\delta}{2} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{W} \right) \quad (4.43)$$

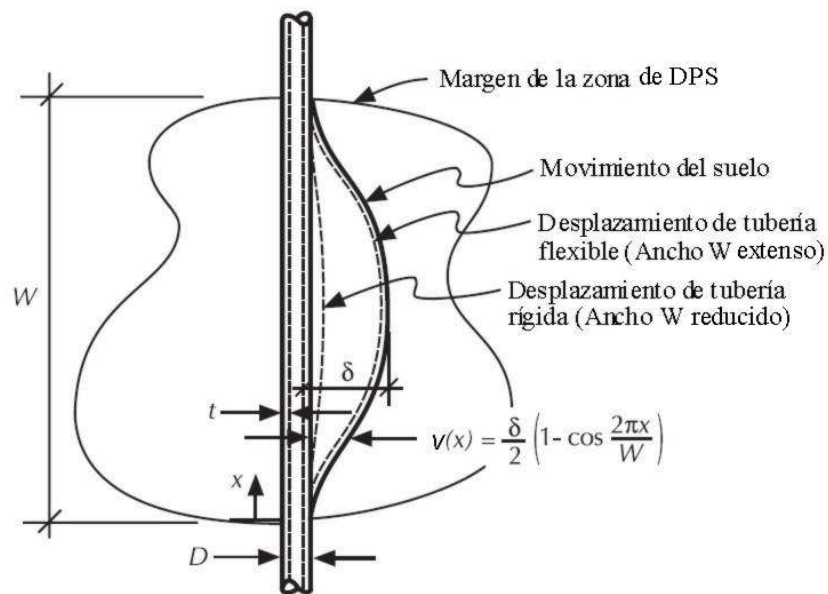


Figura 4.16: Modelo para una tubería sometida a un DPS transversal espacialmente distribuido (O'Rourke y Liu, 1999)

En el caso en que la tubería es flexible, su desplazamiento coincide con el del suelo, y está determinado por la expresión (4.43).

La curvatura en la tubería es:

$$v''(x) = \frac{2\pi^2 \delta}{W^2} \cos\left(\frac{2\pi x}{W}\right) \quad (4.44)$$

Por otro lado:

$$M(x) = EIv''(x) \quad (4.45)$$

$$M_{max} = \frac{2\pi^2 \delta}{W^2} EI \quad (4.46)$$

La tensión máxima debido a la flexión se produce en los márgenes (ver Figura 4.16) y en el centro de la zona de DPS, y está dada por:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{M_{max} D}{2EI} \quad (4.47)$$

$$\varepsilon_b = \pm \frac{\pi^2 \delta D}{W^2} \quad (4.48)$$

La deformación axial se puede obtener mediante la estimación de la longitud de arco de la tubería entre los márgenes de la zona de DPS:

$$L_f = \int_0^W \sqrt{1 + (dv/dx)^2} dx \quad (4.49)$$

$$\frac{dv}{dx} = \frac{\delta\pi}{W} \sin\left(\frac{2\pi x}{W}\right) \quad (4.50)$$

$$L_f = \int_0^W \sqrt{1 + \left\{ \frac{\delta\pi}{W} \sin\left(\frac{2\pi x}{W}\right) \right\}^2} dx \quad (4.51)$$

La expresión (4.51) se puede aproximar por:

$$L_f \approx \int_0^W \left[1 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{\delta\pi}{W} \sin\left(\frac{2\pi x}{W}\right) \right\}^2 \right] dx \quad (4.52)$$

$$L_f = W + \frac{\pi^2 \delta^2}{4W} \quad (4.53)$$

Luego, la deformación axial promedio es aproximadamente:

$$\varepsilon_a = \frac{L_f - W}{W} \quad (4.54)$$

$$\varepsilon_a = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \left(\frac{\delta}{W}\right)^2 \quad (4.55)$$

Para el caso en que la tubería es rígida, la tubería se modela como una viga empotrada en sus extremos, sometida a la máxima fuerza lateral por unidad de largo, p_u , en la interfase suelo-tubería. En este caso, la tensión axial debido a los efectos de longitud de arco es pequeña, y se desprecia.

Por otro lado, la inercia de una tubería de pared delgada es aproximadamente:

$$I = \frac{\pi t D^3}{8} \quad (4.56)$$

Además, el momento máximo en la tubería está dado por:

$$M_{max} = \frac{p_u W^2}{12} \quad (4.57)$$

Luego, la máxima deformación unitaria se puede estimar como sigue:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{p_u W^2}{3\pi E t D^2} \quad (4.58)$$

4.2.3.4. Modelo de Liu y O'Rourke (1997)

Liu y O'Rourke (1997), basándose en sus resultados de modelos de elementos finitos, establecieron que la deformación unitaria en la tubería es una función creciente con el desplazamiento del suelo, hasta cierto valor δ_{cr} . Más allá de este valor, la deformación en la tubería no varía apreciablemente.

Si el ancho de la zona de DPS es reducido, la deformación crítica y el comportamiento de una tubería están controlados por la flexión, y entonces el mecanismo es el mismo que en el modelo de O'Rourke (1989) para el caso de tubería. Así, la deformación crítica está dada por:

$$\delta_{cr-b} = \frac{5p_u W^4}{384EI} \quad (4.59)$$

Por el contrario, en el caso en que el ancho de la zona de DPS es extenso, la tubería se comporta como un cable flexible, perdiendo su rigidez a la flexión. De este modo, el desplazamiento crítico está controlado principalmente por la fuerza axial. Análogamente al problema de un cable parabólico (ver Figura 4.17), la relación entre la fuerza axial T en los extremos del cable y el desplazamiento máximo δ es:

$$T = \frac{p_u W^2}{8\delta} \quad (4.60)$$

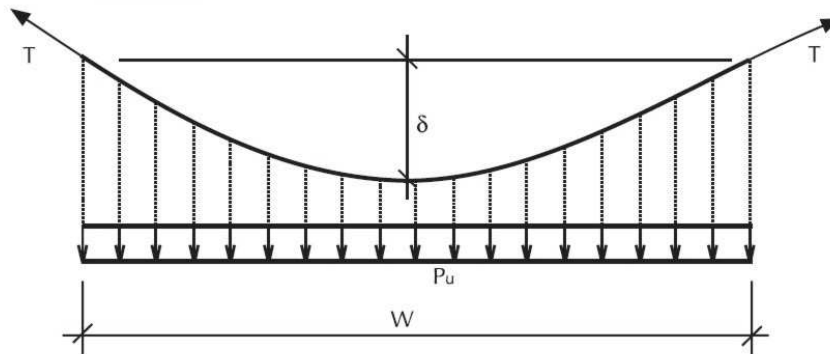


Figura 4.17: Cable flexible sometido a carga distribuida (O'Rourke y Liu, 1999)

Como se muestra en la Figura 4.18, el desplazamiento del suelo es mayor que el desplazamiento de la tubería en la región central de la zona de DPS, sobre la cual la máxima resistencia transversal por unidad de largo en la interfase suelo-tubería, p_u , se impone. Tomando

el desplazamiento sobre la región central como $\delta/2$, y la longitud de la región central como $W/2$, la expresión que relaciona la fuerza de tracción, T , con el desplazamiento del suelo, δ , es:

$$T = \pi Dt\sigma = \frac{p_u(W/2)^2}{8(\delta/2)} = \frac{p_u W^2}{16\delta} \quad (4.61)$$

donde σ es la tensión axial en la tubería, que se asume constante dentro de la zona de DPS.

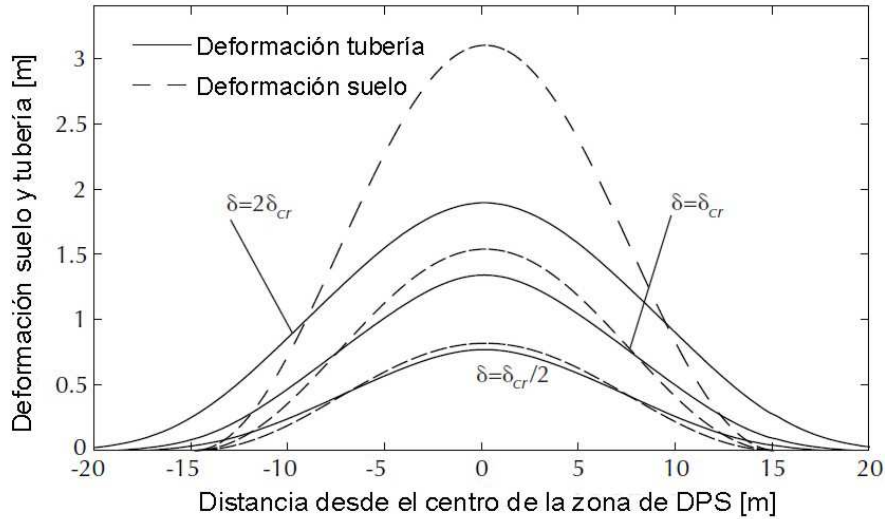


Figura 4.18: Deformación del suelo y de la tubería para $W = 30\text{m}$ y acero grado X-52 (O'Rourke y Liu, 1999)

El movimiento interior de la tubería es el que se produce en cada margen de la zona de DPS debido a la fuerza axial T . Asumiendo una fuerza de fricción longitudinal constante, t_u , inmediatamente fuera de los márgenes, el movimiento interior en cada uno de ellos es:

$$\Delta_{int} = \int_0^{L_a} \frac{t_u x}{EA} dx = \frac{t_u L_a^2}{2EA} \quad (4.62)$$

Como $L_a = T/t_u$, y $A = \pi Dt$, entonces, combinando las ecuaciones (4.61) y (4.62) se determina la siguiente expresión:

$$\Delta_{int} = \frac{\pi Dt\sigma^2}{2Et_u} \quad (4.63)$$

El alargamiento axial total de la tubería dentro de la zona de DPS se puede aproximar mediante la deformación axial promedio dada en la ecuación (4.55) multiplicada por W . Este alargamiento se debe al alargamiento dentro de la zona de DPS ($\sigma W/E$) y al movimiento al interior de los márgenes de la ecuación (4.63), es decir:

$$\frac{\pi^2 \delta^2}{4W} = \frac{\sigma W}{E} + 2 \cdot \frac{\pi D t \sigma^2}{2E t_u} \quad (4.64)$$

La deformación crítica del suelo, $\delta_{cr-axial}$, para un elemento tipo cable y la correspondiente tensión axial en la tubería, σ , se puede calcular resolviendo simultáneamente las ecuaciones (4.61) y (4.64).

Para un ancho cualquiera de la zona de DPS, la resistencia es provista tanto por efectos de flexión (viga), como por efectos axiales (cable). Considerando estos elementos actuando en paralelo, se tiene que la deformación crítica del suelo es:

$$\delta_{cr} = \frac{1}{\frac{1}{\delta_{cr-b}} + \frac{1}{\delta_{cr-a}}} \quad (4.65)$$

La deformación unitaria máxima en una tubería elástica se puede calcular combinando los efectos de la tensión axial y de flexión, y se puede expresar como:

$$\varepsilon_{elast} = \begin{cases} \frac{\sigma}{E} \pm \frac{\pi^2 \delta D}{W^2}, & \delta \leq \delta_{cr} \\ \frac{\sigma}{E} \pm \frac{\pi^2 \delta_{cr} D}{W^2}, & \delta > \delta_{cr} \end{cases} \quad (4.66)$$

El término σ/E de la ecuación (4.66) es aproximadamente:

$$\frac{\sigma}{E} = \begin{cases} \frac{\pi \delta}{2} \cdot \sqrt{\frac{t_u}{AEW}}, & \delta \leq \delta_{cr} \\ \frac{\pi \delta_{cr}}{2} \cdot \sqrt{\frac{t_u}{AEW}}, & \delta > \delta_{cr} \end{cases} \quad (4.67)$$

De este modo:

$$\varepsilon_{elast} = \begin{cases} \frac{\pi\delta}{2} \cdot \sqrt{\frac{t_u}{AEW} \pm \frac{\pi^2\delta D}{W^2}}, & \delta \leq \delta_{cr} \\ \frac{\pi\delta_{cr}}{2} \cdot \sqrt{\frac{t_u}{AEW} \pm \frac{\pi^2\delta_{cr} D}{W^2}}, & \delta > \delta_{cr} \end{cases} \quad (4.68)$$

4.2.3.5. Análisis y comparaciones entre modelos

A continuación se presentan algunos análisis y comparaciones entre los modelos de Miyajima y Kitaura (1989), O'Rourke (1989) y Liu y O'Rourke (1997), para estudiar la influencia de ciertos parámetros en la respuesta de una tubería enterrada. La tubería utilizada posee un diámetro $D = 0,61$ [m], espesor $t = 8,7$ [mm], y es de acero API X-42, de módulo de elasticidad $E = 210$ [GPa], tensión de fluencia $\sigma_y = 310$ [MPa], y parámetros de Ramberg-Osgood $n = 15$ y $r = 32$ (Tabla 3.1). La profundidad de entierro es $H = 1,5$ [m] (medida desde el eje del elemento), en un suelo arenoso poco denso, cuyo peso unitario efectivo es $\gamma = 18$ [kN/m³], y cuyo ángulo de fricción suelo-tubería es $\phi_p = 21^\circ$. El ancho de la zona de DPS es $W = 35$ [m], el desplazamiento del suelo es $\delta = 2,5$ [m], y en el caso del modelo de Miyajima y Kitaura (1989), la constante del resorte equivalente de la zona no licuable es 200 veces el de la constante de la zona de DPS.

- Análisis N° 1: influencia del parámetro H .

Los valores de H considerados en este análisis son los siguientes: 0,6 - 0,8 - 1,0 - 1,2 - 1,5 - 1,8 - 2,0 - 2,2 - 2,5 - 2,8 - 3,0 - 3,2 - 3,5 [m]. La Figura 4.19 se presenta en función de la razón entre la profundidad de entierro y el diámetro (que en este análisis se mantiene constante).

Como se ve en la Figura 4.19, al aumentar de la profundidad de entierro, el confinamiento proporcionado por el suelo aumenta, por lo que la tubería aumenta su flexibilidad. En el caso de O'Rourke, a partir de H/D igual a 3, la tubería cambia su comportamiento de viga doblemente empotrada a una estructura tipo cable, por lo que su deformación es igual al perfil asumido para el suelo. Algo similar ocurre en el caso del modelo de Liu y O'Rourke, puesto que a partir de H/D igual a 4,6 se alcanza la deformación crítica (ecuación (4.65)), y la tubería comienza a comportarse como un cable. Por último, las deformaciones obtenidas del modelo de Miyajima y Kitaura aumentan en una tasa menor que las deformaciones de los otros modelos, y no superan el 0,5%, puesto que el valor escogido para el módulo de reacción del suelo en la zona de DPS es bajo comparado con el módulo fuera de aquella zona.

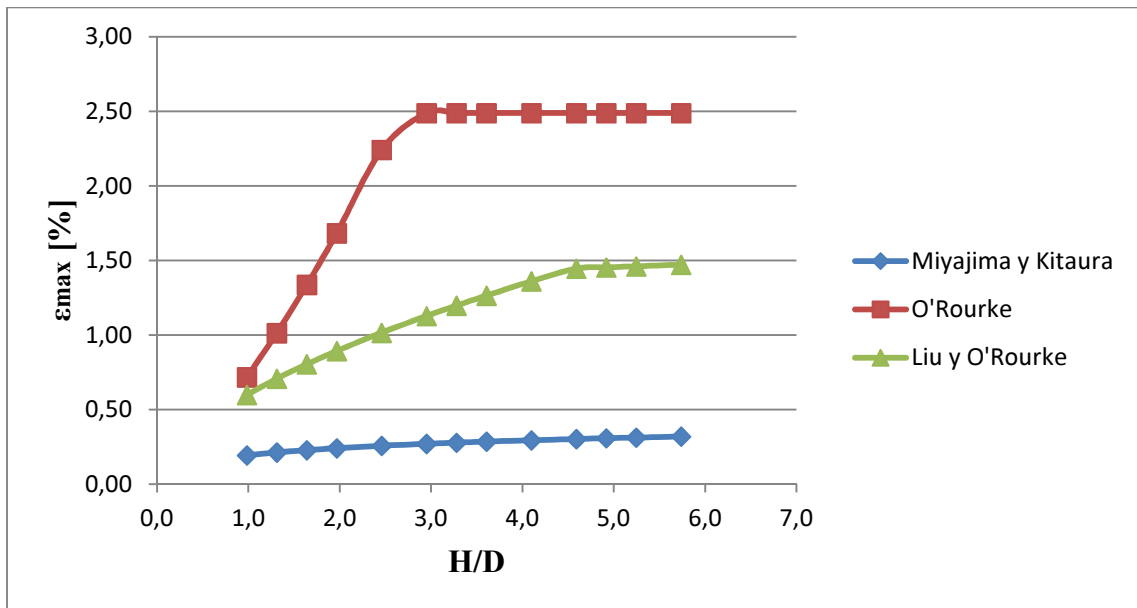


Figura 4.19: Deformación máxima en tubería en función del parámetro H/D

En el caso de las deformaciones mínimas (Figura 4.20), las obtenidas mediante el modelo de Miyajima y Kitaura son de la misma magnitud que las máximas, pero en este caso son deformaciones de compresión, puesto que el modelo no considera deformaciones axiales puras. En el caso del modelo de O'Rourke, la tubería se comporta como viga doblemente empotrada hasta H/D igual a 2,5, en el que sólo hay deformaciones debido a la flexión. Luego, el elemento se comporta como cable, y prácticamente no hay deformaciones debido a la flexión. Finalmente, en el modelo de Liu y O'Rourke se obtienen deformaciones que combinan el efecto de la tensión axial y de la flexión.

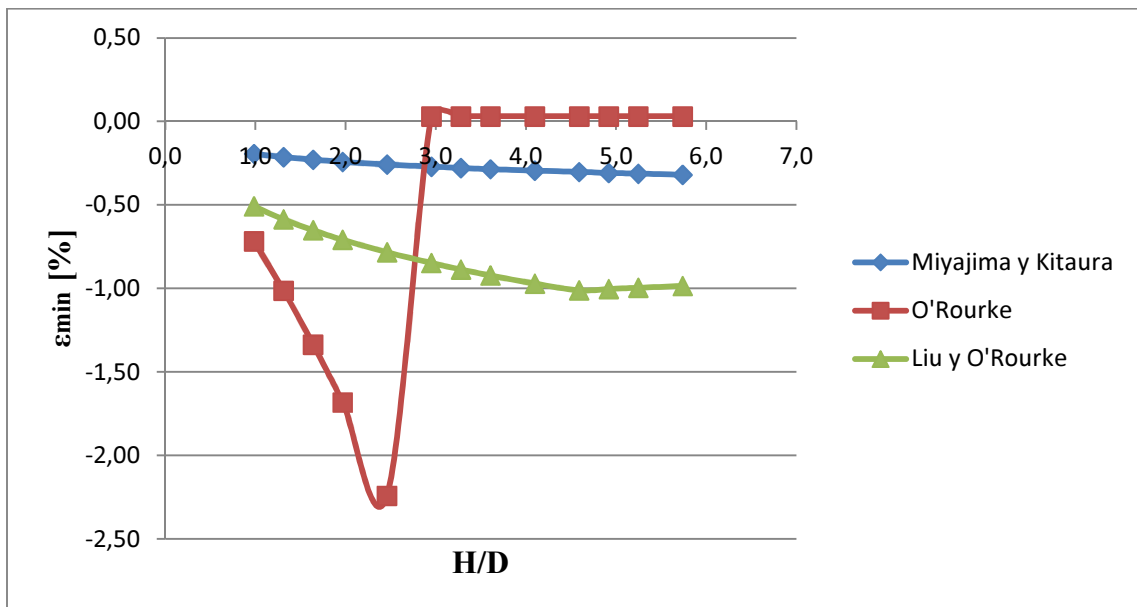


Figura 4.20: Deformación mínima en tubería en función del parámetro H/D

- Análisis N° 2: influencia del parámetro δ .

Los valores de δ considerados en este análisis son los siguientes: 0,5 – 0,8 – 1,0 – 1,2 – 1,5 – 1,8 – 2,0 – 2,2 – 2,5 – 2,8 – 3,0 – 3,2 – 3,5 – 3,8 – 4,0 [m].

La Figura 4.21 muestra que en el caso del modelo de Liu y O'Rourke, se alcanzó la deformación crítica después de un desplazamiento del suelo sobre los 1,5 [m], y a partir de allí la deformación máxima en la tubería ya no aumenta. Las deformaciones obtenidas mediante el modelo de O'Rourke llegan a un valor algo mayor que 2% después de que el suelo se ha desplazado aproximadamente 2,5 [m]. Luego de este desplazamiento, la tubería deja de comportarse como cable, y ya no se deforma conjuntamente con el suelo. Por otro lado, las deformaciones obtenidas mediante el modelo de Miyajima y Kitaura son menores que la mitad de las deformaciones obtenidas por el modelo de Liu y O'Rourke, ya que se escogió un valor de K_I para la zona de DPS 200 veces más bajo que el del suelo no licuable.

