

**ANÁLISIS DE LA REPUESTA SÍSMICA DE TUBERÍAS ENTERRADAS: UN
ESTADO DEL ARTE**

LUIS ALFREDO ARENAS SAAVEDRA



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2011

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE TUBERÍAS ENTERRADAS: UN
ESTADO DEL ARTE**

LUIS ALFREDO ARENAS SAAVEDRA

**Trabajo de Grado Modalidad Investigación
Para Optar al Título de Ingeniero Civil**

**Director:
OSCAR JAVIER BEGAMBRE
Ingeniero Civil, (Msc, PhD)**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2011**

DEDICATORIA

A Dios

A Mis Padres por su paciencia e incondicional ayuda

A mis hermanos por su apoyo

A mi morsa preciosa

A mi tío Carlo

Luis Alfredo Arenas Saavedra

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
1. INTRODUCCIÓN	13
2. OBJETIVOS.....	16
3. MODELOS DE INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO - ESTRUCTURA Y DE EXCITACIÓN SÍSMICA USADOS EN EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE TUBERÍAS ENTERRADAS.....	17
3.1 MODELOS SUELO - ESTRUCTURA.....	18
3.1.1 Modelo simple.....	18
3.1.2 Modelo de viga elástica sobre resortes.....	19
3.1.3 Modelo de capas para tubería enterrada de gran diámetro	20
3.1.4 Modelo de deformación – plana.....	20
3.1.5 Modelo Híbrido.....	21
3.1.6 Modelo Elasto – Plástico (ASCE).....	22
3.1.7 Otros modelos.....	23
3.2 MODELOS DE LA EXCITACIÓN SÍSMICA	25
3.2.1 Generalidades.....	25
3.2.2 Enfoque Determinístico.....	38
3.2.3 Enfoque probabilístico.....	50
4. MODELAMIENTO Y RESPUESTA DINAMICA DE LAS TUBERIAS ENTERRADAS.	62
4.1 GENERALIDADES	62
4.2 MÉTODOS DE SOLUCIÓN A MODELOS PROPUESTOS PARA EL COMPORTAMIENTO DE TUBERÍAS ENTERRADAS.....	66
4.2.1 Modelo rígido de Newmark	66
4.2.2 Modelo de interacción elástica suelo – estructura	68

4.2.3 Modelo de Nagao y Colaboradores	70
4.2.4 Modelo de Mavridis y Pitolakis.	77
4.2.5 Modelo FLBDWF (FINITE LENGTH BEAM ON DYNAMIC.....	81
WINKLER FOUNDATION).....	81
5. APLICACIONES Y USOS DE MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO –	
TUBERÍA EN RESOLUCIÓN DE PROBLEMAS REALES	94
5.1 GAS Y AGUA.....	94
5.1.1 Descripción de las tuberías de gas natural entorno al área estudiada.....	94
5.1.2 preparación de los datos y digitalización	97
5.1.3 Datos sobre análisis de daños en las tuberías de gas natural.	98
5.2 PETROLEO	101
5.3 EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO PARA EL	
SISTEMA DE ACUEDUCTO DE BUCARAMANGA	110
6. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS.....	122
7. BIBLIOGRAFÍA.....	126