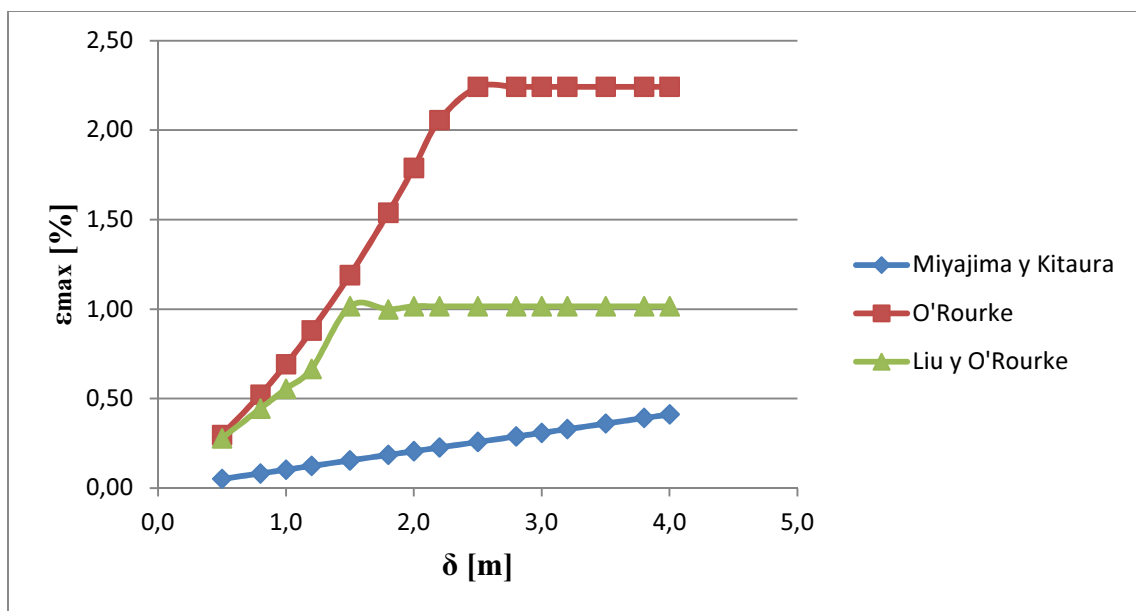


Figura 4.21: Deformación máxima en función del parámetro δ

En cuanto a las deformaciones mínimas, la Figura 4.22 muestra una región en la que la tubería se comporta como un elemento flexible, en los mismos rangos descritos en el párrafo anterior para cada modelo. Para valores de δ cercanos a 4 [m], la tubería se deforma mayoritariamente debido a la flexión.

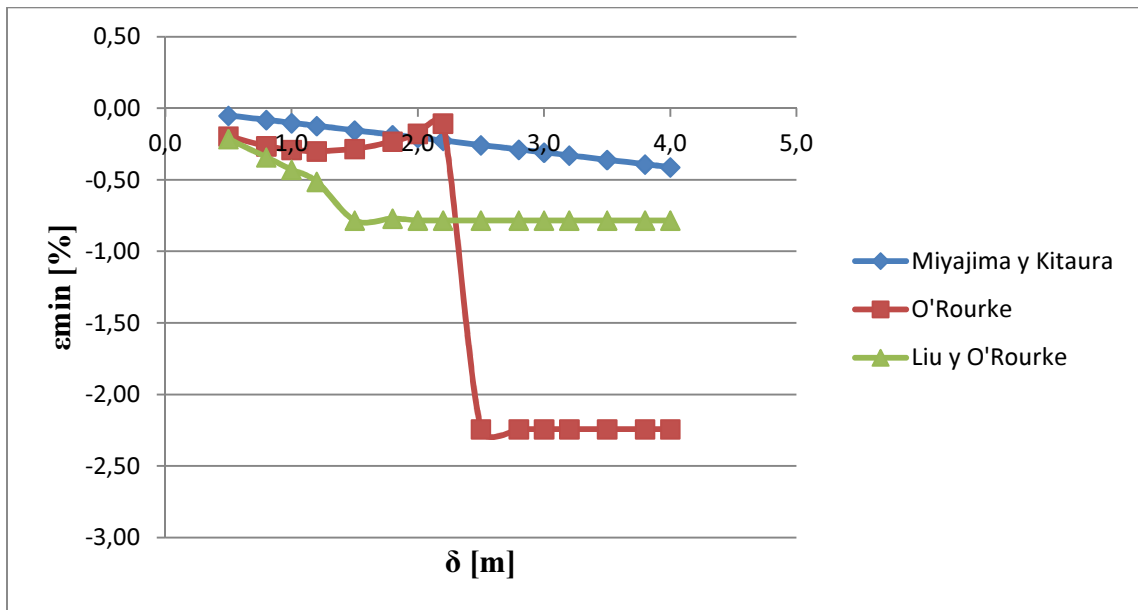


Figura 4.22: Deformación mínima en función del parámetro δ

- Análisis N° 3: influencia del parámetro K_2/K_1 en el modelo de Miyajima y Kitaura.

Los valores de K_2/K_1 considerados en este análisis varían entre 1 y 4.000.

Como se puede apreciar en la Figura 4.23, las deformaciones de tracción y compresión en este modelo son muy sensibles al valor de K_2/K_1 escogido. Para K_2/K_1 menores que 300, las deformaciones crecen a una gran tasa. Esto indica que zonas de DPS con bajo grado de licuación son las que producen mayores deformaciones en una tubería. La deformación más alta (1,9%) se obtiene para $K_2 = K_1$.

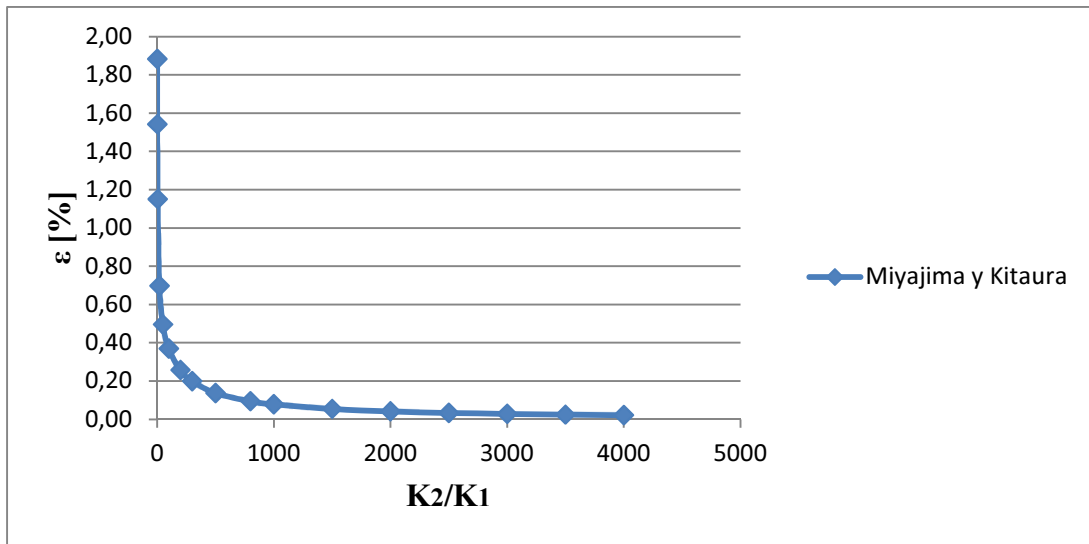


Figura 4.23: Deformación máxima y mínima en función del parámetro K_2/K_1

4.3. Modelos asociados a la acción de fallas geológicas

4.3.1. Introducción

Una falla activa se define como una discontinuidad entre dos trozos de la corteza terrestre, en la que, a lo largo de ésta, pueden ocurrir movimientos relativos. Estos movimientos se concentran en zonas de falla relativamente estrechas. En las fallas normales e inversas, predomina el movimiento vertical, sin embargo las primeras inducen principalmente esfuerzos de tracción en una tubería, y las segundas inducen esfuerzos compresivos. En una falla de rumbo, el movimiento predominante es el horizontal, y dependiendo del ángulo en el que esté orientada la tubería, ésta puede experimentar compresión o tracción. La falla oblicua corresponde a una situación en la que tanto el movimiento horizontal y el vertical son predominantes.

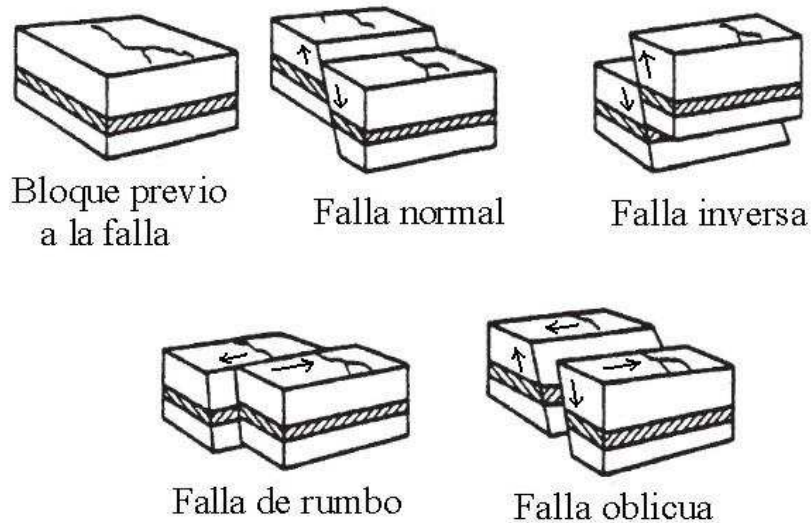


Figura 4.24: Diagrama de fallas geológicas (O'Rourke y Liu, 1999)

A continuación se presentan algunas relaciones empíricas para estimar la magnitud de los desplazamientos ocasionados por fallas, que fueron propuestas por Wells y Coppersmith (1994), a partir de datos de 421 sismos en todo el mundo:

- Falla de rumbo:

$$\log \Delta_f = -6.32 + 0.90M \quad (4.69)$$

- Falla normal:

$$\log \Delta_f = -4.45 + 0.63M \quad (4.70)$$

- Falla inversa:

$$\log \Delta_f = -0.74 + 0.08M \quad (4.71)$$

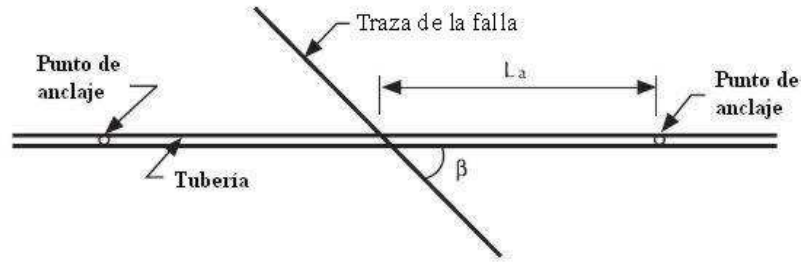
- Falla ciega o incierta:

$$\log \Delta_f = -4.80 + 0.69M \quad (4.72)$$

donde Δ_f es el desplazamiento de la falla y M es la magnitud del sismo.

4.3.1.1. Modelo de Newmark y Hall (1975)

El modelo de Newmark y Hall (1975) (ver Figura 4.25) considera una tubería que intersecta una falla de rumbo en un ángulo β . Además, el desplazamiento de total de la falla es Δ_f , y la tubería se asume unida al suelo a través de dos puntos de anclaje, separados en una distancia L_a de la traza de la falla. Estos puntos pueden ser codos, empalmes, o el mismo suelo que, a través de las fuerzas de fricción, puede cumplir este rol.



(a) Anterior al movimiento de la falla



(b) Posterior al movimiento de la falla

Figura 4.25: Vista en planta del modelo de Newmark y Hall para una tubería que atraviesa una falla de rumbo (O'Rourke y Liu, 1999)

Por otro lado, se desprecia la rigidez a flexión del elemento y la interacción lateral (perpendicular al eje axial) en la interfase suelo-tubería, considerando sólo fuerzas de fricción longitudinal.

En relación al cambio de longitud requerido en la tubería, en un costado de la falla, debido a la geometría del problema, éste tiene una componente paralela al eje axial del elemento, dada por $(\Delta_f \cos\beta)/2$. La segunda componente tiene relación con el desplazamiento perpendicular al eje axial de la tubería, y está dada por $(\Delta_f \sin\beta)^2/(8L_a)$, donde L_a es el largo efectivo no anclado. Por la simetría del problema, el cambio de longitud requerido total es el doble de la suma de los términos anteriores, es decir:

$$\Delta L_r = 2 \left(\frac{\Delta X}{2} + \frac{\Delta Y^2}{8L_a} \right) = \Delta X + \frac{\Delta Y^2}{4L_a} \quad (4.73)$$

donde $\Delta X = \Delta_f \cos\beta$, $\Delta Y = \Delta_f \sin\beta$, y L_a es el largo efectivo no anclado, esto es, la distancia entre la traza de la falla y el punto de anclaje.

Si no hay restricciones que proporcionen anclaje cerca de la falla, la resistencia axial es provista sólo por las fuerzas de fricción en la interfase, pudiendo estimarse L_a como la suma del largo en el que se desarrollan deformaciones elásticas, y el largo en el que lo hacen las deformaciones plásticas:

$$L_a = L_e + L_p \quad (4.74)$$

L_e y L_p están dados por las siguientes expresiones:

$$L_e = \begin{cases} \frac{\sigma_a A_p}{t_u}, & \sigma_a < \sigma_1 \\ \frac{\sigma_1 A_p}{t_u}, & \sigma_1 \leq \sigma_a \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (4.75)$$

$$L_p = \begin{cases} 0, & \sigma_a < \sigma_1 \\ \frac{(\sigma_a - \sigma_1) A_p}{t_u}, & \sigma_1 \leq \sigma_a \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (4.76)$$

donde σ_a es la tensión axial máxima en la tubería, A_p es el área de la sección transversal de la tubería, σ_1 es la tensión unitaria de fluencia del material, σ_2 es la tensión tal que el material cambia su comportamiento de fluencia parcial a fluencia total, y t_u es la fuerza de fricción axial por unidad de largo en la interfase suelo-tubería. El valor de σ_a se asume en primera instancia.

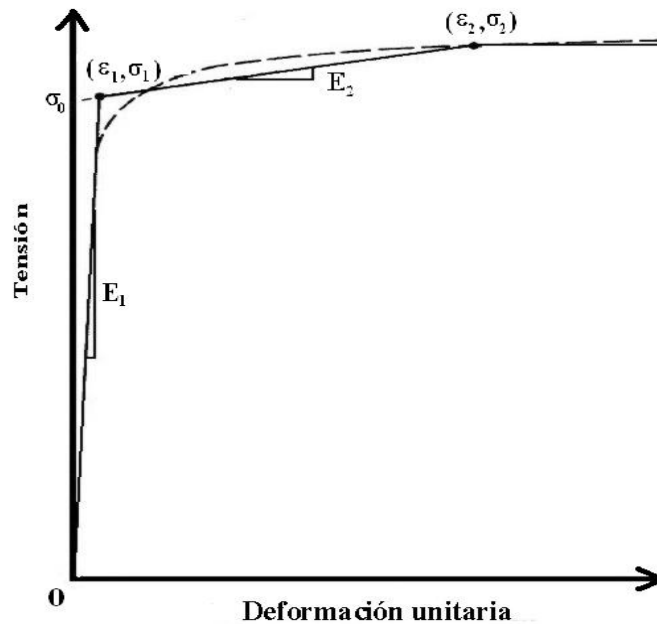


Figura 4.26: Idealización tri-lineal del material

Las deformaciones promedio elástica y plástica están dadas por:

$$\bar{\varepsilon}_e = \begin{cases} \frac{\sigma_a}{2E_1}, & \sigma_a < \sigma_1 \\ \frac{\sigma_1}{2E_1}, & \sigma_1 \leq \sigma_a \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (4.77)$$

$$\bar{\varepsilon}_p = \begin{cases} 0, & \sigma_a < \sigma_1 \\ \frac{\sigma_a - 2\sigma_0 + \sigma_1}{2E_2}, & \sigma_1 \leq \sigma_a \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (4.78)$$

Por otro lado, los cambios de longitud en la tubería, tanto elásticos como plásticos, en cada costado de la falla son:

$$\Delta L_e = L_e \bar{\varepsilon}_e \quad (4.79)$$

$$\Delta L_p = \begin{cases} 0, & \sigma_a < \sigma_1 \\ L_p \bar{\varepsilon}_p, & \sigma_1 \leq \sigma_a \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (4.80)$$

Luego, se tiene que el cambio de longitud disponible a lo largo de la tubería debido a la tensión axial σ_a asumida es:

$$\Delta L_a = 2(\Delta L_e + \Delta L_p) \quad (4.81)$$

La condición para que el problema esté resuelto es que ΔL_r sea igual a ΔL_a . Si esto no es así, se debe escoger otro valor para σ_a . La guía ASCE (1984) propone la ecuación (4.82) para estimar una nueva tensión axial máxima en función de la diferencia entre ΔL_r y ΔL_a .

$$\sigma_{a(new)} = \begin{cases} \sigma_{a(old)} + \frac{E_1 t_u (\Delta L_r - \Delta L_a)}{2A \sigma_{a(old)}}, & \sigma_a < \sigma_1 \\ \sigma_{a(old)} + \frac{E_2 t_u (\Delta L_r - \Delta L_a)}{2A (\sigma_{a(old)} - \sigma_0)}, & \sigma_1 \leq \sigma_a \leq \sigma_2 \end{cases} \quad (4.82)$$

4.3.1.2. Modelo de Kennedy et al. (1977b)

El modelo de Kennedy et al. (1977b) incorpora los efectos de la interacción lateral suelo-tubería en el análisis, y también considera la acción de las grandes deformaciones axiales sobre la rigidez a la flexión en una tubería. Debido a que esta rigidez disminuye aproximadamente hasta un 0,5% del valor de la rigidez inicial a consecuencia de una deformación axial más allá de la deformación de fluencia (O'Rourke y Liu, 1999), en este modelo la deformación por flexión es relativamente pequeña más allá de este rango.

En la región en la que actúan las fuerzas de interacción laterales, se asume un radio de curvatura constante R_c (ver Figura 4.27).

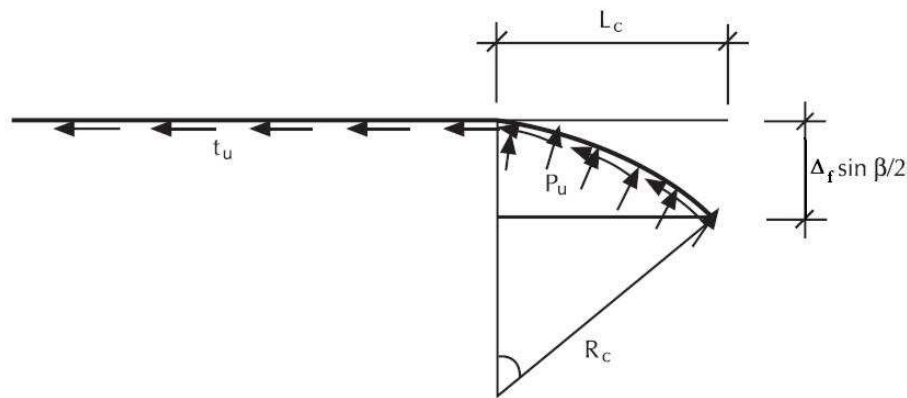


Figura 4.27: Vista en planta del modelo de Kennedy et al. (1977b), para una falla de rumbo (O'Rourke y Liu, 1999)

La fuerza axial máxima en la tubería está dada por:

$$Q = \sigma_a A_s \quad (4.83)$$

donde A_s es el área de la sección transversal de la tubería.

Siguiendo la analogía del problema de un fluido ejerciendo presión sobre un cilindro, el radio de curvatura se puede estimar como:

$$R_c = \frac{QC_p}{p_u} \quad (4.84)$$

El factor de corrección, C_p , toma en cuenta el efecto que tiene la presión interna en una tubería rígida sin rigidez a flexión en el incremento en la tensión axial de tracción.

$$C_p = 1 - \frac{p_i \pi D^2}{4Q} \quad (4.85)$$

La curvatura no afecta de gran manera la fuerza axial si la deformación de flexión, ε_b , es menor que un 80% de la deformación axial, es decir:

$$\varepsilon_b \leq 0.8\varepsilon_a \quad (4.86)$$

donde ε_b es igual a $\kappa D/2$, y κ es la curvatura en la tubería.

La rigidez a flexión en la configuración deformada es despreciable comparada con la rigidez a flexión inicial si la deformación mínima, $\varepsilon_{min} = \varepsilon_a - \varepsilon_b$, es menor que ε_0 , con $\varepsilon_0 = \sigma_o/E_i$. Por otro lado, L_c es la proyección horizontal de la tubería deformada lateralmente (ver Figura 4.27), y se calcula como:

$$L_c = \sqrt{\Delta Y R_c} \quad (4.87)$$

El alargamiento requerido total de la tubería, ΔL_r , es la suma entre la componente axial del desplazamiento de la falla y el alargamiento inducido por la componente lateral de este desplazamiento, es decir:

$$\Delta L_r = \Delta X + \frac{\Delta Y^2}{3L_c} \quad (4.88)$$

Los largos de cada segmento recto en los costados de la falla, L_1 y L_2 , requeridos para transferir la fuerza Q al suelo a través de las fuerzas de fricción longitudinal se calculan mediante la siguiente expresión:

$$L_1 = L_2 = \frac{Q - t_{uc}L_{cl}}{t_u} + L_{cl} \quad (4.89)$$

El alargamiento total disponible se calcula mediante la integración de la deformación unitaria en la tubería expresada mediante la relación de Ramberg y Osgood (Ecuación (3.1)). Es decir:

$$\Delta L_a = 2\Delta L_c + \Delta L_{s1} + \Delta L_{s2} \quad (4.90)$$

donde

$$\Delta L_{s1} = \varepsilon_0 \left\{ L_{sl1} \left(\frac{B_s + B_{l1}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r+2)} (B_s^{r+2} - B_{l1}^{r+2}) \right\} \quad (4.91)$$

$$\Delta L_{s2} = \varepsilon_0 \left\{ L_{sl2} \left(\frac{B_s + B_{l2}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r+2)} (B_s^{r+2} - B_{l2}^{r+2}) \right\} \quad (4.92)$$

$$\Delta L_c = \varepsilon_0 \left\{ L_{cl} \left(\frac{B_m + B_s}{2} \right) + \frac{C}{h_c(r+2)} (B_m^{r+2} - B_s^{r+2}) \right\} \quad (4.93)$$

$$C = \frac{n}{r+1} \quad (4.94)$$

$$h_c = \frac{t_{uc}}{A_s \sigma_0} \quad (4.95)$$

$$h_s = \frac{t_u}{A_s \sigma_0} \quad (4.96)$$

$$L_{sl1} = L_1 - L_{cl} \quad (4.97)$$

$$L_{sl2} = L_2 - L_{cl} \quad (4.98)$$

$$B_m = \sigma_a / \sigma_0 \quad (4.99)$$

$$B_s = B_m - h_c L_c \quad (4.100)$$

$$B_{l1} = B_s - h_s L_{sl1} \quad (4.101)$$

$$B_{I2} = B_s - h_s L_{sl2} \quad (4.102)$$

4.3.1.3. Modelo de Wang y Yeh (1985)

Wang y Yeh (1985) analizaron la deformación en una tubería basándose en las fuerzas de equilibrio y en deformaciones de compatibilidad, asumiendo un radio de curvatura constante en las regiones I y II (ver Figura 4.28), y una viga semi-infinita en medio elástico en la zona III.



Figura 4.28: Vista en planta del modelo de Wang y Yeh (1985) (O'Rourke y Liu, 1999)

La tubería y la traza de la falla forman un ángulo β . El movimiento de la falla, Δ_f , se puede descomponer en un término paralelo y otro perpendicular al eje axial de la tubería:

$$\Delta X = \Delta_f \cos \beta \quad \Delta Y = \Delta_f \sin \beta \quad (4.103)$$

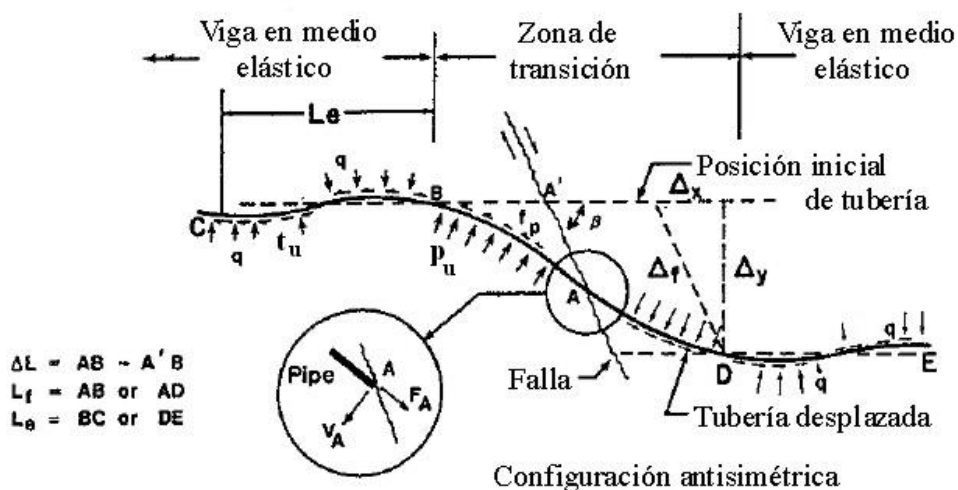


Figura 4.29: Fuerzas de interacción en el modelo de Wang y Yeh (1985)

Al igual que en los modelos anteriores, la simetría del problema permite analizar sólo una mitad del elemento.

En la región III actúa la fuerza de fricción longitudinal, t_u . En las regiones I y II, la interacción lateral está representada por la fuerza por unidad de longitud, p_u , y la fricción longitudinal se estima mediante la siguiente expresión:

$$f_p = p_u \tan \phi_p \quad (4.104)$$

donde ϕ_p es el ángulo de fricción entre el suelo y la tubería.

En la región III, la ecuación diferencial para una viga en medio elástico está dada por:

$$EIy^{IV} + ky = 0 \quad (4.105)$$

donde EI es la rigidez flexional, la variable espacial, y , es la deflexión de la viga, y k es el módulo de reacción del suelo. La solución general homogénea para la ecuación (4.105) es:

$$y = e^{\lambda x}(C_1 \cos \lambda x + C_2 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C_3 \cos \lambda x + C_4 \sin \lambda x) \quad (4.106)$$

donde la constante λ corresponde a:

$$\lambda = \sqrt[4]{\left(\frac{k}{4EI}\right)} \quad (4.107)$$

y C_1 , C_2 , C_3 y C_4 son constantes que pueden determinarse mediante las condiciones de borde de la tubería.

Las condiciones de borde del problema permiten determinar el desplazamiento y , el cual es:

$$y = C_4 e^{-\lambda x} \sin \lambda x \quad (4.108)$$

La constante C_4 se obtiene a partir del momento en el punto B (M_B), a través de la relación momento curvatura en $x=0$.

$$C_4 = M_B / (2EI\lambda^2) \quad (4.109)$$

De este modo:

$$y = \frac{M_B}{2EI\lambda^2} e^{-\lambda x} \sin \lambda x \quad (4.110)$$

Además:

$$\theta_B = \frac{M_B}{2\lambda EI} \quad (4.111)$$

$$V_B = -\lambda M_B \quad (4.112)$$

donde θ_B es la rotación de la tubería y V_B es el corte interno en el punto B.

En relación a las regiones I y II, el sistema de fuerzas se aprecia en la Figura 4.30. Así, las ecuaciones de equilibrio en los ejes deformados, \bar{X} e \bar{Y} son:

$$\sum F_{\bar{X}} = 0$$

$$\bar{F}_B = F_A \cos Q - V_A \sin Q - f_p R \sin Q + p_u R(1 - \cos Q) + V_B \sin \theta_B \quad (4.113)$$

$$\sum F_{\bar{Y}} = 0$$

$$\bar{V}_B = -F_A \sin Q - V_A \cos Q - f_p R(\cos Q - 1) + p_u R \sin Q \quad (4.114)$$

$$\sum M_0 = 0$$

$$M_B = (F_A - \bar{F}_B)R - f_p R^2 Q \quad (4.115)$$

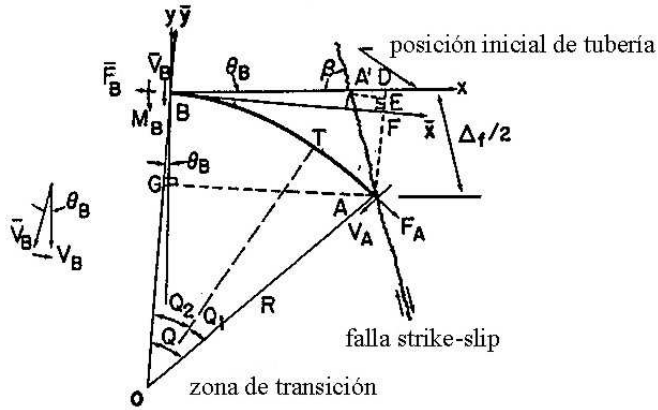


Figura 4.30: Configuración geométrica de la tubería enterrada sometida a un gran movimiento de falla de rumbo (Wang y Yeh, 1985)

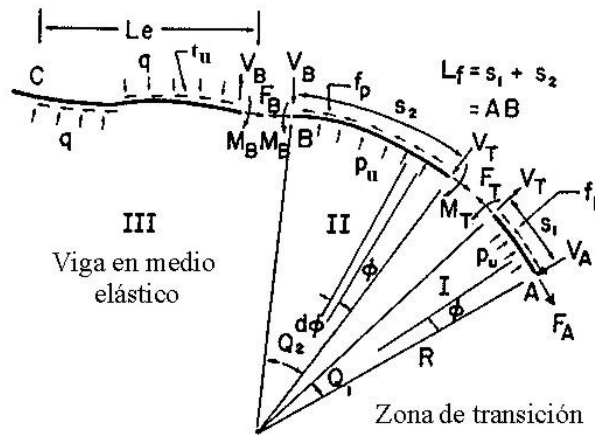


Figura 4.31: Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del alargamiento permisible de una tubería enterrada a lo largo de la falla (Wang y Yeh, 1985)

donde F es la fuerza axial, V es la fuerza de corte, R es el radio de curvatura de las regiones I y II, y Q es el ángulo que subtende el arco AB.

La fuerza de corte, \bar{V}_B , en el eje deformado es $V_B \cos \theta_B$, y $V_B = \lambda M_B$. Luego:

$$F_A = p_u R + \frac{M_B(1/R + \lambda \sin \theta_B + \lambda \cos \theta_B \tan Q) - f_p R(\tan Q - Q)}{1 - \cos Q - \sin Q \tan Q} \quad (4.116)$$

Una expresión explícita para el radio de curvatura R (Wang y Yeh, 1985) se obtiene en términos de Q , θ_B y β :

$$R = \frac{0.5\Delta\{\sin(\beta - \theta_B) + \cos(\beta - \theta_B) \tan \theta_B\}}{1 - \cos Q + \sin Q \tan \theta_B} \quad (4.117)$$

La teoría de Bernoulli-Euler define la relación básica de momento-curvatura para un elemento tipo viga de la siguiente forma:

$$M = \bar{E}I/R \quad (4.118)$$

donde \bar{E} es el módulo de elasticidad secante, que dependiendo del nivel tensional de flexión, puede corresponder al módulo de elasticidad inicial, e I es el momento de inercia de la tubería.

Sustituyendo la ecuación (4.118) en (4.116) se tiene:

$$F_A = p_u R + \frac{(E\bar{I}/R)(1/R + \lambda \cos \theta_B \tan Q + \lambda \sin \theta_B) - f_p R (\tan Q - Q)}{1 - \cos Q - \sin Q \tan Q} \quad (4.119)$$

De la ecuación (4.111) se desprende que:

$$\theta_B = 1/(2\lambda R) \quad (4.120)$$

La diferencia entre el largo de los segmentos A'B y AB (ver Figura 4.30) es llamada alargamiento geométrico, Δ_G , que se estima como:

$$\Delta_G = RQ - \frac{R \sin Q - 0.5\Delta_f \cos(\beta - \theta_B)}{\cos \theta_B} \quad (4.121)$$

En la región I, las tensiones y deformaciones axiales se pueden calcular en función de la variable ϕ , de la siguiente manera (Yeh, 1983):

$$\sigma^i = \frac{1}{A} \{F_A \cos \phi - V_A \sin \phi - f_p R \sin \phi + p_u R (1 - \cos \phi)\} \quad (4.122)$$

$$\varepsilon^i = \varepsilon_1 + \frac{1}{E_2} (\sigma^i - \sigma_1) \quad (4.123)$$

donde A es el área de la sección transversal de la tubería, σ_1 y ε_1 son la primera tensión de fluencia y deformación de fluencia, y E_2 es el segundo módulo de Young, definido para la región inelástica (ver Figura 4.32).

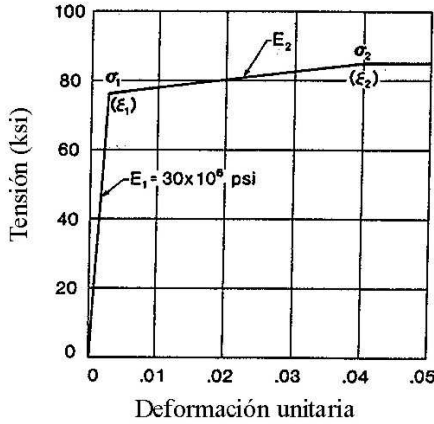


Figura 4.32: Curva tensión-deformación para una tubería de acero grado X-70 (Newmark y Hall, 1975)

Después de integrar las deformaciones sobre el ángulo Q_1 , el alargamiento total para la región I, Δe_1 , se obtiene como:

$$\Delta e_1 = (R/E_2 A) \{ F_A \sin Q_1 + (V_A + f_p R)(\cos Q_1 - 1) + p_u R(Q_1 - \sin Q_1) \} + R Q_1 \sigma_1 (1/E_1 - 1/E_2) \quad (4.124)$$

En la región II, la tensión axial en cualquier punto es:

$$\sigma^{ii} = \{ F_T \cos \phi - V_T \sin \phi - f_p R \sin \phi + p_u R(1 - \cos \phi) \} / A \quad (4.125)$$

donde F_T y V_T son los esfuerzos axial y de corte entre las regiones I y II.

Luego de integrar las deformaciones sobre el ángulo Q_2 , el alargamiento de la región II, Δe_2 , se obtiene como:

$$\Delta e_2 = (R/E_1 A) \{ F_T \sin Q + (V_T + f_p R)(\cos Q_2 - 1) + p_u R(Q_2 - \sin Q_2) \} \quad (4.126)$$

Para determinar la magnitud del alargamiento en la región III, una ecuación simple para la tensión axial incorporando la influencia de la presión estática del suelo se expresa a continuación:

$$\sigma^{iii} = \sigma_B - \int_0^s (t_u/A) ds = \sigma_B - st_u/A \quad (4.127)$$

donde σ_B es la tensión axial en el punto B, y s es la distancia en la región III medida desde el punto B.

Un largo efectivo, L_e , en la región III se determina de la ecuación (4.128) imponiendo $\sigma^{iii}=0$ y $L_e=s$, así:

$$L_e = \sigma_B A / t_u \quad (4.128)$$

Luego, el alargamiento para la región III, Δe_3 , se obtiene de la siguiente expresión:

$$\Delta e_3 = \frac{1}{E_1} (\sigma_B L_e - t_u L_e^2 / 2A) \quad (4.129)$$

El alargamiento total permisible es:

$$\Delta_p = \Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 \quad (4.130)$$

Para satisfacer la condición de compatibilidad, se debe cumplir lo siguiente:

$$\Delta_G = \Delta_p \quad (4.131)$$

En relación al módulo de elasticidad reducido, \bar{E} , en el punto B para una tubería típica de acero sometida a flexión, se puede expresar como:

i)

$$\begin{aligned} M_B &\leq M_{y1} \\ \bar{E} &= E_1 \end{aligned} \quad (4.132)$$

ii)

$$M_{y1} \leq M_B \leq M_{y2} \quad (4.133)$$

$$\bar{E} = M_B / \{M_{y1}/E_1 + (M_B - M_{y1})/E_2\}$$

iii)

$$M_{y2} \leq M_B \leq M_p \quad (4.134)$$

$$\bar{E} = E_{r2} (M_p - M_B) / (M_p - M_{y2})$$

4.3.1.4. Modelo de Paolucci et al. (2010)

El modelo de Paolucci et al. (2010) consiste en asumir un mecanismo de falla que consiste en la formación de dos rótulas plásticas en ambos costados de la falla (ver Figura 4.33), que concentran la deformación por flexión. Entre ambas rótulas, la tubería experimenta alargamiento en forma plástica.

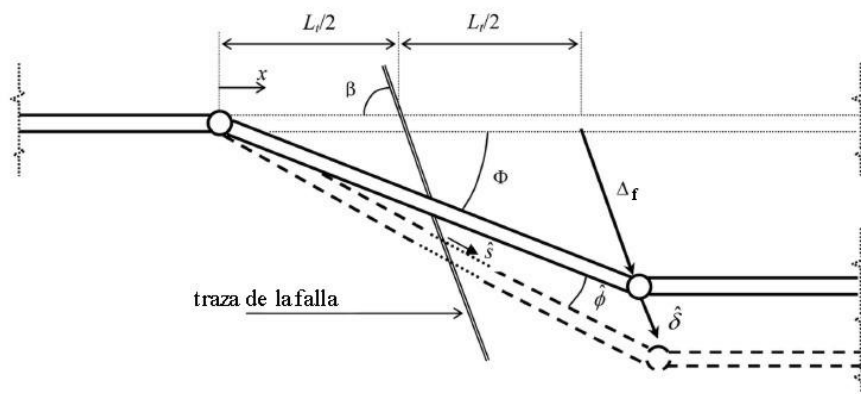


Figura 4.33: Esquema modelo de Paolucci et al. (2010)

Para un desplazamiento de la falla dado Δ_f , la única variable que queda por conocer es el ángulo Φ formado por el eje de la tubería respecto del original. Para determinar esta variable, el

sistema es sometido a un incremento virtual infinitesimal δ en el desplazamiento de la falla. El trabajo total, P_r , de las fuerzas resistentes se calcula como:

$$P_r = P_{r1} + P_{r2} + P_{r3} + P_{r4} \quad (4.135)$$

donde P_{r1} , P_{r2} , P_{r3} y P_{r4} corresponden a los trabajos asociados a las rótulas plásticas, alargamiento plástico de la tubería, deslizamiento longitudinal y movimiento transversal horizontal, respectivamente.

El trabajo asociado a las rótulas plásticas se puede determinar mediante las siguientes expresiones:

$$P_{r1} = 2M_p \hat{\phi} \quad (4.136)$$

$$M_p = \frac{4}{3} \sigma_y (R_e^3 - R_i^3) \quad (4.137)$$

donde R_e y R_i corresponden a los radios externo e interno respectivamente, y σ_y es la tensión de fluencia del material. Además:

$$\hat{\phi} = \delta \frac{\sin \Phi \sin(\beta - \Phi)}{\Delta_f \sin \beta} \quad (4.138)$$

En cuanto al alargamiento plástico de la tubería:

$$P_{r2} = F_p \cdot \hat{s} \quad (4.139)$$

$$F_p = \pi \sigma_y (R_e^2 - R_i^2) \quad (4.140)$$

$$\hat{s} = \delta \cos(\beta - \Phi) \quad (4.141)$$

Por otro lado, para el deslizamiento longitudinal, se tiene:

$$P_{r3} = \int_0^{L_t} t_u(x) \hat{s}(x) dx \quad (4.142)$$

donde t_u es la fuerza de fricción por unidad de largo en la interfase suelo-tubería en la dirección longitudinal. Además:

$$\hat{s}(x) = \hat{\delta} \frac{\sin \Phi \cos(\beta - \Phi)}{\Delta_f \sin \beta} x \quad (4.143)$$

$$L_t = \Delta_f \frac{\sin \beta}{\sin \Phi} \quad (4.144)$$

donde L_t es el largo de la tubería entre dos rótulas.

Para el movimiento transversal horizontal:

$$P_{r4} = \int_0^{L_t} p_u(x) \hat{\delta}_t(x) dx \quad (4.145)$$

donde p_u es la fuerza resistente límite por unidad de largo transmitida a la tubería, debido al movimiento transversal de ésta. La componente transversal del desplazamiento está dada por:

$$\hat{\delta}_t(x) = \hat{\delta} \frac{x}{\Delta_f} \sin \Phi \quad (4.146)$$

La solución se obtiene minimizando el trabajo P_r con respecto al parámetro Φ . Luego de obtener el valor óptimo de este parámetro, la deformación por flexión y la deformación axial se calculan como:

$$\varepsilon_b = \frac{\Phi}{4} \quad (4.147)$$

$$\varepsilon_a = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \Phi)} - 1 \quad (4.148)$$

4.3.1.5. Análisis y comparaciones entre modelos

A continuación se presentan algunos análisis y comparaciones entre los modelos de Newmark y Hall (1975), Kennedy et al (1977b), Wang y Yeh (1985) y Paolucci et al (2010), para estudiar la influencia de ciertos parámetros en la respuesta de una tubería enterrada. La tubería

utilizada posee un diámetro $D = 0,61$ [m], espesor $t = 8,7$ [mm], y es de acero API X-70, de módulo de elasticidad $E = 210$ [GPa], tensión de fluencia $\sigma_y = 517$ [MPa], y parámetros de Ramberg-Osgood $n = 5,5$ y $r = 16,6$ (Tabla 3.1). La profundidad de entierro es $H = 1,5$ [m] (medida desde el eje del elemento), en un suelo arenoso poco denso, cuyo peso unitario efectivo es $\gamma = 18$ [kN/m³], y cuyo ángulo de fricción suelo-tubería es $\phi_p = 21^\circ$. El ángulo de cruce entre la falla y la tubería es $\beta = 40^\circ$, y el desplazamiento de la falla se estima en $\Delta_f = 0,955$ [m], correspondiente a un sismo de magnitud $M = 7$ para una falla de rumbo (ecuación (4.69)).