TABLA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. VIGA ELÁSTICA SOBRE RESORTES (T.K. DATTA, 1999)	19
ILUSTRACIÓN 2. MODELO DE CAPAS (T.K. DATTA, 1999)	20
ILUSTRACIÓN 3. MODELO DE DEFORMACIÓN PLANA (T.K. DATTA, 1999).	20
ILUSTRACIÓN 4. MODELO HÍBRIDO (T.K. DATTA, 1999).	21
ILUSTRACIÓN 5. MODELO ESTRUCTURAL DE INTERACCIÓN SUELO TUBERÍA SUJETO A DEFORMACIONES (ASCE, 1984).	23
ILUSTRACIÓN 6. RELACIÓN DE CARGA DEFORMACIÓN EN LA INTERACCIÓN SUELO TUBERÍA PARA RESORTE HORIZONTAL (ASCE, 1984)	23
ILUSTRACIÓN 7. TUBERÍA SUPERFICIAL: A) VISTA ESQUEMÁTICA. B) SEGMENTO DE TUBERÍA. C) INTERSECCIÓN TIPO T (H. O SOLIMAN YT.K. DATTA, 1996).	25
ILUSTRACIÓN 8. ONDAS S Y P	26
ILUSTRACIÓN 9. ONDAS RAYLEIGH	26
ILUSTRACIÓN 10. ONDA COMPRESIONAL PROPAGÁNDOSE A LO LARGO DE UN RESORTE CON VELOCIDAD V. C INDICA COMPRESIÓN Y D INDICA DILATACIÓN. EL DESPLAZAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS DEL RESORTE SE PRODUCE EN LAS DIRECCIONES INDICADAS POR D. [17].	27
ILUSTRACIÓN 11. ONDA DE CIZALLAMIENTO PROPAGÁNDOSE CON VELOCIDAD V A LO LARGO DE UNA CUERDA. EL DESPLAZAMIENTO DE LAS PARTÍCULAS DE LA CUERDA SE DA EN LAS DIRECCIONES INDICADAS POR D. [17].	29
ILUSTRACIÓN 12. LA ONDA S Y SUS COMPONENTES SV Y SH. [17].	30
ILUSTRACIÓN 13. I RAYO INCIDENTE, R RAYO REFLEJADO, R RAYO REFRACTADO. [17].	31
ILUSTRACIÓN 14. A) SISMOGRAMA DE FUENTE SÍSMICA. B) SISMOGRAMA DE UN PUNTO MÁS ALEJADO DEL EPICENTRO. [17].	32
ILUSTRACIÓN 15. TELESISMO REGISTRADO EN SISMÓMETROS VERTICAL (Z) Y HORIZONTAL EN DIRECCIÓN NORTE-SUR (N) Y ESTE-OESTE (E). EN (A) D INDICA CÓMO ES EL DESPLAZAMIENTO DE UNA PARTÍCULA DE LA SUPERFICIE DE LA TIERRA AL PASO DE UNA ONDA RAYLEIGH CON VELOCIDAD V. [17].	34
ILUSTRACIÓN 16. (A) VELOCIDADES DE GRUPO PARA ONDAS RAYLEIGH. [17].	35

ILUSTRACIÓN 17. AMPLITUDES DE LOS MODOS PROPIOS DE VIBRACIÓN PARA EL MODO FUNDAMENTAL Y LOS DOS PRIMEROS SUPERIORES DE UNA ONDA DE RAYLEIGH. [17].	36
ILUSTRACIÓN 18. TUBERÍA LLENA RODEADA POR UN MEDIO ELÁSTICO INFINITO (LIU Y OTROS, 2005).	41
ILUSTRACIÓN 19. FORMAS MODALES DE DOS DIFERENTES PATRONES (LIU Y OTROS, 2005).	45
ILUSTRACIÓN 20. DISCRETIZACIÓN DEL CAMPO ALEATORIO DEL SUELO (NEDJAR Y OTROS, 2007).	53
ILUSTRACIÓN 21. VARIACIÓN LONGITUDINAL DE LA DENSIDAD DEL SUELO (NEDJAR Y OTROS, 2007).	56
ILUSTRACIÓN 22. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA TUBERÍA EN CASO DE EXTREMO FIJO (NEDJAR Y OTROS, 2007).	57
ILUSTRACIÓN 23. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE TUBERÍA EN CASO DE EXTREMO LIBRE (NEDJAR Y OTROS, 2007).	57
ILUSTRACIÓN 24. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE LA TUBERÍA EN UN SUELO HETEROGÉNEO (NEDJAR Y OTROS, 2007).	58
ILUSTRACIÓN 25. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULATIVA DE DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO CON K_{soil} Y ρ_{soil} VARIABLE. (EL TAMAÑO DE LA MUESTRA ES DE 1000 ITERACIONES). (NEDJAR Y OTROS, 2007).	60
ILUSTRACIÓN 26. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA DE MÁXIMO ESFUERZO A FLEXIÓN CON ρ_{soil} VARIABLE SOLAMENTE. (TAMAÑO DE MUESTREO IGUAL A 1000 ITERACIONES). (NEDJAR Y OTROS, 2007).	61
ILUSTRACIÓN 27. CARACTERÍSTICAS DEL MOVIMIENTO DEL SUELO EN CAPAS SUPERFICIALES. (CORRADO, 2008)	65
ILUSTRACIÓN 28. MOVIMIENTO DEL SUELO EN FUNCIÓN DE H Y VS. EN LA CATEGORÍA SÍSMICA I (DE ACUERDO CON LA NORMATIVA ALL'OPCM 3274).	65
ILUSTRACIÓN 29. MODELO DE INTERACCIÓN SUELO – TUBERÍA (VIPARELLI Y OTROS. 1997)	69
ILUSTRACIÓN 30. MODELAMIENTO DE UNA SECCIÓN DE TUBERÍA DE LONGITUD INFINITESIMAL DX. (CORRADO, 2008).	71
ILUSTRACIÓN 31. RESPUESTA AXIAL DE LA TUBERÍA (CORRADO, 2008).	79
ILUSTRACIÓN 32. MODELO DE INTERACCIÓN SUELO – TUBERÍA (CORRADO, 2008).	82