- Análisis N° 1: influencia del parámetro H .

Los valores de H considerados en este análisis son los siguientes: 0,6 - 0,8 - 1,0 - 1,2 - 1,5 - 1,8 - 2,0 - 2,2 [m]. La Figura 4.34 se presenta en función de la razón entre la profundidad de entierro y el diámetro (que en este análisis se mantiene constante).

En la Figura 4.34 y Figura 4.35 se aprecia que el aumento en la profundidad de entierro produce un aumento en las deformaciones unitarias máximas en la tubería, puesto que las fuerzas de fricción longitudinal y transversales en la interfase aumentan. Las deformaciones obtenidas mediante el modelo de Wang y Yeh son aproximadamente el doble que las obtenidas mediante el modelo de Newmark, y a su vez, algo menos de la mitad de las deformaciones que se obtienen del modelo de Kennedy et al. Por último, las deformaciones obtenidas mediante el método de Paolucci son mayores que las de Kennedy en un factor cercano a 9.

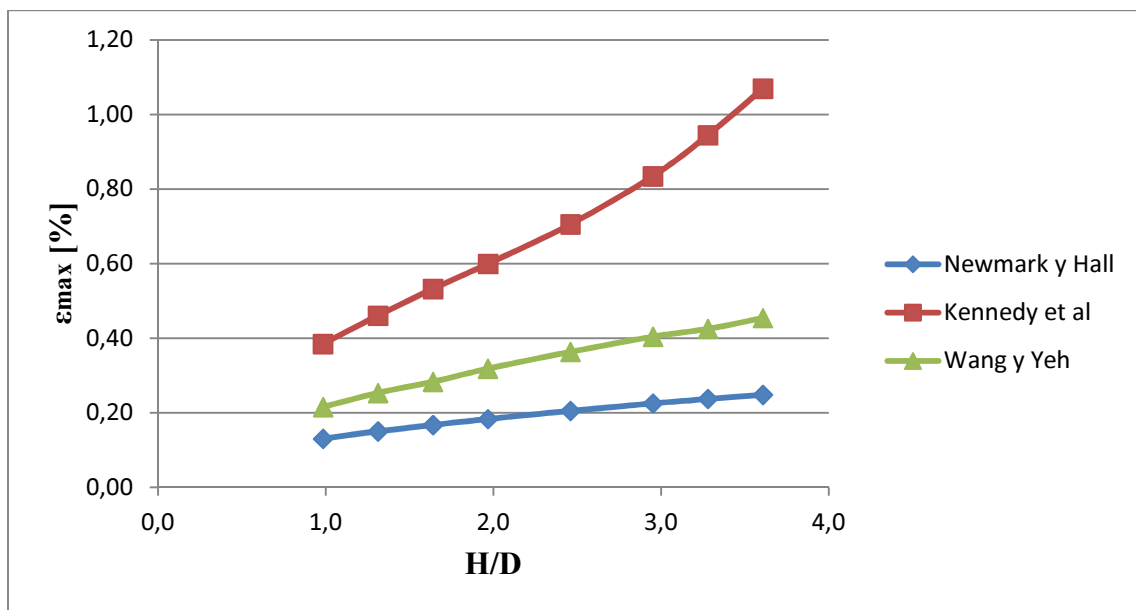


Figura 4.34: Deformación máxima en tubería en función del parámetro H/D

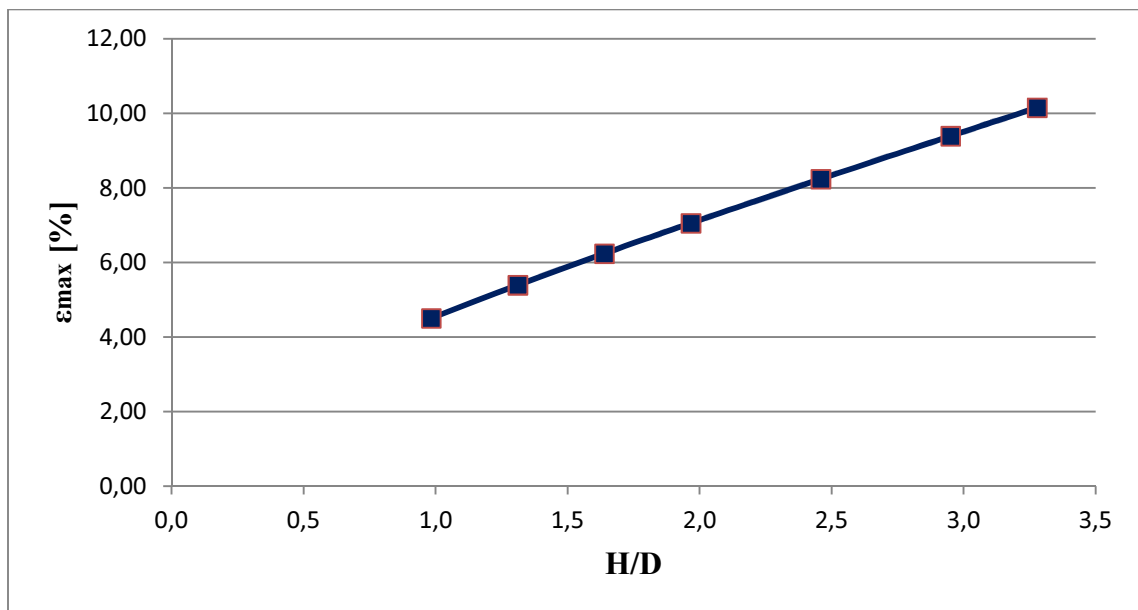


Figura 4.35: Deformación en tubería en función del parámetro H/D para el modelo de Paolucci

4.3.1.6. Comparaciones con modelos de Karamitros et al (2007)

A continuación se presenta una comparación entre los métodos descritos anteriormente, a excepción del método de Paolucci et al, con los métodos analíticos y numéricos de Karamitros et al (2007). Para ello se consideró una tubería de diámetro externo $D = 0,9144$ [m], un espesor de pared $t = 0,0119$ [m], de acero API5L-X65, de módulo de elasticidad $E = 210$ [GPa], tensión de fluencia $\sigma_y = 490$ [MPa], y parámetros de Ramberg-Osgood $n = 38,32$ y $r = 31,50$. La profundidad de entierro es $H = 1.3$ [m] (medida desde la parte superior de la tubería), en un suelo arenoso de mediana densidad, cuyo peso unitario efectivo es $\gamma = 18$ [kN/m³], y cuyo ángulo de fricción interno es $\phi = 36^\circ$. El ángulo de cruce entre la falla y la tubería es $\beta = 30^\circ$.

La Figura 4.36 muestra la deformación axial en la intersección con la falla. El método de Newmark da resultados similares a los obtenidos por el método analítico de Karamitros et al. Para desplazamientos de falla menores que $1.3D$, todos los métodos, a excepción del método de Paolucci et al, da como resultado deformaciones similares a las de los métodos analíticos y de elementos finitos de Karamitros et al.

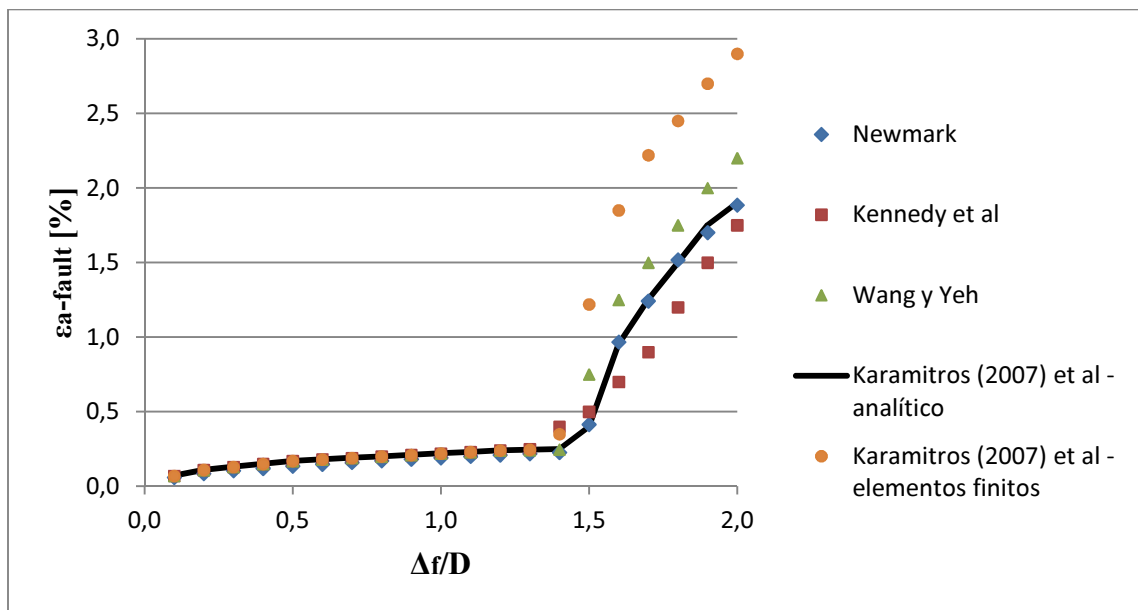


Figura 4.36: Deformación axial en la tubería en la intersección de la falla en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007)

En la Figura 4.37 se aprecia la deformación axial máxima en la tubería. Ambos modelos de Karamitros et al muestran resultados similares hasta $\Delta f/D = 1,4$. Además, estas deformaciones son mayores que las obtenidas por los mismos métodos en el cruce de la falla, lo que indica que la máxima deformación axial no necesariamente ocurre en ese lugar (Karamitros, 2007). Por otro lado, los modelos de Kennedy et al y Wang y Yeh proveen resultados que no difieren en más de un 10% con los obtenidos por el método analítico de Karamitros et al, para desplazamientos de falla mayores que $1,7D$, siendo las deformaciones provistas por el método de Newmark las más cercanas en este rango. En el rango entre $0,5D$ y $1,5D$, los métodos de Newmark, Kennedy et al y Wang y Yeh muestran deformaciones de hasta una sexta parte de las obtenidas por ambos métodos de Karamitros et al. Las mayores diferencias aparecen en rangos de desplazamientos de falla cercanos a $1D$, que son valores comunes en la práctica (Karamitros et al, 2007).

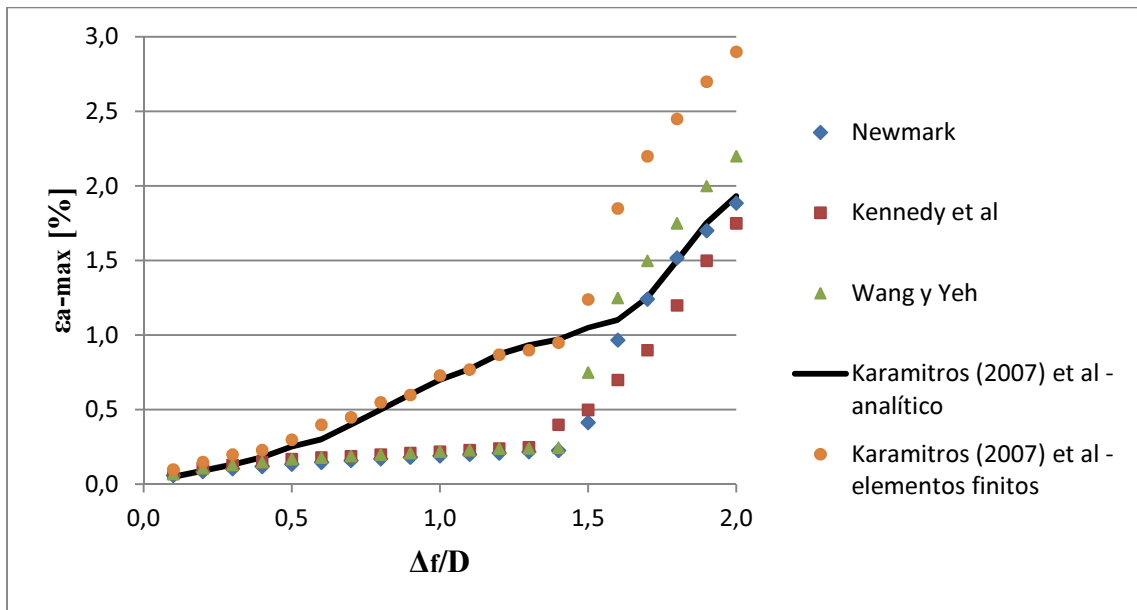


Figura 4.37: Deformación axial máxima en la tubería en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007)

En relación a la Figura 4.38 que muestra la deformación de flexión en la tubería, las deformaciones por flexión del método de Newmark no aparecen, pues el método no considera la flexión en el elemento. Se puede apreciar que el modelo de Kennedy et al provee grandes deformaciones de flexión en relación a los demás métodos, para Δf menores que $1,4D$. Además, el modelo de Wang y Yeh, al despreciar el efecto que tiene la tensión axial en la rigidez a flexión en la tubería, muestra bajas deformaciones de flexión comparadas con los otros métodos.

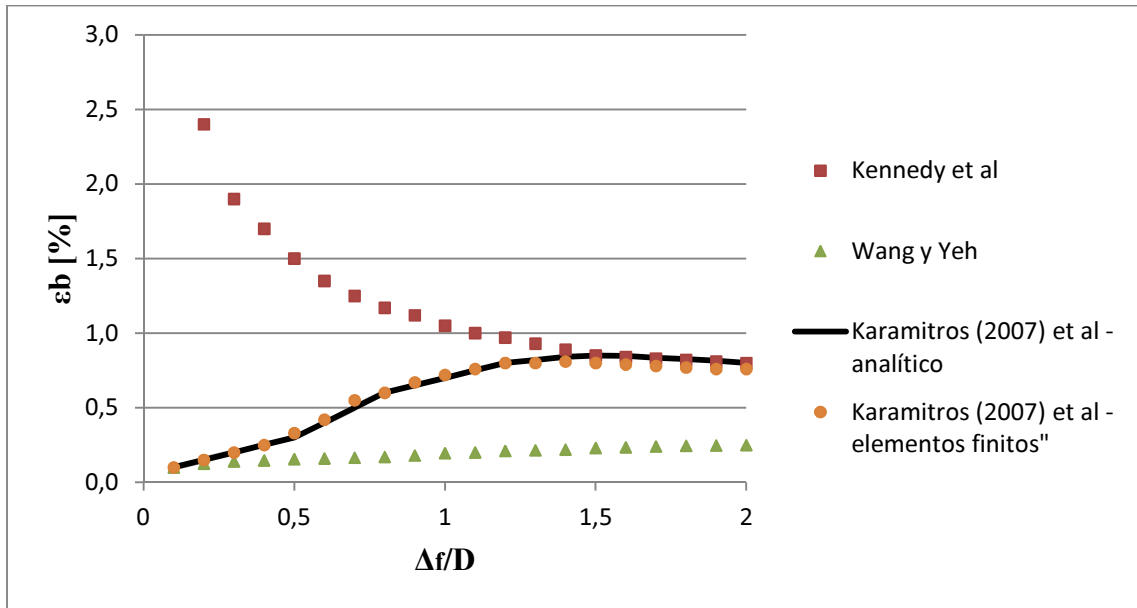


Figura 4.38: Deformación de flexión en la tubería en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007)

La Figura 4.39 muestra la deformación longitudinal máxima en la tubería, obtenida como la suma entre la deformación axial máxima y la deformación de flexión. Dada la contribución de esta última deformación, el modelo de Kennedy muestra grandes deformaciones en comparación con los otros métodos, ante desplazamientos de falla menores que $1D$. Para $\Delta_f > 1,5D$, a excepción de las deformaciones dadas por el modelo de Newmark, los métodos de Kennedy et al y de Wang y Yeh muestran resultados que difieren en aproximadamente en menos de un 1% de deformación unitaria. Para desplazamientos de falla menores que $1,5D$, los métodos de Newmark y de Wang y Yeh, al mostrar deformaciones de flexión mucho menores que los otros métodos, proveen deformaciones mucho más bajas que las de los métodos de Karamitros et al.

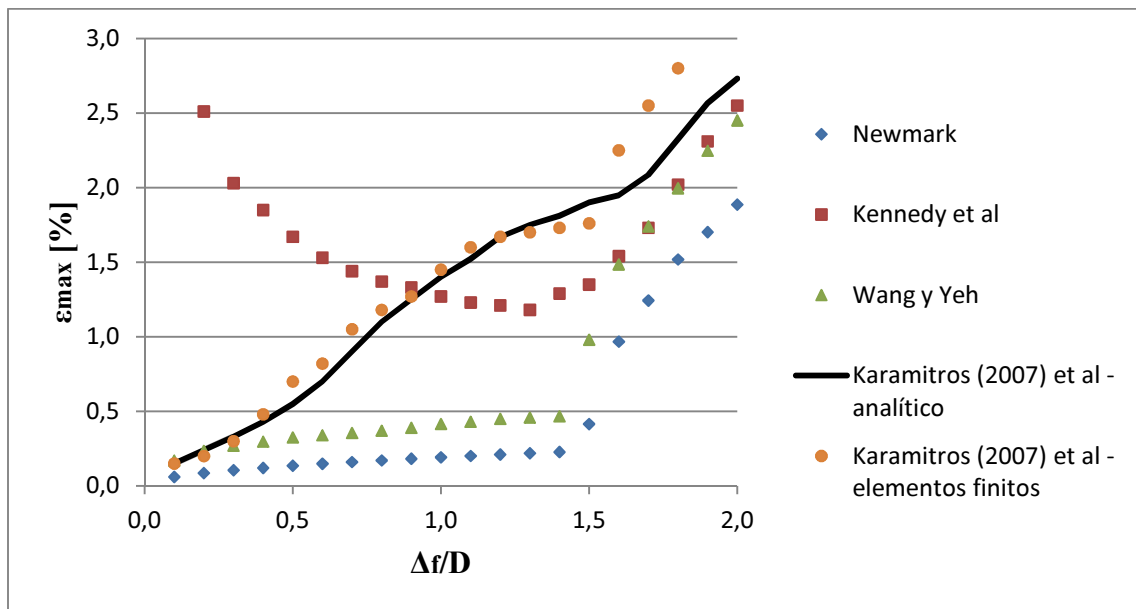


Figura 4.39: Deformación axial máxima en la tubería en función del desplazamiento normalizado (Karamitros et al, 2007)

5. CONCLUSIONES

5.1. Discusión

En el presente trabajo de título se realizó una revisión del estado del arte de los modelos de respuesta sísmica de tuberías enterradas continuas. Se realizaron algunos análisis para establecer diferencias y similitudes entre los modelos estudiados, para así dar mejores referencias en esta materia.

En base a los resultados, es tan crítico refinar los modelos, como centrarse en la obtención de parámetros del suelo más confiables, ya que una mala elección de estos induce una variación en las deformaciones que proveen los modelos.

Si bien se realizaron comparaciones con un modelo de elementos finitos en el caso de fallas geológicas, no se puede afirmar categóricamente que aquellos resultados representen fielmente lo que ocurre en la realidad, puesto que también poseen como parámetro de entrada datos relativos al suelo circundante. Si esos parámetros no están debidamente estimados, el modelo no puede predecir la respuesta del elemento con total certeza.

Los ejemplos realizados son ilustrativos y, en ningún caso, pretenden ser un manual de evaluación de tuberías enterradas, pues el diseño de un ducto depende de las características propias de cada proyecto, como su impacto económico, por ejemplo.

5.2. Recomendaciones

En el caso de propagación de ondas sísmicas, los parámetros de entrada, como la velocidad y longitud de la onda son de carácter dispersivo, por lo que hay que tener criterio en la utilización de los valores proporcionados por algunas guías de diseño mencionadas en el presente trabajo.

Las comparaciones con resultados de elementos finitos, en el caso de fallas geológicas, dan como resultado que el modelo de Kennedy et al (1977b) debiera estar restringido a desplazamientos de falla cercanos al doble del diámetro de la tubería. Otra opción es realizar un análisis partiendo desde valores pequeños hasta el desplazamiento deseado, para estudiar la trayectoria del comportamiento y estimar el rango en el que el modelo provea resultados avalados por la intuición.

Dado que la deformación crítica por pandeo es mucho menor en magnitud que la deformación axial crítica presentada en la literatura, en el caso de desplazamientos permanentes del suelo se debe buscar una orientación adecuada para que la tubería se deforme principalmente en tracción, en el caso del acero. Así se puede evitar una falla local en la pared del elemento que

podría producir fuga del material transportado, siendo esto crítico en el caso de oleoductos y gasoductos por la posibilidad de originar incendios y explosiones.

Como muestran los análisis, la profundidad de entierro incide en el comportamiento de una tubería, mediante las fuerzas de fricción transmitidas. Si estas aumentan, las deformaciones unitarias también lo hacen, por lo que se debe minimizar este valor en el diseño. Otra opción posible es la utilización de algún recubrimiento especial para minimizar la fricción en la interfase suelo-tubería.

En el caso de DPS transversal a la tubería, en caso de no tener certeza del grado de licuación de una zona del terreno en particular, se recomienda usar un módulo de reacción del suelo lo más cercano al valor del módulo del suelo fuera de aquella zona crítica, ya que así se tiene un diseño más confiable.

Sería de gran ayuda la implementación de monitoreo de estructuras enterradas, para comparar las deformaciones reales en el lugar con los modelos presentados en este trabajo, y así tener una referencia en cuanto a los valores de entrada que hay que utilizar.

En proyectos de gran impacto económico, la utilización de estos modelos debiese estar centrada en la realización de algún prediseño, para luego analizar detalladamente mediante algún programa de elementos finitos. Esto debe ir de la mano con estudios geotécnicos, geológicos y sismológicos, pues los parámetros derivados del suelo y de la sismología del lugar juegan un rol preponderante en la respuesta sísmica de una tubería.

En relación a los valores para la obtención de las velocidades de onda S y R dados por las guías de diseño, se debe tener en cuenta que estos rangos no son de origen nacional, por lo que es deseable limitar el uso sin un debido criterio de estos datos.

5.3 Desafíos

Se ha detectado en la literatura investigaciones orientadas a desarrollar modelos de respuesta ante la acción de fallas de rumbo, sin embargo, existen otros tipos de fallas que pueden someter a una tubería en compresión, como por ejemplo, una falla inversa.

También hay que notar que la mayoría de los trabajos están orientados a tuberías de acero, sin embargo también existen otros materiales con los que pueden ser fabricadas las tuberías.

En relación al tema de ondas sísmicas, se podría estudiar la respuesta de tuberías enterradas considerando los términos inerciales de la ecuación de onda, para tener una estimación del error al que se incurre al despreciarlos.

Los modelos de DPS transversal se pueden modificar, cambiando el perfil de deformación del suelo. Esto se podría realizar cambiando algunos términos de las ecuaciones diferenciales de Miyajima y Kitaura (1989) y O'Rourke (1989).

La mayoría de las investigaciones han modelado la tubería como un elemento unidimensional. Se podría centrar la investigación en elementos tipo placas, para estudiar más a fondo la inestabilidad local en la pared de una tubería.

Dado que Chile es un país sísmico, es deseable a futuro contar con una norma que abarque este tipo de elementos, puesto que en la NCh2369Of2003 no está contemplado su diseño, siendo que las tuberías forman parte de las líneas vitales de la comunidad, y se hace imperioso su funcionamiento después de algún evento de gran magnitud.

REFERENCIAS

- Ahumada, G., Duarte, R. (2012). "Servicios Sanitarios". En: Universidad de Chile. "Mw = 8.8: Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010". Santiago, Chile. pp. 287-300.
- ALA (2001). "Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe". American Lifelines Alliance. American Society of Civil Engineers. EE.UU.
- ALA (2005). "Seismic Fragility Formulations for Water Systems". American Lifelines Alliance. American Society of Civil Engineers. EE.UU.
- Arias, A. (1978). "Comportamiento sísmico de tuberías enterradas". XIX Jornadas de Ingeniería Estructural, Santiago de Chile, Abril, 1978.
- Ariman T., Muleski G.E. (1981). "A review of the response of buried pipelines under seismic excitations". International Journal of Earthquake Engineering and Structure Dynamics. Vol. 9, pp. 133-151.
- Arya, A.K., Shingan, B., Vara Prasad, Ch. (s.a.). "Seismic design of continuous buried pipeline". International Journal of Engineering and Science, Vol 1-Issue 1, 17 p.
- ASCE (1984). "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems". Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines. American Society of Civil Engineers. EE.UU.
- Datta, S., Chakraborty, T., Shah, A. (1984). "Dynamic response of pipelines to moving loads". Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 295-302.
- Datta T.K., Mashaly, E.A. (1986). "Pipeline response to random ground motion by discrete model". Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 14, pp. 559-572.
- Datta, S.K., Shah, A.H., El-Akily, N. (1981). "Dynamic behavior of buried pipeline in seismic environment". ASME Journal of Applied Mechanics. Vol. 49, pp. 141-148.
- Datta, T.K. (1999). "Seismic response of buried pipelines: A state-of-the-art review." Nuclear Engineering and Design. Vol. 192, pp. 271-284.
- Flores-Berrones, R., O'Rourke, M. J. (1992). "Seismic effects on underground pipelines due to permanent longitudinal ground deformations". Technical Report NCEER. Vol. 1, No. 92-0019, pp. 465-479.
- Goodling, E. C. (1983). "Buried Piping - An Analysis Procedure Update". ASME PVP. Vol. 77, pp. 225-237.

- Grases, J. (1997). “Ejemplos de efectos de sismos en sistemas de tuberías”, Anexo 1, Guías para el Análisis de Vulnerabilidad, Venezuela.
- Hall, W., Newmark, N. (1977). “Seismic design criteria for pipelines and facilities”. ASCE, Journal of Structural Engineering. Vol. 103, pp. 18-34.
- Hashash, Y., Hook, J.J., Schmidt, B. (2001). “Seismic design and analysis of underground structures”. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 16, No. 4, pp. 247-293.
- Haskell, N.A. (1953). “The Dispersion of Surface Waves in Multilayered Media”. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 43, No. 1, pp. 17-34.
- Hindy, A., Novak, M. (1979). “Earthquake response of underground pipelines”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 7, No. 5, pp. 451-476.
- Hindy A., Novak M. (1980). “Pipeline response to random ground motion”. ASCE Journal of Engineering Mechanics. Vol. 106, pp. 339-360.
- IITK-GSDMA (2007). “Guidelines for seismic design of buried pipelines”. National Information Center of Earthquake Engineering, Indian Institute of Technology Kanpur, India.
- Iwamoto, T., Wakai, N., Yamaji, T. (1984). “Observation of dynamic behavior of buried ductile-iron pipelines during earthquakes”. Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 231-238.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Kouretzis, G. P. (2007). “Stress analysis of buried steel pipelines at strike-slip fault crossings”. Soil dynamics and earthquake engineering. Vol. 27, No. 3, pp. 200-211.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Kouretzis, G. P., Gkesouli, V. (2011). “An analytical method for strength verification of buried steel pipelines at normal fault crossings”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 31, No. 11, pp. 1452-1464.
- Kennedy, R.P., Darrow, A.C, Short, S.A. (1977a). “General Considerations for Seismic Design of Oil Pipeline System”. Proceedings, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Specialty Conference, Los Angeles, California, ASCE, pp. 2- 17.
- Kennedy, R.P., Chow, A.W., and Williamson, R.A. (1977b). “Fault Movement Effects on Buried Oil Pipeline”. Journal of the Transportation Engineering Division, ASCE. Vol. 103, No. TE5, pp. 617-633.
- Kubo, K. (1974). “Behavior of Underground Water Pipes During an Earthquake”. Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, Italia, pp. 569-578.

Kubo K., Katayama T., Ohasi, M. (1979). “Lifeline earthquake engineering in Japan”, ASCE, Journal of the Technology Council. Vol. 105, pp. 221-238.

Kuesel, T.R. (1969). “Earthquake design excitation for subways”. Journal of the Structural Division, ASCE, pp. 1213-1231.

Lee V.W., Trifunac, M.D. (1979). “Response of tunnels to incident SH-waves”, ASCE Journal of Engineering Mechanics. Vol. 105, pp. 643-658.

Liu, X., O’Rourke, M. (1997b). “Behavior of Continuous Pipeline Subject to Transverse PGD”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 26, pp. 989-1003.

Luco J.E., Barnes, F.C.P. (1994). “Seismic response of cylindrical shell embedded in layered viscoelastic half space”. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 23, pp. 553-580.

Masso, A.G., Atalla, I. (1984). “Finite element versus simplified method in the seismic analysis of underground structures”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 12, pp. 347-367.

Mathcad, version 14.0.0.163, PTC Software Products.

Meyersohn, W.D. (1991). “Analytical and Design Considerations for the Seismic Response of Buried Pipelines”. Thesis, Graduate School of Cornell University.

Miyajima, M., Kitaura, M. (1989). “Effects of Liquefaction-Induced Ground Movement on Pipeline”. Proceedings of the Second U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, Technical Report MCEER-89-0032, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, Nueva York, pp. 386-400.

MOP – DGOP – Dirección de Vialidad (2002). “Manual de Carreteras”, Volumen N° 3, Sección 3.1003.5, Chile.

Muleski G.E., Ariman T., Aumen, C.P. (1979a). “A shell model of buried pipe in a seismic environment”. Journal of Pressure Vessel Technology. Vol. 101, pp. 14-50.

Muleski G.E., Ariman T., Aumen, C.P. (1979b). “A shell model for buried pipes in earthquakes”. Journal of Soil Dynamics Earthquake Engineering. Vol. 4, pp. 43-51.

NCh2369.Of2003, “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Nelson I., Weidlinger, P. (1979). “Dynamic seismic analysis of long segmented lifelines”. Journal of Pressure Vessel Technology. Vol. 101, pp. 10-20.

Newmark, N.M. (1967). "Problems in Wave Propagation in Soil and Rocks". Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, University of New Mexico Press, pp. 7-26.

Newmark, N., Rosenblueth, E. (1971). "Fundamentals of earthquake engineering". Prentice-Hall. Englewood Cliffs.

Newmark, N.M., Hall, W.J. (1975). "Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement". Proceedings U.S. National Conference on Earthquake Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, pp. 416-425.

O'Leary P.M., Datta S.K. (1985a). "Dynamics of buried pipelines", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 4, pp. 151-159.

O'Leary, P. M., Datta, S. K. (1985b). "Dynamic response of a buried pipeline at low frequencies". J. Pressure Vessel Technol, EE.UU. Vol. 107, No. 1.

O'Rourke, M. J. (1989). "Approximate analysis procedures for permanent ground deformation effects on buried pipelines". Proceedings of the Second U.S.- Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, Buffalo, New York, Technical Report NCEER-89-0032, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, pp. 336-347.

O'Rourke, M.J., El Hmadi, K.E. (1988). "Analysis of Continuous Buried Pipelines for Seismic Wave Effects". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 16, pp. 917-929.

O'Rourke, M.J., Liu, X.J., Flores-Berrones, R. (1995). "Steel Pipe Wrinkling Due to Longitudinal Permanent Ground Deformation". Journal of Transportation Engineering, September/October. Vol. 121, No. 5, pp. 443-451.

O'Rourke, M.J., Liu, X. (1999). "Response of Buried Pipeline Subject to Earthquake Effects". Multidisciplinary Center of Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, Monograph Series 3.

O'Rourke, M., Nordberg, C. (1992). "Behavior of Buried Pipelines Subject to Permanent Ground Deformation". Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, España. Vol. 9, pp. 5411-5416.

Ortigosa, P., Musante, H. (1991). "Seismic Earth Pressures Against Structures with Restrained Displacements". Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, pp. 621-628.

Paolucci, R., Griffini, S., Mariani, S. "Simplified modelling of continuous buried pipelines subject to earthquake fault rupture". Earthquakes and Structures. Vol. 1, No. 3, pp. 253-267.

Ramberg, W. and Osgood, W. (1943). "Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters". Technical Note, No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, 28p.

Rodríguez, Pedro (2003). "Consideraciones sísmicas para el diseño de tuberías enterradas". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Ruiz, Sergio (2002). "Fórmulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos principales de sismogénesis y los efectos del suelo y las asperezas". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

Sakurai, A., Takahashi, T. (1969). "Dynamic Stress of Underground Pipelines During Earthquakes". Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chilean Association on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago, Chile, pp. 811-895.

Schwab, F., Knopff, L. (1977). "Fast Surface Waves and Free Mode Computations". Seismology: Surface Waves and Earth Oscillation Methods in Computation, Physics 11, Academic Press, New York, New York, pp. 87-180.

Shah, H., Chu, S. (1974). "Seismic Analysis of Underground Structural Elements". Journal of The Power Division, ASCE, July, Vol. 100, No. PO1, pp. 53-62.

Shinozuka, M., Koike, T. (1979). "Estimation of Structural Strains in Underground Lifeline Pipes". Lifeline Earthquake Engineering - Buried Pipelines, Seismic Risk, and Instrumentation, PVP-34, ASME, pp. 31-48.

Singhal A.C., Zuroff, M.S. (1990). "Analysis of underground and underwater space frame with stiff joints". Journal of Computational Structures. Vol. 35, pp. 227-237.

Southwell, R. V. (1914). "On the general theory of elastic stability". Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character, Vol. 213, pp. 187-244.

Takada, S., Tanabe, K. (1987). "Three-dimensional seismic response analysis of buried continuous or jointed pipelines". Journal of pressure vessel technology, Vol. 109, No. 1, pp. 80-87.

Takada, S., Tanabe, K., Yamajyo, K., Katagiri, S. (1987). "Liquefaction Analysis for Buried Pipelines," Proceedings of the Third International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

TCLEE (2010). "Preliminary report on lifeline system performance after the Mw 8.8 offshore Maule, Chile Earthquake of 27 February 2010". Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE).

- Thomas, H.O. (1978). "Discussion of Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes". (by J. M. E. Audibert and K. J. Nyman), *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, September, Vol. 10, No. GT9, pp. 1214-1216.
- Trifonov, O. V., Cherniy, V. P. (2010). "A semi-analytical approach to a nonlinear stress-strain analysis of buried steel pipelines crossing active faults". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 30, No. 11, pp. 1298-1308.
- Wang, L.R., O'Rourke, M.J. (1978). "Overview of buried pipelines under seismic loading". *ASCE Journal of the Technical Councils*. Vol. 104, No. TC1, pp. 121-130.
- Wang, L.R.L., O'Rourke, M.J., Pikul R. (1979). "Seismic response behavior of buried pipelines". *ASME Journal of Pressure Vessel Technology*. Vol. 101, pp. 21-30.
- Wang L.R.L., Pikul R., O'Rourke M.J. (1982). "Imposed ground strain and buried pipelines". *ASCE Journal of the Technology Council*. Vol. 108, pp. 259-263.
- Wang, L.R.L., Yeh, Y. (1985). "A Refined Seismic Analysis and Design of Buried Pipeline for Fault Movement". *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 13, pp. 75-96.
- Wells, D.L., Coppersmith, K.J. (1994). "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement". *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.
- Wong, K.C., Datta, S.K., Shah, A.H. (1986). "Three-dimensional motion of buried pipeline. I: Analysis". *Journal of engineering mechanics*, Vol. 112, No. 12, pp. 1319-1337.
- Wong, K.C., Shah, A.H., Datta, S.K. (1985). "Dynamic stresses and displacements in a buried tunnel". *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 111, pp. 218-234.
- Wong F.S., Weidlinger, P. (1983). "Design of underground protective structures". *ASCE Journal of Structural Engineering*. Vol. 109, pp. 1972-1979.
- Yeh, G. (1974). "Seismic Analysis of Slender Buried Beams". *Bulletin of the Seismological Society of America*, October. Vol. 64, No. 5, pp. 1551-1562.
- Yuan H.R., Walker, R.E. (1970). "The investigation of simple soil-structure interaction model in: dynamic waves in civil engineering". Wiley, New York, pp. 241-266.

ANEXO A – FORMULAS PARA MODELAR LA INTERACCION SUELO-TUBERIA

Las fórmulas en este anexo fueron obtenidas de las guías de diseño ASCE (1984), ALA (2001) e IITK-GSDMA (2007).

La máxima fuerza axial por unidad de largo transmitida por el suelo a la tubería está dada por:

$$t_u = \pi D c \alpha + \pi D H \bar{\gamma} \frac{1 + K_0}{2} \tan \delta \quad (\text{A.1})$$

$$\alpha = 0.608 - 0.123c - \frac{0.274}{c^2 + 1} + \frac{0.695}{c^3 + 1} \quad (\text{A.2})$$

donde D es el diámetro de la tubería, c es la cohesión del suelo de relleno, H es la profundidad de entierro hasta el centro de la tubería, $\bar{\gamma}$ es el peso unitario efectivo del suelo, K_0 es el coeficiente de presión lateral del suelo de apoyo, que puede ser estimado conservadoramente como $K_0 = 1$ (T. O'Rourke et al, 1985), $\delta = f\theta$ es el ángulo de fricción en la interfase suelo-tubería, θ es el ángulo de fricción interna del suelo, y f es el factor de revestimiento dependiente (0,7 para acero liso).

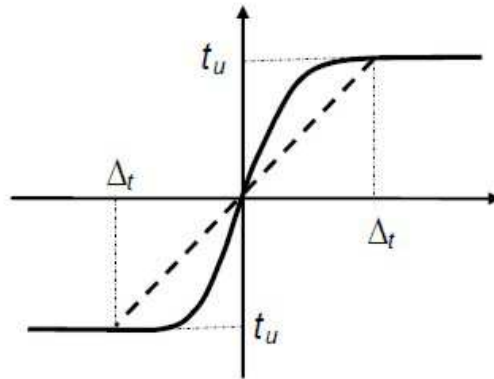


Figura A.1: Representación idealizada del resorte axial del suelo (IITK-GSDMA, 2007)

El desplazamiento Δ_r (ver Figura A.1) es 3 [mm], 5 [mm] y 10 [mm] para arena densa, arena suelta y arcilla blanda respectivamente.

La máxima fuerza transversal por unidad de largo transmitida por el suelo a la tubería es:

$$p_u = N_{ch}cD + N_{qh}\bar{\gamma}HD \quad (\text{A.3})$$

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (\text{A.4})$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4 \quad (\text{A.5})$$

donde N_{ch} y N_{qh} son los factores de capacidad de soporte horizontal para arcilla (cero para $c = 0$) y arena (cero para $\theta = 0^\circ$), respectivamente. Los coeficientes a , b , c , d y e se muestran en la Tabla A.1.

El desplazamiento Δ_p (ver Figura A.2) puede ser determinado por:

$$\Delta_p = \begin{cases} (0.07 \sim 0.10)(H + D/2) & \text{para arena suelta} \\ (0.03 \sim 0.05)(H + D/2) & \text{para arena media} \\ (0.02 \sim 0.03)(H + D/2) & \text{para arena densa} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

$$\Delta_p = (0.03 \sim 0.05)(H + D/2) \quad \text{para arcilla} \quad (\text{A.7})$$

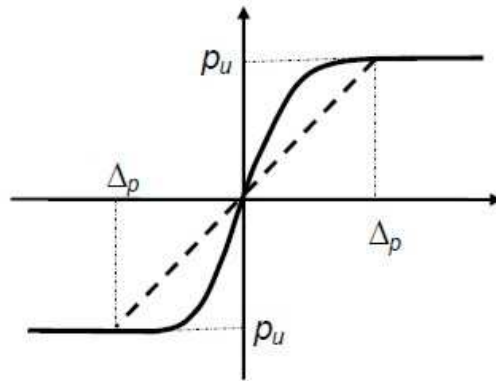


Figura A.2: Representación idealizada del resorte lateral del suelo (IITK-GSDMA, 2007)

Tabla A.1: Factores de capacidad de soporte horizontal (ALA, 2001)

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	$-6.443(10)^{-3}$	$-1.299(10)^{-4}$

La fuerza vertical ascendente del suelo por unidad de largo está dada por:

$$q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\bar{\gamma}HD \quad (\text{A.8})$$

$$N_{cv} = 2 \left(\frac{H}{D} \right) \leq 10 \quad \text{para} \quad \left(\frac{H}{D} \right) \leq 10 \quad (\text{A.9})$$

$$N_{qv} = \left(\frac{\phi H}{44D} \right) \leq N_q \quad (\text{A.10})$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{A.11})$$

donde N_{cv} es el factor de levantamiento vertical para arcilla (cero para $c = 0$) y N_{qv} es el factor de levantamiento vertical para arena (cero para $\phi = 0^\circ$). El desplazamiento Δ_{qu} (ver Figura A.0.3) se calcula como $0,01H$, $0,02H$ y $0,2H$ para arena densa, arena suelta y arcilla blanda respectivamente.