ILUSTRACIÓN 33. DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍAS DE GAS EN LA CIUDAD DE TAICHUNG. LA PARTE INFERIOR DEL CENTRO DE LA IMAGEN, REPRESENTA EL CENTRO DE LA CIUDAD (CHEN Y OTROS, 2002).	95
ILUSTRACIÓN 34. DISTRIBUCIÓN DE LONGITUDES DE TUBERÍA DE ACUERDO CON SUS DIÁMETROS (CHEN Y OTROS, 2002).	96
ILUSTRACIÓN 35. UNA VISIÓN AMPLIADA DE LA DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍAS DE GAS NATURAL Y LA UBICACIÓN DE LOS DAÑOS EN EL CENTRO DE TAICHUNG. SUPERPOSICIÓN CON LAS REDES DE 1KM X 1KM (CHEN Y OTROS, 2002).	97
ILUSTRACIÓN 36. DIMENSIONES DEL MODELO NUMÉRICO SUELO – ESTRUCTURA PARA EL ANÁLISIS. B=5D, H=3D, L=1000CM (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	102
ILUSTRACIÓN 37. CONDICIONES DE FRONTERA DEL MODELO DE NUMÉRICO CONSIDERANDO ELEMENTOS DE CONTACTO EN LA INTERFASE SUELO-TUBERÍA. (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	103
ILUSTRACIÓN 38. PARÁMETROS DINÁMICOS DEL MODELO DE NUMÉRICO. (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	104
ILUSTRACIÓN 39. REGISTRO DE ACELERACIONES HORIZONTAL Y ESPECTRO DE RESPUESTA (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	
ILUSTRACIÓN 40. DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL, A T=28.8SEG. (TOMADO DE [17]).	106
ILUSTRACIÓN 41. DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL, A T=35.68SEG. (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	106
ILUSTRACIÓN 42. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS DEL SEGMENTO DE TUBERÍA A UNA DISTANCIA DEL ORIGEN DE L1=100MM (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	107
ILUSTRACIÓN 43. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS DEL SEGMENTO DE TUBERÍA A UNA DISTANCIA DEL ORIGEN DE L2=5000MM (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	107
ILUSTRACIÓN 44. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MÁXIMOS DEL SEGMENTO DE TUBERÍA A UNA DISTANCIA DEL ORIGEN DE L3=9900MM (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	108
ILUSTRACIÓN 45. VISTA EN 3D, ESFUERZOS DE VON MISES DE LA TUBERÍA, PARA UNA PRESIÓN INTERNA DE PI= 5.89 MPA (CORTÉS Y SÁNCHEZ, 2009).	109
ILUSTRACIÓN 46. DIAGRAMA PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN. [30]	114

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE TUBERÍAS ENTERRADAS: UN ESTADO DEL ARTE. **

AUTOR: ARENAS Saavedra, Luis Alfredo.**

PALABRAS CLAVES: Determinísticos, Probabilísticos, excitación sísmica, Vulnerabilidad.