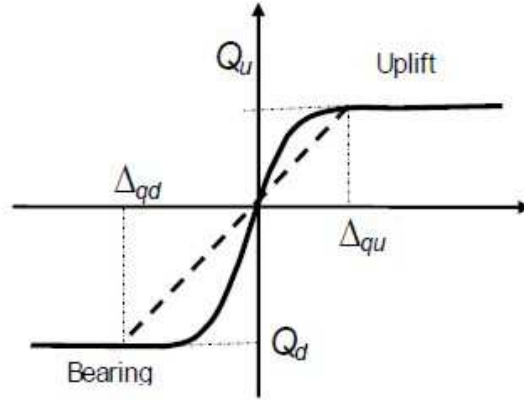


Figura A.0.3: Representación idealizada de los resortes del suelo en dirección vertical (IITK-GSDMA, 2007)

La fuerza máxima descendente por unidad de largo se calcula como:

$$q_d = N_c c D + N_q \bar{\gamma} H D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \quad (\text{A.12})$$

$$N_c = [\cot(\phi + 0.001)] \left\{ \exp[\pi \tan(\phi + 0.001)] \tan^2 \left(45 + \frac{(\phi + 0.001)}{2} \right) - 1 \right\} \quad (\text{A.13})$$

$$N_\gamma = \exp(0.18\phi - 2.5) \quad (\text{A.14})$$

donde N_c , N_q y N_γ son los factores de capacidad de soporte, y γ es el peso unitario total del suelo. El desplazamiento Δ_{qd} (ver Figura A.0.3) se puede evaluar como $0,1D$ y $0,2D$ para suelo granular y suelo cohesivo respectivamente.

ANEXO B – EJEMPLOS DE APLICACIÓN

- Presión interna en una tubería (IITK-GSDMA, 2007):

$$S_p = \frac{PD\mu}{2t} \quad (\text{B.1})$$

donde P es la máxima presión interna de operación en la tubería, D es el diámetro exterior de la tubería, μ es la razón de Poisson (generalmente se asume 0.3 para acero), y t es el espesor nominal de la pared de la tubería.

- Cambios de temperatura en una tubería (IITK-GSDMA, 2007):

$$S_r = E\alpha_t(T_2 - T_1) \quad (\text{B.2})$$

donde E es el módulo de elasticidad del material, α_t es el coeficiente lineal de expansión térmica del material, T_1 es la temperatura de la tubería al momento de la instalación, y T_2 es la temperatura de la tubería operativa.

- Velocidad máxima [cm/s] del suelo para un sismo tipo Thrust clásico, en roca o suelo (Ruiz, 2002):

$$V_{max} = \frac{0,133\exp(1,208M_w)}{(R + 30)^{0,948}} \quad (\text{B.3})$$

donde M_w es la magnitud del sismo y R [km] es la distancia al hipocentro.

En los siguientes ejemplos, se despreciará la acción de la carga vertical del terreno, pues esta es mucho menor que la presión interna en la tubería en condición operativa. Sin embargo, la acción de la carga vertical del terreno debe ser considerada en condiciones no operativas (ALA, 2001).

Ejemplo 1: Evaluación ante la acción de una onda sísmica.

Una tubería enterrada transporta gas natural a una presión $P = 7.0$ MPa. Las temperaturas de instalación y de operación de la tubería son 25°C y 60°C respectivamente. La tubería es de acero liso X-42, de diámetro $D = 0.61$ [m] y de espesor de pared $t = 8.7$ [mm]. La estructura está enterrada a una profundidad de 1.5 [m] (medida hasta eje del elemento), en suelo arenoso de mediana densidad, cuyo ángulo de fricción interna, θ es igual a 30° , y peso unitario $\gamma = 18$ [kN/m³]. Evaluar las deformaciones en la tubería debido a la acción de un sismo chileno tipo Thrust clásico $M_w = 8.5$, cuya distancia al hipocentro es $R_{ep} = 50$ [km], y cuya distancia focal es F

= 30 [km], mediante los modelos de Newmark (1967), Shinozuka y Koike (1979), y O'Rourke y El Hmadi (1988).

- Estimación según modelo de Newmark (1967):

Características de la tubería:

$D := 0.61\text{m}$	Diámetro externo
$t := 8.7\text{mm}$	Espesor
$A := \frac{\pi}{4} \cdot [D^2 - (D - 2 \cdot t)^2] = 0.016\text{m}^2$	Área sección transversal

Valores de operación en tubería:

$P := 7.0\text{MPa}$	Presión interna
$T1 := 25$	Temperatura inicial (°C)
$T2 := 60$	Temperatura final (°C)

Características del material:

$\alpha := 12 \cdot 10^{-6}$	Coefficiente de dilatación térmica del acero (1/°C) (GSDMA-IITK, 2007)
$E := 210\text{GPa}$	Módulo de elasticidad del acero
$\mu := 0.3$	Módulo de Poisson del acero
$\sigma_y := 310\text{MPa}$	Tensión de fluencia
$n := 15$ $r := 32$	Parámetros de Ramberg-Osgood (Tabla 3.1)

Tensión longitudinal debido a la presión interna:

$$S_p := \frac{P \cdot D \cdot \mu}{2 \cdot t} = 73.621\text{MPa} \quad \text{Ecuación (B.1)}$$

Tensión longitudinal debido al cambio de temperatura:

$$St := E \cdot \alpha \cdot (T2 - T1) = 88.2 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación (B.2)}$$

Deformación longitudinal debido al cambio de temperatura:

$$\epsilon_t := \frac{St}{E} \cdot \left[1 + \frac{n}{1+r} \cdot \left(\frac{St}{\sigma_y} \right)^r \right] = 0.042\% \quad \text{Ecuación (3.1)}$$

Deformación en condición operativa en la tubería:

$$\epsilon_{oper} := \epsilon_p + \epsilon_t = 0.077\%$$

Características del sismo:

$$\lambda := 1000\text{m} \quad \text{Longitud de onda (IITK-GSDMA, 2007)}$$

$$L_s := \frac{\lambda}{4} = 250\text{m}$$

$$Rep := 50\text{km} \quad \text{Distancia al hipocentro}$$

$$M_w := 8.5 \quad \text{Magnitud del sismo}$$

$$V_m := \frac{0.133 \exp(1.208 M_w)}{\left(\frac{Rep}{\text{km}} + 30 \right)^{0.948}} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 60.125 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \quad \text{Ecuación (B.3)}$$

$$V_m = 60.125 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \quad \text{Velocidad máxima del suelo}$$

$$C_{ph} := 2000 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Velocidad de la onda de corte para distancias epicentrales menores que 5 veces la distancia focal (GSDMA-IITK, 2007)}$$

$$\alpha_\epsilon := 2 \quad \text{Coeficiente de deformación del suelo para onda de corte (GSDMA-IITK, 2007)}$$

Deformación unitaria del suelo:

$$\epsilon_g := \frac{V_m}{\alpha_\epsilon \cdot C_{ph}} = 0.015\% \quad \text{Ecuación (4.6)}$$

Deformación unitaria axial debido al sismo:

$$\epsilon_s := \epsilon_g = 0.015\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{min} := \epsilon_{oper} - \epsilon_s = 0.062\%$$

$$\epsilon_{max} := \epsilon_{oper} + \epsilon_s = 0.092\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{crc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{crt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{min} > -\epsilon_{crc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{max} < \epsilon_{crt} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check2} = \text{"cumple"}$$

- Estimación según modelo de Shinozuka y Koike (1979):

Características del relleno:

$$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Peso unitario del suelo}$$

$$H := 1.5\text{m} \quad \text{Prof. de enterramiento hasta centro de tubería}$$

$$\phi := 30\text{deg} \quad \text{Ángulo de fricción interna del suelo}$$

$K_o := 1$ Coeficiente de presión de suelo (O'Rourke, 1985)

$f := 0.7$ Factor de fricción (acero liso, IITK-GSDMA, 2007)

$\delta := f \cdot \phi = 21 \cdot \text{deg}$ Ángulo de interfase entre suelo y tubería

$$t_u := \pi \cdot D \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{(1 + K_o)}{2} \cdot \tan(\delta) = 19.862 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec. (A.1)}$$

$\Delta t := 5 \text{mm}$ (Anexo B)

$K_g := 2 \cdot \frac{t_u}{\Delta t} = 7.945 \text{MPa}$ Constante elástica axial del suelo (ASCE, 1984)

$$\beta_o := \frac{1}{1 + \left(2 \cdot \frac{\pi}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{A \cdot E}{K_g}} = 0.983 \quad \text{Ec. (4.8)}$$

$\gamma_{cr_}\gamma_o := \frac{\lambda \cdot t_u}{2 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot D \cdot t \cdot \epsilon_g \cdot \beta_o} = 6.11$ Razón entre γ_{cr} y γ_o (Ecs. (4.9) y (4.10))

$q := \frac{\pi}{2}$ Asumiendo deslizamiento completo en la interfase

$\beta_c := \gamma_{cr_}\gamma_o \cdot q \cdot \beta_o = 9.435$ Factor de conversión para rango inelástico (Ec. 4.11)

Deformación unitaria axial en tubería:

$$\epsilon_s := \begin{cases} \epsilon_g \cdot \beta_o & \text{if } \gamma_{cr_}\gamma_o \geq 1 \\ \beta_c \cdot \epsilon_g & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.12)}$$

$\epsilon_s = 0.015\%$

$\epsilon_{oper} := 0.077\%$

Deformación unitaria total:

$\epsilon_{min} := \epsilon_{oper} - \epsilon_s = 0.062\%$

$\epsilon_{max} := \epsilon_{oper} + \epsilon_s = 0.092\%$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{rc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{rt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{min} > -\epsilon_{rc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{max} < \epsilon_{rt} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check2} = \text{"cumple"}$$

- Estimación según modelo de O'Rourke y El Hmadi (1988):

Deformación unitaria axial en tubería:

$$\epsilon_{lim} := \frac{t_u \cdot L_s}{A \cdot E} = 1.439 \times 10^{-3} \quad \text{Ec. (4.19)}$$

$$\epsilon_s := \begin{cases} \epsilon_g & \text{if } \epsilon_g < \epsilon_{lim} \\ \epsilon_{lim} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\epsilon_s = 0.015\%$$

$$\epsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{min} := \epsilon_{oper} - \epsilon_s = 0.062\%$$

$$\varepsilon_{\max} := \varepsilon_{\text{oper}} + \varepsilon_s = 0.092\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\varepsilon_{\text{crc}} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\varepsilon_{\text{rt}} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \varepsilon_{\min} > -\varepsilon_{\text{crc}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \varepsilon_{\max} < \varepsilon_{\text{rt}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check2} = \text{"cumple"}$$

A través de los tres modelos se obtienen los mismos resultados, y en todos los casos cumplen las verificaciones de pandeo local y ruptura por tracción. Además, según estas estimaciones, la tubería no requiere ser rediseñada.

Ejemplo 2: Evaluación ante la acción de un DPS longitudinal a la tubería:

Una tubería enterrada transporta gas natural a una presión $P = 7.0$ MPa. Las temperaturas de instalación y de operación de la tubería son 25°C y 60°C respectivamente. La tubería es de acero liso, X-42, de diámetro $D = 0.61$ [m] y de espesor de pared $t = 8.7$ [mm]. La estructura está enterrada a una profundidad de 1.5 [m], y se tiene el mismo tipo de suelo que en el ejemplo anterior. Evaluar las deformaciones en la tubería debido a un DPS longitudinal, de 2.5 m de desplazamiento y de 150 m de largo.

- Estimación según modelo de O'Rourke y Nordberg (1992):

Características de la tubería:

$D := 24\text{in} = 0.61\text{m}$	Diámetro externo
$t := \frac{11}{32}\text{in} = 8.731\text{mm}$	Espesor
$A := \frac{\pi}{4} \cdot [D^2 - (D - 2 \cdot t)^2] = 0.016\text{m}^2$	Área sección transversal

Características del material:

$E := 21000\text{MPa}$	Módulo de elasticidad del acero
------------------------	---------------------------------

Características del relleno:

$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del suelo
$H := 1.5\text{m}$	Prof. de enterramiento hasta centro de tubería
$\phi := 30\text{deg}$	Ángulo de fricción interna del suelo
$K_o := 1$	Coficiente de presión de suelo O'Rourke (1985)
$f := 0.7$	Factor de fricción (0.7 para tubería de acero liso) (IITK-GSDMA, 2007)
$\delta := f \cdot \phi = 21\text{-deg}$	Ángulo de interfase entre suelo y tubería
$t_u := \pi \cdot D \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{(1 + K_o)}{2} \cdot \tan(\delta) = 19.849 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Ec. (A.1)

Características de la zona de DPS:

$L := 150\text{m}$	Longitud de la zona de DPS
$\delta := 2.5\text{m}$	Desplazamiento del suelo

$$\alpha := \frac{\delta}{L} = 0.017 \quad \text{Fig. 4.9}$$

$$L_{em} := \frac{\alpha \cdot E \cdot A}{t_u} = 2.906 \times 10^3 \cdot m \quad \text{Ec. (4.27)}$$

Deformación unitaria axial en tubería:

$$\epsilon_a := \begin{cases} \frac{\delta}{2 \cdot L_{em}} & \text{if } L < 4 \cdot L_{em} \\ \frac{\delta}{\sqrt{L \cdot L_{em}}} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.28)}$$

$$\epsilon_a = 0.043\%$$

$$\epsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{min} := \epsilon_{oper} - \epsilon_a = 0.034\%$$

$$\epsilon_{max} := \epsilon_{oper} + \epsilon_a = 0.12\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{crc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.501\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{crt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{min} > -\epsilon_{crc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

- Estimación según modelo de O'Rourke et al. (1995):

$$\beta_p := \frac{tu}{A} = 1.209 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Ec. (4.31)}$$

Características de la zona de DPS:

$L := 150\text{m}$ Largo de la zona de DPS

$\delta := 2.5\text{m}$ Desplazamiento del suelo

Cálculo de longitud efectiva:

$L_e := 100\text{m}$

Giver:

$$\delta = \frac{\beta_p \cdot L_e^2}{E} \cdot \left[1 + \left(\frac{2}{r+2} \right) \cdot \left(\frac{n}{1+r} \right) \cdot \left(\frac{\beta_p \cdot L_e}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad \text{Ec. (4.30)}$$

$L_e := \text{Find}(L_e) = 299.58 \text{ lm}$

Caso 1:

$$\epsilon_{a1} := \frac{\beta_p \cdot L}{2 \cdot E} \cdot \left[1 + \left(\frac{n}{1+r} \right) \cdot \left(\frac{\beta_p \cdot L}{2 \cdot \sigma_y} \right)^r \right] = 0.043\% \quad \text{Ec. (4.29)}$$

Caso 2:

$$\epsilon_{a2} := \frac{\beta_p \cdot L_e}{E} \cdot \left[1 + \left(\frac{n}{1+r} \right) \cdot \left(\frac{\beta_p \cdot L_e}{\sigma_y} \right)^r \right] = 11.428\% \quad \text{Ec. (4.29)}$$

Deformación unitaria axial en tubería:

$$\epsilon_a := \begin{cases} \epsilon_{a1} & \text{if } L_e > \frac{L}{2} \\ \epsilon_{a2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\epsilon_a = 0.043\%$

$\epsilon_{oper} := 0.077\%$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{\min} := \epsilon_{\text{oper}} - \epsilon_a = 0.034\%$$

$$\epsilon_{\max} := \epsilon_{\text{oper}} + \epsilon_a = 0.12\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{\text{crc}} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{\text{crt}} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{\min} > -\epsilon_{\text{crc}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{\max} < \epsilon_{\text{crt}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check2} = \text{"cumple"}$$

Ambos modelos entregan igual valores de de formaciones máximas y mínimas y cumplen con las deformaciones admisibles de tracción y compresión. La igualdad se debe en parte a que la tubería está sometida a bajas deformaciones, por lo que permanece en el rango lineal.

Ejemplo 3: Evaluación ante la acción de un DPS transversal a la tubería:

Una tubería enterrada transporta gas natural a una presión $P = 7.0$ MPa. Las temperaturas de instalación y de operación de la tubería son 25°C y 60°C respectivamente. La tubería es de acero liso X-42, de diámetro $D = 0.61$ [m] y de espesor de pared $t = 8.7$ [mm]. La estructura está enterrada a una profundidad de 1.5 [m], y las propiedades del suelo son las mismas que en el ejemplo 1 . Evaluar las deformaciones en la tubería debido a un DPS longitudinal, de 2.5 [m] de desplazamiento y de 35 [m] de ancho.

- Estimación según modelo de Miyajima y Kitaura (1989):

Características de la tubería:

$D := 0.61\text{m}$	Diámetro externo
$t := 8.7\text{mm}$	Espesor
$I := \frac{\pi}{64} \cdot [D^4 - (D - 2 \cdot t)^4] = 7.429 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	Inercia sección transversal

Características del material:

$E := 210\text{GPa}$	Módulo de elasticidad del acero
----------------------	---------------------------------

Características del suelo:

$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del suelo
---	-------------------------

$H := 1.5\text{m}$	Prof. de enterramiento hasta centro de tubería
--------------------	--

Determinación de resistencia máxima lateral del suelo:

$a := 4.56$	Factores de capacidad de soporte horizontal (Tabla A.1)
$b := 1.23$	
$c := -0.08$	
$d := 4.275 \cdot 10^{-3}$	
$e := -9.159 \cdot 10^{-5}$	

$$N_{qh} := a + b \cdot \left(\frac{H}{D}\right) + c \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^2 + d \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^3 + e \cdot \left(\frac{H}{D}\right)^4 = 7.121 \quad \text{Ec. (A.5)}$$

$$P_u := N_{qh} \cdot \gamma \cdot H \cdot D = 117.291 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Resistencia máxima lateral del suelo (Ec. A.3)}$$

$$\Delta p := 0.04 \left(H + \frac{D}{2} \right) = 0.072\text{m} \quad \text{Ec. (A.6) para arena de densidad media}$$

$$K2 := \frac{2.7 \cdot Pu}{\Delta p} = 4.386 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Constante resorte lateral en zona no perturbada
(Thomas, 1978)

$$K1 := \frac{K2}{100} = 43.862 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Constante resorte lateral zona de DPS
(Tanabe, 1988)

$$\beta1 := \sqrt[4]{\frac{K1}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.092 \frac{1}{\text{m}}$$

Ec. (4.41)

$$\beta2 := \sqrt[4]{\frac{K2}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.29 \frac{1}{\text{m}}$$

Ec. (4.42)

Características geométricas zona de DPS:

$$W := 35\text{m}$$

Ancho

$$L := \frac{W}{2} = 17.5\text{m}$$

Longitud

$$\delta := 2.5\text{m}$$

Desplazamiento del suelo

Constantes de integración (Tabla 4.1):

$$D0 := \frac{\delta}{1 + \frac{E \cdot I}{K1} \cdot \left(\frac{\pi}{2 \cdot L}\right)^4} = 2.031\text{m}$$

$$D1 := \cos(\beta1 \cdot L) + \sin(\beta1 \cdot L) = 0.968$$

$$D2 := \cos(\beta1 \cdot L) - \sin(\beta1 \cdot L) = -1.031$$

$$D3 := \cos(\beta2 \cdot L) + \sin(\beta2 \cdot L) = -0.59$$

$$D4 := \cos(\beta2 \cdot L) - \sin(\beta2 \cdot L) = 1.285$$

$$D5 := \frac{\beta1}{\beta2} = 0.316$$

$$F1 := \frac{-\pi}{4 \cdot \beta1 \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{1}{2 \cdot \beta1^2} \cdot \left(\frac{\pi}{2 \cdot L}\right)^2 \right] \cdot D0 = -1.474\text{m}$$

$$F2 := \frac{\pi}{4 \cdot \beta_1 \cdot L} \cdot \left[1 - \frac{1}{2 \cdot \beta_1^2} \cdot \left(\frac{\pi}{2 \cdot L} \right)^2 \right] \cdot D_0 = 0.517 \text{m}$$

$$B1 := (\exp(\beta_1 \cdot L) + \exp(-\beta_1 \cdot L)) \cdot \cos(\beta_1 \cdot L) = -0.163$$

$$B2 := D5 \cdot (D2 \cdot \exp(\beta_1 \cdot L) - D1 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L)) = -1.68$$

$$B3 := D5^2 \cdot (-\exp(\beta_1 \cdot L) + \exp(-\beta_1 \cdot L)) \cdot \sin(\beta_1 \cdot L) = -0.476$$

$$B4 := D5^3 \cdot (-D1 \cdot \exp(\beta_1 \cdot L) + D2 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L)) = -0.159$$

$$B5 := (\exp(\beta_1 \cdot L) - \exp(-\beta_1 \cdot L)) \cdot \sin(\beta_1 \cdot L) = 4.761$$

$$B6 := D5 \cdot (D1 \cdot \exp(\beta_1 \cdot L) - D2 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L)) = 1.585$$

$$B7 := D5^2 \cdot (\exp(\beta_1 \cdot L) + \exp(-\beta_1 \cdot L)) \cdot \cos(\beta_1 \cdot L) = -0.016$$

$$B8 := D5^3 \cdot (D2 \cdot \exp(\beta_1 \cdot L) - D1 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L)) = -0.168$$

$$B9 := -\exp(-\beta_2 \cdot L) \cdot \cos(\beta_2 \cdot L) = -2.188 \times 10^{-3}$$

$$B10 := D3 \cdot \exp(-\beta_2 \cdot L) = -3.721 \times 10^{-3}$$

$$B11 := -\exp(-\beta_2 \cdot L) \cdot \sin(\beta_2 \cdot L) = 5.909 \times 10^{-3}$$

$$B12 := -D4 \cdot \exp(-\beta_2 \cdot L) = -8.097 \times 10^{-3}$$

$$B13 := B11 = 5.909 \times 10^{-3}$$

$$B14 := B12 = -8.097 \times 10^{-3}$$

$$B15 := -B9 = 2.188 \times 10^{-3}$$

$$B16 := -B10 = 3.721 \times 10^{-3}$$

$$B17 := -\exp(-\beta_1 \cdot L) \cdot (F1 \cdot \cos(\beta_1 \cdot L) + F2 \cdot \sin(\beta_1 \cdot L)) - \frac{E \cdot I}{K1} \cdot \left(\frac{\pi}{2 \cdot L} \right)^4 \cdot D_0 = -0.582 \text{m}$$

$$B18 := D5 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L) \cdot (F1 \cdot D1 - F2 \cdot D2) = -0.057 \text{m}$$

$$B19 := D5^2 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L) \cdot (-F1 \cdot \sin(\beta_1 \cdot L) + F2 \cdot \cos(\beta_1 \cdot L)) - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\pi}{2 \cdot L \cdot \beta_2} \right)^2 \cdot D_0 = -0.068 \text{m}$$

$$B20 := -D5^3 \cdot \exp(-\beta_1 \cdot L) \cdot (F1 \cdot D2 + F2 \cdot D1) = -0.013 \text{m}$$

$$C1 := B6 \cdot B11 \cdot B16 + B10 \cdot B15 \cdot B8 + B14 \cdot B12 \cdot B7 - B14 \cdot B11 \cdot B8 - B6 \cdot B12 \cdot B15 - B10 \cdot B7 \cdot B16 = 5.498 \times 10^{-5}$$

$$C2 := B5 \cdot B11 \cdot B16 + B9 \cdot B15 \cdot B8 + B13 \cdot B12 \cdot B7 - B13 \cdot B11 \cdot B8 - B5 \cdot B12 \cdot B15 - B9 \cdot B7 \cdot B16 = 1.963 \times 10^{-4}$$

$$C3 := B5 \cdot B10 \cdot B16 + B9 \cdot B14 \cdot B8 + B13 \cdot B12 \cdot B6 - B13 \cdot B10 \cdot B8 - B5 \cdot B12 \cdot B14 - B9 \cdot B6 \cdot B16 = -4.476 \times 10^{-4}$$

$$C4 := B5 \cdot B10 \cdot B15 + B9 \cdot B14 \cdot B7 + B13 \cdot B11 \cdot B6 - B13 \cdot B10 \cdot B7 - B5 \cdot B11 \cdot B14 - B9 \cdot B6 \cdot B15 = 2.513 \times 10^{-4}$$

$$C5 := B2 \cdot B11 \cdot B16 + B10 \cdot B15 \cdot B4 + B14 \cdot B12 \cdot B3 - B14 \cdot B11 \cdot B4 - B10 \cdot B3 \cdot B16 - B2 \cdot B12 \cdot B15 = -1.108 \times 10^{-4}$$

$$C6 := B1 \cdot B11 \cdot B16 + B9 \cdot B15 \cdot B4 + B13 \cdot B12 \cdot B3 - B13 \cdot B11 \cdot B4 - B9 \cdot B3 \cdot B16 - B1 \cdot B12 \cdot B15 = 1.873 \times 10^{-5}$$

$$C7 := B1 \cdot B10 \cdot B16 + B9 \cdot B14 \cdot B4 + B13 \cdot B12 \cdot B2 - B13 \cdot B10 \cdot B4 - B9 \cdot B2 \cdot B16 - B1 \cdot B12 \cdot B14 = 7.336 \times 10^{-5}$$

$$C8 := B1 \cdot B10 \cdot B15 + B9 \cdot B14 \cdot B3 + B13 \cdot B11 \cdot B2 - B13 \cdot B10 \cdot B3 - B9 \cdot B2 \cdot B15 - B1 \cdot B11 \cdot B14 = -9.208 \times 10^{-5}$$

$$C9 := B2 \cdot B7 \cdot B16 + B6 \cdot B15 \cdot B4 + B14 \cdot B8 \cdot B3 - B14 \cdot B7 \cdot B4 - B2 \cdot B8 \cdot B15 - B6 \cdot B3 \cdot B16 = 1.115 \times 10^{-3}$$

$$C10 := B1 \cdot B7 \cdot B16 + B5 \cdot B15 \cdot B4 + B13 \cdot B8 \cdot B3 - B13 \cdot B7 \cdot B4 - B1 \cdot B8 \cdot B15 - B5 \cdot B3 \cdot B16 = 7.189 \times 10^{-3}$$

$$C11 := B1 \cdot B6 \cdot B16 + B5 \cdot B14 \cdot B4 + B13 \cdot B8 \cdot B2 - B13 \cdot B6 \cdot B4 - B1 \cdot B8 \cdot B14 - B5 \cdot B2 \cdot B16 = 0.038$$

$$C12 := B1 \cdot B6 \cdot B15 + B5 \cdot B14 \cdot B3 + B13 \cdot B7 \cdot B2 - B13 \cdot B6 \cdot B3 - B1 \cdot B7 \cdot B14 - B5 \cdot B2 \cdot B15 = 0.04$$

$$C13 := B2 \cdot B7 \cdot B12 + B10 \cdot B8 \cdot B3 + B6 \cdot B11 \cdot B4 - B10 \cdot B7 \cdot B4 - B2 \cdot B8 \cdot B11 - B6 \cdot B3 \cdot B12 = -9.774 \times 10^{-3}$$

$$C14 := B1 \cdot B7 \cdot B12 + B9 \cdot B8 \cdot B3 + B5 \cdot B11 \cdot B4 - B9 \cdot B7 \cdot B4 - B1 \cdot B8 \cdot B11 - B5 \cdot B3 \cdot B12 = -0.023$$

$$C15 := B1 \cdot B6 \cdot B12 + B9 \cdot B8 \cdot B2 + B5 \cdot B10 \cdot B4 - B9 \cdot B6 \cdot B4 - B1 \cdot B8 \cdot B10 - B5 \cdot B2 \cdot B12 = -0.061$$

$$C16 := B1 \cdot B6 \cdot B11 + B9 \cdot B7 \cdot B2 + B5 \cdot B10 \cdot B3 - B9 \cdot B6 \cdot B3 - B1 \cdot B7 \cdot B10 - B5 \cdot B2 \cdot B11 = 0.052$$

$$A1 := \frac{B17 \cdot C1 - B18 \cdot C2 + B19 \cdot C3 - B20 \cdot C4}{B1 \cdot C1 - B2 \cdot C2 + B3 \cdot C3 - B4 \cdot C4} = 0.023 \text{m}$$

$$A2 := \frac{-B17 \cdot C5 + B18 \cdot C6 - B19 \cdot C7 + B20 \cdot C8}{-B5 \cdot C5 + B6 \cdot C6 - B7 \cdot C7 + B8 \cdot C8} = -0.104 \text{m}$$

$$A3 := F1 + A1 = -1.45 \text{lm}$$

$$A4 := F2 - A2 = 0.62 \text{lm}$$

$$A5 := \frac{B17 \cdot C9 - B18 \cdot C10 + B19 \cdot C11 - B20 \cdot C12}{B9 \cdot C9 - B10 \cdot C10 + B11 \cdot C11 - B12 \cdot C12} = -4.077 \text{m}$$

$$A6 := \frac{-B17 \cdot C13 + B18 \cdot C14 - B19 \cdot C15 + B20 \cdot C16}{-B13 \cdot C13 + B14 \cdot C14 - B15 \cdot C15 + B16 \cdot C16} = -16.046 \text{m}$$

$$vo(x) := \delta - Do \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{2 \cdot L}\right)$$

Desplazamiento tubería (Ecs. (4.39) y (4.40)):

$$v1(x) := \exp(\beta1 \cdot x) \cdot (A1 \cdot \cos(\beta1 \cdot x) + A2 \cdot \sin(\beta1 \cdot x)) + \exp(-\beta1 \cdot x) \cdot (A3 \cdot \cos(\beta1 \cdot x) + A4 \cdot \sin(\beta1 \cdot x)) + v0(x)$$

$$v2(x) := \exp(-\beta2 \cdot x) \cdot (A5 \cdot \cos(\beta2 \cdot x) + A6 \cdot \sin(\beta2 \cdot x))$$

$$\kappa1(x) := \frac{d^2}{dx^2} v1(x) \quad \text{Curvatura en zona de DPS}$$

$$\kappa := |\kappa1(0m)| = 0.012 \frac{1}{m} \quad \text{Curvatura máxima (evaluada en zona central de DPS)}$$

$$M_{\max} := E \cdot I \cdot \kappa = 1.895 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento máximo en tubería}$$

Deformación unitaria máxima por flexión en tubería:

$$\epsilon_b := \frac{\kappa \cdot D}{2} = 0.37\%$$

$$\epsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{min} := \epsilon_{oper} - \epsilon_b = -0.293\%$$

$$\epsilon_{max} := \epsilon_{oper} + \epsilon_b = 0.447\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{crc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{crt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{min} > -\epsilon_{crc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

check2 := $\begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{\max} < \epsilon_{\text{crt}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases}$ Tracción

check2 = "cumple"

- Estimación según modelo de O'Rourke (1989):

Deformación unitaria en tubería:

$$\epsilon_{b1} := \frac{\pi^2 \cdot \delta \cdot D}{W^2} = 1.229\% \quad \text{Ec. (4.48)}$$

$$\epsilon_{a1} := \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \cdot \left(\frac{\delta}{W}\right)^2 = 1.259\% \quad \text{Ec. (4.55)}$$

$$\epsilon_{b2} := \frac{P_u \cdot W^2}{3 \cdot \pi \cdot E \cdot t \cdot D^2} = 2.242\% \quad \text{Ec. (4.58)}$$

$$\epsilon_{a2} := 0\%$$

$$\epsilon_b := \min(\epsilon_{b1} + \epsilon_{a1}, \epsilon_{b2} + \epsilon_{a2}) = 2.242\%$$

$$\epsilon_{\text{oper}} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{\text{min}} := \epsilon_{\text{oper}} - \epsilon_b = -2.165\%$$

$$\epsilon_{\text{max}} := \epsilon_{\text{oper}} + \epsilon_b = 2.319\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{\text{crc}} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{\text{crt}} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

check1 := $\begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{\text{min}} > -\epsilon_{\text{crc}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases}$ Pandeo local

check2 := $\begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \varepsilon_{\max} < \varepsilon_{\text{cr}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases}$ Tracción

check2 = "cumple"

- Estimación según modelo de Liu y O'Rourke (1997):

Características geométricas zona de DPS:

$W := 35\text{m}$ Ancho

$\delta := 2.5\text{m}$ Desplazamiento del suelo

$\delta_{\text{crb}} := \frac{5 \cdot P_u \cdot W^4}{384 \cdot E \cdot I} = 14.69\text{m}$ Deformación crítica (flexión)
(Ec. (4.59))

$\delta_{\text{cra}} := 10\text{m}$

Giver:

$$\frac{\pi^2 \cdot \delta_{\text{cra}}^2}{4 \cdot W} = \frac{P_u \cdot W^3}{16 \cdot \delta_{\text{cra}} \cdot \pi \cdot D \cdot t \cdot E} + \frac{\pi \cdot D \cdot t}{E \cdot t_u} \cdot \left(\frac{P_u \cdot W^2}{16 \cdot \delta_{\text{cra}} \cdot \pi \cdot D \cdot t} \right)^2 \quad \text{Ec. (4.64)}$$

$\delta_{\text{cra}} := \text{Find}(\delta_{\text{cra}}) = 2.091\text{m}$ Deformación crítica (axial)

$\sigma := \frac{P_u \cdot W^2}{16 \cdot \delta_{\text{cra}} \cdot \pi \cdot D \cdot t} = 257.606\text{MPa}$ Tensión axial tubería

$\delta_{\text{cr}} := \frac{1}{\frac{1}{\delta_{\text{crb}}} + \frac{1}{\delta_{\text{cra}}}} = 1.83\text{m}$ Deformación crítica (Ec. 4.65)

Deformación unitaria en tubería (Ecs. (4.66) y (4.67)):

$$\varepsilon_{\text{comp}} := \begin{cases} \frac{\pi \cdot \delta}{2} \cdot \sqrt{\frac{tu}{A \cdot E \cdot W}} - \frac{\pi^2 \cdot \delta \cdot D}{W^2} & \text{if } \delta \leq \delta_{\text{cr}} \\ \frac{\pi \cdot \delta_{\text{cr}}}{2} \cdot \sqrt{\frac{tu}{A \cdot E \cdot W}} - \frac{\pi^2 \cdot \delta_{\text{cr}} \cdot D}{W^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{\text{comp}} = -0.783\%$$

$$\varepsilon_{\text{tracc}} := \begin{cases} \frac{\pi \cdot \delta}{2} \cdot \sqrt{\frac{tu}{A \cdot E \cdot W}} + \frac{\pi^2 \cdot \delta \cdot D}{W^2} & \text{if } \delta \leq \delta_{\text{cr}} \\ \frac{\pi \cdot \delta_{\text{cr}}}{2} \cdot \sqrt{\frac{tu}{A \cdot E \cdot W}} + \frac{\pi^2 \cdot \delta_{\text{cr}} \cdot D}{W^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{\text{tracc}} = 1.016\%$$

$$\varepsilon_{\text{oper}} := 0.079\%$$

Deformación unitaria total:

$$\varepsilon_{\text{min}} := \varepsilon_{\text{oper}} + \varepsilon_{\text{comp}} = -0.704\%$$

$$\varepsilon_{\text{max}} := \varepsilon_{\text{oper}} + \varepsilon_{\text{tracc}} = 1.095\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\varepsilon_{\text{crc}} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\varepsilon_{\text{crt}} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \varepsilon_{\text{min}} > -\varepsilon_{\text{crc}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check1} = \text{"no cumple, rediseñar"}$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \varepsilon_{\max} < \varepsilon_{\text{crit}} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check2} = \text{"cumple"}$$

A través de los tres métodos se estima que la tubería falla por pandeo local de la pared. Se debe rediseñar el elemento aumentando el espesor, disminuyendo la profundidad de entierro, o mediante la colocación de algún recubrimiento que disminuya las fuerzas de interacción en la interfase.

Ejemplo 4: Evaluación ante la acción de una falla geológica:

Una tubería enterrada transporta gas natural a una presión $P = 7.0$ MPa. Las temperaturas de instalación y de operación de la tubería son 25°C y 60°C respectivamente. La tubería es de acero X-70, de diámetro $D = 0.61$ [m] y de espesor de pared $t = 8.7$ [mm]. La estructura está enterrada a una profundidad de 1.5 [m], y las propiedades del suelo son las consideradas en los ejemplos anteriores. Evaluar las deformaciones en la tubería debido a la acción de una falla de rumbo cuyo ángulo de cruce con la tubería es $\beta = 40^{\circ}$, y el desplazamiento de falla corresponde a un sismo $M = 7$.

- Estimación según modelo de Newmark y Hall (1975):

Características de la tubería:

$D := 0.61\text{m}$	Diámetro externo
$t := 8.7\text{mm}$	Espesor
$A := \frac{\pi}{4} \cdot [D^2 - (D - 2 \cdot t)^2] = 0.016\text{m}^2$	Área sección transversal

Características del suelo:

$H := 1.5\text{m}$	Prof. de enterramiento hasta centro de tubería
$\gamma := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	Peso unitario del suelo

$\phi := 30\text{deg}$ Ángulo de fricción interna del suelo

$\delta := 0.7 \cdot \phi = 21\text{-deg}$ Factor de fricción (0.7 para tubería de acero liso)

$K_o := 1$ (O'Rourke et al, 1985)

$t_u := \pi \cdot D \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{(1 + K_o)}{2} \cdot \tan(\delta) = 19.862 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Ángulo de interfase entre suelo y tubería

Características del acero:

$E1 := 210\text{GPa}$ Módulo de elasticidad inicial del material

$\sigma_1 := 551.2\text{MPa}$ Tensión correspondiente a un 0.5% de deformación unitaria del material

$\sigma_2 := 632.8\text{MPa}$ Tensión correspondiente a un 3% de deformación unitaria del material

$\epsilon_1 := \frac{\sigma_1}{E1} = 0.262\%$

$\epsilon_2 := 3\%$ Deformación admisible para oleoducto (IITK-GSMA, 2007)

$E2 := \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\epsilon_2 - \epsilon_1} = 2.981 \times 10^9 \text{ Pa}$

$\sigma_o := \sigma_2 - E2 \cdot \epsilon_2 = 543.376\text{MPa}$

Características de la falla:

$\beta := 40\text{deg}$ Ángulo de intersección falla-tubería

$M := 7$ Magnitud del sismo

$\Delta f := 10^{-6.32+0.9 \cdot M} \cdot \text{m} = 0.955\text{m}$ Ec. (4.69) (falla de rumbo)

$\Delta X := \Delta f \cdot \cos(\beta) = 0.732\text{m}$

$\Delta Y := \Delta f \cdot \sin(\beta) = 0.614\text{m}$

$\sigma_a := 430\text{MPa}$ Tensión axial (valor supuesto inicialmente)

$$L_e := \begin{cases} \frac{\sigma_a \cdot A}{t_u} & \text{if } \sigma_a \leq \sigma_1 \\ \frac{\sigma_1 \cdot A}{t_u} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.75)}$$

$$L_e = 355.802\text{m}$$

$$L_p := \begin{cases} 0 & \text{if } \sigma_a \leq \sigma_1 \\ \frac{(\sigma_a - \sigma_1) \cdot A}{t_u} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.76)}$$

$$L_p = 0\text{m}$$

$$\varepsilon_e := \begin{cases} \frac{\sigma_a}{2 \cdot E1} & \text{if } \sigma_a \leq \sigma_1 \\ \frac{\sigma_1}{2 \cdot E1} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.77)}$$

$$\varepsilon_e = 0.102\%$$

$$\varepsilon_p := \begin{cases} 0 & \text{if } \sigma_a \leq \sigma_1 \\ \frac{\sigma_a - 2 \cdot \sigma_0 + \sigma_1}{2 \cdot E2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.78)}$$

$$\varepsilon_p = 0\%$$

$$\Delta L_e := L_e \varepsilon_e = 0.364\text{m} \quad \text{Ec. (4.79)}$$

$$\Delta L_p := L_p \varepsilon_p = 0\text{m} \quad \text{Ec. (4.80)}$$

$$\Delta L_a := 2 \cdot (\Delta L_e + \Delta L_p) = 0.729\text{m} \quad \text{Ec. (4.81)}$$

$$L_a := L_e + L_p = 355.802\text{m} \quad \text{Ec. (4.74)}$$

$$\Delta L_r := \Delta X + \frac{\Delta Y^2}{4 \cdot L_a} = 0.732\text{m} \quad \text{Ec. (4.73)}$$

$$\sigma_{a_new} := \begin{cases} \sigma_a + \frac{E1 \cdot t_u \cdot (\Delta L_r - \Delta L_a)}{2 \cdot A \cdot \sigma_a} & \text{if } \sigma_a \leq \sigma_1 \\ \sigma_a + \frac{E2 \cdot t_u \cdot (\Delta L_r - \Delta L_a)}{2 \cdot A \cdot (\sigma_a - \sigma_0)} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Ec. (4.82)}$$

$$\sigma_{a_new} = 430.97 \text{MPa}$$

$$\text{check} := \begin{cases} \text{"No es necesario seguir iterando"} & \text{if } 0.95 < \frac{\sigma_a}{\sigma_{a_new}} < 1.05 \\ \text{"Escoger nuevo valor para } \sigma_a \text{"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tolerancia de un 5\%}$$

check = "No es necesario seguir iterando"

$$\varepsilon_a := \begin{cases} \frac{\sigma_a}{E1} & \text{if } \sigma_a \leq \sigma_1 \\ \frac{\sigma_a - \sigma_0}{E2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_a = 0.205\%$$

$$\varepsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\varepsilon_{max} := \varepsilon_{oper} + \varepsilon_a = 0.282\%$$

Deformaciones admisibles (tracción):

$$\varepsilon_{crt} := 3\% \quad \text{valor recomendados por IITK-GSDMA (2007)}$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \varepsilon_{max} < \varepsilon_{crt} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check1} = \text{"cumple"}$$

- Estimación según modelo de Kennedy et al. (1977b):

Propiedades del acero:

$E := 210 \text{ GPa}$ Módulo de elasticidad del acero

$\sigma_0 := 517 \text{ MPa}$ Tensión de fluencia (Tabla 3.1)

$n := 5.5$

Parámetros de Ramberg y Osgood (Tabla 3.1)

$r := 16.6$

$f_{tuc} := 0.45 \left(\frac{H}{D} \right) + 1.725 = 2.832$ Factor que amplifica la fuerza longitudinal de fricción (Kennedy et al., 1977)

$t_{uc} := f_{tuc} \cdot t_u = 56.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ Fuerza de fricción longitudinal en sector de curvatura cte.

$\sigma_a := 450 \text{ MPa}$ Se asume este valor para iterar

$Q := \sigma_a \cdot A = 7.396 \times 10^3 \cdot \text{kN}$ Ec. (4.83)

$P := 7.0 \text{ MPa}$ Presión interna

$C_p := 1 - \frac{P \cdot \pi \cdot D^2}{4 \cdot Q} = 0.723$ Ec. (4.85)

$R_c := \frac{Q \cdot C_p}{p_u} = 45.612 \text{ m}$ Ec. (4.84)

$\kappa := \frac{1}{R_c} = 0.022 \frac{1}{\text{m}}$ Curvatura

$\epsilon_b := \frac{\kappa \cdot D}{2} = 0.669\%$ Def. de flexión en sección de curvatura cte.

$\epsilon_a := \frac{\sigma_a}{E} \cdot \left[1 + \frac{n}{(r+1)} \cdot \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_0} \right)^r \right] = 0.221\%$ Deformación axial (Ec. (3.1))

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"curvatura no afectará significativamente a fuerza axial"} & \text{if } \epsilon_b \leq 0.8 \epsilon_a \\ \text{"curvatura afectará significativamente a fuerza axial"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

check1 = "curvatura afectará significativamente a fuerza axial"

$$\epsilon_{\min 1} := \epsilon_a - \epsilon_b = -0.448\%$$

$$\epsilon_o := \frac{\sigma_o}{E} = 0.246\%$$

$$\text{check2} := \begin{cases} \text{"rigidez flexional en configuración deformada es despreciable frente a la inicial"} & \text{if } \epsilon_{\min 1} \geq \epsilon_o \\ \text{"rigidez flexional en configuración deformada no es despreciable frente a la inicial"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

check2 = "rigidez flexional en configuración deformada no es despreciable frente a la inicial"

$$\epsilon_{\max 1} := \epsilon_a + \epsilon_b = 0.89\%$$

$$\text{check3} := \begin{cases} \text{"}\epsilon_{\max 1} \text{ no es excesivo"} & \text{if } \epsilon_{\max 1} \leq 4\% \\ \text{"}\epsilon_{\max 1} \text{ es excesivo"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

check3 = "εmax1 no es excesivo"

$$L_c := (\Delta Y \cdot R_c)^2 = 5.291 \cdot \text{m} \quad \text{Ec. (4.87)}$$

$$\Delta L_r := \Delta X + \frac{\Delta Y^2}{3 \cdot L_c} = 0.755 \text{m} \quad \text{Ec. (4.88)}$$

$$L_1 := \frac{Q - t_{uc} \cdot L_c}{t_u} + L_c = 362.659 \text{m} \quad \text{Ec. (4.89)}$$

$$L_2 := L_1 = 362.659 \text{m} \quad \text{Ec. (4.89)}$$

$$B_m := \frac{\sigma_a}{\sigma_o} = 0.87 \quad \text{Ec. (4.99)}$$

$$h_c := \frac{t_{uc}}{A \cdot \sigma_o} = 6.619 \times 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \text{Ec. (4.95)}$$

$$B_s := B_m - h_c \cdot L_c = 0.835 \quad \text{Ec. (4.100)}$$

$$C := \frac{n}{r+1} = 0.313 \quad \text{Ec. (4.94)}$$

$$\Delta L_c := \varepsilon_0 \cdot \left[L_c \cdot \left(\frac{B_m + B_s}{2} \right) + \frac{C}{h_c \cdot (r+2)} \cdot (B_m^{r+2} - B_s^{r+2}) \right] = 0.011 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.93)}$$

$$L_{s1} := L_1 - L_c = 357.368 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.97)}$$

$$h_s := \frac{t_u}{A \cdot \sigma_0} = 2.338 \times 10^{-3} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \text{Ec. (4.96)}$$

$$B_{l1} := B_s - h_s \cdot L_{s1} = 0 \quad \text{Ec. (4.101)}$$

$$\Delta L_{s1} := \varepsilon_0 \cdot \left[L_{s1} \cdot \left(\frac{B_s + B_{l1}}{2} \right) + \frac{C}{h_s \cdot (r+2)} \cdot (B_s^{r+2} - B_{l1}^{r+2}) \right] = 0.368 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.91)}$$

$$L_{s2} := L_2 - L_c = 357.368 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.98)}$$

$$B_{l2} := B_s - h_s \cdot L_{s2} = 0 \quad \text{Ec. (4.102)}$$

$$\Delta L_{s2} := \varepsilon_0 \cdot \left[L_{s2} \cdot \left(\frac{B_s + B_{l2}}{2} \right) + \frac{C}{h_s \cdot (r+2)} \cdot (B_s^{r+2} - B_{l2}^{r+2}) \right] = 0.368 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.92)}$$

$$\Delta L_a := 2 \cdot \Delta L_c + \Delta L_{s1} + \Delta L_{s2} = 0.759 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.90)}$$

$$\frac{\Delta L_r}{\Delta L_a} = 0.995$$

$$\text{check4} := \begin{cases} \text{"no es necesario seguir iterando"} & \text{if } 0.95 \leq \frac{\Delta L_r}{\Delta L_a} \leq 1.05 \\ \text{"escoger otro valor para } \sigma_a \text{"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tolerancia de un 5\%}$$

$$\text{check4} := \text{"no es necesario seguir iterando"}$$

$$\varepsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{min} := \epsilon_{oper} + \epsilon_{min1} = -0.371\%$$

$$\epsilon_{max} := \epsilon_{oper} + \epsilon_{max1} = 0.967\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{crc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{crt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check5} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{min} > -\epsilon_{crc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check5} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check6} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{max} < \epsilon_{crt} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check6} = \text{"cumple"}$$

- Estimación según modelo de Wang y Yeh (1985):

$$\Delta p_u := 0.04 \left(H + \frac{D}{2} \right) = 0.072 \text{m} \quad \text{Ec. (A.6)}$$

$$f_p := p_u \cdot \tan(\delta) = 45.024 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Ec. (4.104)}$$

Características del acero:

$$E1 := 210 \text{GP}\epsilon \quad \text{Módulo de elasticidad inicial del material}$$

$\sigma_1 := 551.2 \text{ MPa}$ Tensión correspondiente a un 0.5% de deformación unitaria del material

$\sigma_2 := 632.8 \text{ MPa}$ Tensión correspondiente a un 3% de deformación unitaria del material

$$\epsilon_1 := \frac{\sigma_1}{E_1} = 0.262\%$$

$\epsilon_2 := 3\%$ Deformación admisible para oleoducto (IITK-GSMA, 2007)

$$E_2 := \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\epsilon_2 - \epsilon_1} = 2.981 \times 10^9 \text{ Pa}$$

$$\sigma_o := \sigma_2 - E_2 \cdot \epsilon_2 = 543.376 \text{ MPa}$$

$E_{ef} := E_1 = 210 \text{ GPa}$ Se prueba inicialmente con E_1

$$k := 2.7 \cdot \frac{pu}{\Delta pu} = 4.386 \times 10^3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Thomas (1978)}$$

$$\lambda := \sqrt[4]{\left(\frac{k}{4 \cdot E_1 \cdot I}\right)} = 0.29 \frac{1}{\text{m}} \quad \text{Ec. (4.107)}$$

$$Q := 2.77 \text{ deg}$$

$Q_1 := 0 \text{ deg}$ Valores para iniciar iteración

$$Q_2 := Q = 2.77 \text{ deg}$$

$$R_w := 1000 \text{ m}$$

Given

$$R = \frac{0.5 \cdot \Delta f \cdot \left(\sin\left(\beta - \frac{1}{2 \cdot \lambda \cdot R}\right) + \cos\left(\beta - \frac{1}{2 \cdot \lambda \cdot R}\right) \cdot \tan\left(\frac{1}{2 \cdot \lambda \cdot R}\right) \right)}{1 - \cos(Q) + \sin(Q) \cdot \tan\left(\frac{1}{2 \cdot \lambda \cdot R}\right)} \quad \text{Ec. (4.117)}$$

$$R_w := \text{Find}(R) = 191.272 \text{ m}$$

$$\theta_B := \frac{1}{2 \cdot \lambda \cdot R} = 0.517 \text{ deg} \quad \text{Ec. (4.111)}$$

$$M_b := \frac{Eef \cdot I}{R} = 815.666 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Ec. (4.118)}$$

$$F_a := pu \cdot R + \frac{\left[M_b \cdot \left(\frac{1}{R} + \lambda \cdot \cos(\theta_B) \cdot \tan(Q) + \lambda \cdot \sin(\theta_B) \right) - fp \cdot R \cdot (\tan(Q) - Q) \right]}{(1 - \cos(Q) - \sin(Q) \cdot \tan(Q))} = 7.476 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Ec. (4.119)}$$

$$V_a := \frac{-\lambda \cdot M_b \cdot \cos(\theta_B) - F_a \cdot \sin(Q) - fp \cdot R \cdot (\cos(Q) - 1) + pu \cdot R \cdot \sin(Q)}{\cos(Q)} = 497.377 \text{ kN} \quad \text{Equilibrio en región curva}$$

$$F_{\underline{b}} := F_a \cdot \cos(Q) - V_a \cdot \sin(Q) - fp \cdot R \cdot \sin(Q) + pu \cdot R \cdot (1 - \cos(Q)) + \lambda \cdot M_b \cdot \sin(\theta_B) = 7.055 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Ec. (4.113)}$$

$$F_b := \frac{F_{\underline{b}}}{\cos(\theta_B)} = 7.056 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\sigma_A := \frac{F_a}{A} = 454.888 \text{ MPa} \quad \text{Tensión axial en pto. A}$$

$$F_t := F_a = 7.476 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Fuerza axial en zona de transición}$$

$$\Delta e_1 := \left(\frac{R}{E_2 \cdot A} \right) \cdot [F_a \cdot \sin(Q_1) + (V_a + fp \cdot R) \cdot (\cos(Q_1) - 1) + pu \cdot R \cdot (Q_1 - \sin(Q_1))] + R \cdot Q_1 \cdot \sigma_1 \cdot \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) = 0 \text{ m}$$

$$V_t := R \cdot pu \cdot \sin(Q_2) - R \cdot fp - F_{\underline{b}} \cdot \sin(Q_2) - M_b \cdot \lambda \cdot \cos(Q_2 + \theta_B) + R \cdot fp \cdot \cos(Q_2) = 497.377 \text{ kN}$$

$$\Delta e_2 := \left(\frac{R}{E_1 \cdot A} \right) \cdot [F_t \cdot \sin(Q) + (V_t + fp \cdot R) \cdot (\cos(Q_2) - 1) + pu \cdot R \cdot (Q_2 - \sin(Q_2))] = 0.019 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.126)}$$

$$\sigma_B := \frac{F_t \cdot \cos(Q_2) - V_t \cdot \sin(Q_2) - fp \cdot R \cdot \sin(Q_2) + pu \cdot R \cdot (1 - \cos(Q_2))}{A} = 429.165 \text{ MPa} \quad \text{Tensión axial en pto. B (Ec. (4.125))}$$

$$L_e := \frac{\sigma_B \cdot A}{t_u} = 355.11 \text{ lm} \quad \text{Ec. (4.128)}$$

$$\Delta e_3 := \frac{1}{E_1} \cdot \left(\sigma_B \cdot L_e - \frac{t_u \cdot L_e^2}{2 \cdot A} \right) = 0.363 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.129)}$$

$$\Delta p := \Delta e_1 + \Delta e_2 + \Delta e_3 = 0.382 \text{ m} \quad \text{Ec. (4.130)}$$

$$\Delta G := \left[R \cdot Q - \frac{(R \cdot \sin(Q) - 0.5 \cdot \Delta f \cdot \cos(\beta - \theta B))}{\cos(\theta B)} \right] = 0.372m \quad \text{Ec. (4.121)}$$

$$\frac{\Delta p}{\Delta G} = 1.028$$

$$\text{check1} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } 0.95 < \frac{\Delta p}{\Delta G} < 1.05 \\ \text{"cambiar ángulo Q"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tolerancia de un 5\%}$$

$$\text{check1} = \text{"OK"}$$

$$M_b = 815.666 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y1} := \frac{2 \cdot \sigma_1 \cdot I}{D} = 1.343 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Momento plástico (1era fluencia)}$$

$$M_{y2} := \frac{2 \cdot \sigma_2 \cdot I}{D} = 1.541 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Momento plástico (2da fluencia)}$$

$$M_p := 1.27 \cdot M_{y2} = 1.958 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Momento plástico último}$$

$$E_{r2} := \frac{\sigma_2}{\epsilon_2} = 2.109 \times 10^4 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{ef2} := \begin{cases} E_1 & \text{if } M_b \leq M_{y1} \\ \left[\frac{M_b}{\frac{M_{y1}}{E_1} + \frac{(M_b - M_{y1})}{E_2}} \right] & \text{if } M_{y1} \leq M_b \leq M_{y2} \\ E_{r2} \cdot \frac{(M_p - M_b)}{(M_p - M_{y2})} & \text{if } M_{y2} \leq M_b \leq M_p \\ \text{"Mb es mayor que Mp"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{Ecs. (4.132), (4.133)} \\ \text{y (4.134)} \end{matrix}$$

$$E_{ef2} = 210 \cdot \text{GP}\epsilon \quad \text{Módulo efectivo igual al supuesto inicialmente}$$

$$\frac{E_{ef2}}{E_{ef}} = 1$$

$$\text{check3} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } 0.95 < \frac{E_{ef2}}{E_{ef}} < 1.05 \\ \text{"elegir nuevamente Q"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Tolerancia de un 5%

$$\text{check3} = \text{"OK"}$$

$$\varepsilon_A := \begin{cases} \text{"A en rango inelástico"} & \text{if } \sigma_A > \sigma_1 \\ \frac{\sigma_A}{E_1} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_A = 0.217\% \quad \text{def axial en el pto A}$$

$$\varepsilon_B := \begin{cases} \varepsilon_1 + \frac{1}{E_2} \cdot (\sigma_B - \sigma_1) & \text{if } \sigma_B > \sigma_1 \\ \frac{\sigma_B}{E_1} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_B = 0.204\% \quad \text{def axial en el pto B}$$

$$\varepsilon_b := \frac{D}{2 \cdot R} = 0.159\% \quad \text{def por flexión en zona curva}$$

$$\varepsilon_{\max A} := \varepsilon_A = 0.217\%$$

$$\varepsilon_{\max B} := \varepsilon_B + \varepsilon_b = 0.364\%$$

$$\varepsilon_{\min A} := \varepsilon_A = 0.217\%$$

$$\varepsilon_{\min B} := \varepsilon_B - \varepsilon_b = 0.045\%$$

$$\varepsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\varepsilon_{\min} := \varepsilon_{oper} + \varepsilon_{\min B} = 0.122\%$$

$$\varepsilon_{\max} := \varepsilon_{oper} + \varepsilon_{\max B} = 0.441\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{rc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{rt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check5} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{min} > -\epsilon_{rc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check5} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check6} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{max} < \epsilon_{rt} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check6} = \text{"cumple"}$$

- Estimación según modelo de Paolucci et al. (2010):

$$\sigma_y := 632.8 \text{ MPa} \quad \text{Tensión asociada a una deformación de un 3\%}$$

$$\delta := 1 \text{ m} \quad \text{Desplazamiento virtual}$$

$$R_e := \frac{D}{2} = 0.305 \text{ m} \quad \text{Radio exterior}$$

$$R_i := R_e - t = 0.296 \text{ m} \quad \text{Radio interior}$$

$$M_p := \frac{4}{3} \cdot \sigma_y \cdot (R_e^3 - R_i^3) = 1.991 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Ec. (4.137)}$$

$$\phi(\Phi 1) := \delta \cdot \frac{\sin(\Phi 1) \cdot \sin(\beta - \Phi 1)}{\Delta f \cdot \sin(\beta)} \quad \text{Ec. (4.138)}$$

$$P_{rl}(\Phi 1) := 2 \cdot M_p \cdot \phi(\Phi 1) \quad \text{Ec. (4.136)}$$

$$F_p := \pi \cdot \sigma_y \cdot (R_e^2 - R_i^2) = 1.04 \times 10^4 \cdot \text{kN} \quad \text{Ec. (4.140)}$$

$$s(\Phi_1) := \delta \cdot \cos(\beta - \Phi_1) \quad \text{Ec. (4.141)}$$

$$\text{Pr2}(\Phi_1) := F_p \cdot s(\Phi_1) \quad \text{Ec. (4.139)}$$

$$S(x, \Phi_1) := \delta \cdot \frac{\sin(\Phi_1) \cdot \cos(\beta - \Phi_1)}{\Delta f \cdot \sin(\beta)} \cdot x \quad \text{Ec. (4.143)}$$

$$\text{Lt}(\Phi_1) := \Delta f \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\Phi_1)} \quad \text{Ec. (4.144)}$$

$$\text{Pr3}(\Phi_1) := \int_0^{\text{Lt}(\Phi_1)} t_u \cdot S(x, \Phi_1) \, dx \quad \text{Ec. (4.142)}$$

$$\delta(x, \Phi_1) := \delta \cdot \frac{x}{\Delta f} \cdot \sin(\Phi_1) \quad \text{Ec. (4.146)}$$

$$\text{Pr4}(\Phi_1) := \int_0^{\text{Lt}(\Phi_1)} p_u \cdot \delta(x, \Phi_1) \, dx \quad \text{Ec. (4.145)}$$

$$\text{Pr}(\Phi_1) := \text{Pr1}(\Phi_1) + \text{Pr2}(\Phi_1) + \text{Pr3}(\Phi_1) + \text{Pr4}(\Phi_1) \quad \text{Ec. (4.135)}$$

$$\Phi_1 := 0.5 \text{deg}$$

$$\text{Minimize}(\text{Pr}, \Phi_1) = 3.041 \text{deg}$$

$$\phi_{\text{opt}} := 3.041 \text{deg} \quad \text{Valor que minimiza Pr}$$

$$\text{Pr}(\phi_{\text{opt}}) = 9.045 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Lt} := \Delta f \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\phi_{\text{opt}})} = 11.571 \text{m} \quad \text{Ec. (4.144)}$$

$$\epsilon_b := \frac{\phi_{\text{opt}}}{4} = 1.327\% \quad \text{Ec. (4.147)}$$

$$\epsilon_a := \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta - \phi_{\text{opt}})} - 1 = 6.91\% \quad \text{Ec. (4.148)}$$

$$\epsilon_{\text{max}} := \epsilon_b + \epsilon_a = 8.237\%$$

$$\epsilon_{\text{min}} := \epsilon_a - \epsilon_b = 5.583\%$$

$$\epsilon_{oper} := 0.077\%$$

Deformación unitaria total:

$$\epsilon_{totmin} := \epsilon_{oper} + \epsilon_{min} = 5.66\%$$

$$\epsilon_{totmax} := \epsilon_{oper} + \epsilon_{max} = 8.314\%$$

Deformaciones admisibles (compresión y tracción):

$$\epsilon_{crc} := 0.175 \frac{2 \cdot t}{D} = 0.499\%$$

valores recomendados por IITK-GSDMA (2007)

$$\epsilon_{crt} := 3\%$$

Verificación de seguridad en tubería:

$$\text{check5} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{totmin} > -\epsilon_{crc} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Pandeo local}$$

$$\text{check5} = \text{"cumple"}$$

$$\text{check6} := \begin{cases} \text{"cumple"} & \text{if } \epsilon_{totmax} < \epsilon_{crt} \\ \text{"no cumple, rediseñar"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Tracción}$$

$$\text{check6} = \text{"no cumple, rediseñar"}$$

A excepción de los resultados obtenidos mediante el método de Paolucci et al., las deformaciones máximas y mínimas obtenidas de los tres modelos restantes cumplen con los requisitos de tracción y pandeo. Las deformaciones mínimas del método de Kennedy et al. son de compresión, lo que indica que este método provee mayores deformaciones de flexión que las de Newmark y Hall, y Wang y Yeh, para el desplazamiento de falla dado.