La matriz común de todos los estudios que se han realizado hasta ahora es representada por la búsqueda de un modelo adecuado para resolver exitosamente un problema de dinámica estructural y para los cuales los datos experimentales son reducidos, deduciendo de esto que para la concepción de un modelo, primero se debe tomar como base una serie de supuestos y formulaciones que aún están a la espera de una verificación experimental.

Este compendio será trabajado en 4 capítulos generales, en los cuales se realiza una revisión del estado de los avances e investigaciones con respecto de la problemática sísmica de tuberías enterradas y sus posibles consecuencias.

En un primer capítulo se realiza un resumen de los modelos de interacción sísmica suelo – estructura, y también los modelos de excitación sísmica, los cuales serán trabajados en dos enfoques, determinísticos y probabilísticos.

En una segunda sección se mencionan los modelos actualmente más usados para el modelamiento y respuesta sísmica de las tuberías, citando entre estos, modelos como el de Newmark, el cuál casi que es un planteamiento básico de lo que comprenden muchos de los estudios posteriormente realizados.

En una tercera parte, la cual ha sido titulada como Aplicaciones y usos en resolución de problemas reales, se mostraran algunos ejemplos de ciudades en los cuales el estudio de la sísmica de tuberías ha entregado resultados que pudiesen haber sido manejados de una mejor forma si se contara con dichos estudios para sus sistemas de redes de tuberías.

Y por último, se realizará mención de algunos estudios realizados en cuanto a vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Bucaramanga, los cuales nos generan inquietudes sobre cuál es el riesgo que se está corriendo al no contar con un estudio preventivo de lo que es una catástrofe producto de un sismo.

* Proyecto de grado

** Facultad de ingenierías Físico mecánicas. Escuela de ingeniería Civil. Director: Ing. Oscara Javier Begambre

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS OF THE SEISMIC RESPONSE OF BURIED PIPELINES: A STATE OF ART.¹

AUTHOR: ARENAS Saavedra, Luis Alfredo.²

KEYWORDS: DETERMINISTIC, PROBABILISTIC, SEISMIC EXCITEMENT, VULNERABILITY.

The main matrix of the all studies have been made so far is represented by the search for a suitable model to successfully solve a structural dynamic problem and for which experimental data are reduced, deducting from this; that the conception of a model, must first be based on a number of assumptions and formulations that are still awaiting experimental verification.

This compendium will be worked into 4 general chapters, where we review the state of progress and research on the seismic issues of buried pipelines and their possible consequences.

In the first chapter is a summary of seismic ground interaction models - structure, and patterns of seismic excitation, which will be worked on two approaches, deterministic and probabilistic.

In a second section lists the most used models for modeling and seismic response of piping, citing among these, Newmark rigid model, which almost is a basic approach that includes many of the subsequent studies.

In the third part, which has been titled as Applications and uses in solving real problems, they show some examples of cities where the study of seismic response of buried pipelines has delivered results that could have been handled a better way if count on such studies to their networks of pipes.

And finally, will be mention some studies about seismic vulnerability of the Bucaramanga city, where will be raise the big concerns about the risk that could be present, as consequence of not having a preventive study of what is a product catastrophe an earthquake.

¹ Work of Degree.

² Faculty of Mechanical-Engineering. Civil Engineering School. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo (Msc, PhD).

1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento sísmico de las tuberías enterradas y de los sistemas de tuberías es muy diferente al de las estructuras superficiales. Entre estos aspectos podemos destacar (T.K. Datta, 1999):

- Las fuerzas inerciales horizontales; que representan el principal factor de afectación de estructuras superficiales, son en gran medida soportadas por el suelo circundante para el caso de las tuberías enterradas.
- Para estructuras superficiales, la fundación es en si la encargada de recibir la carga del suelo y esta a su vez es encargada de transmitir el movimiento a toda la estructura en el caso de un sismo, por tanto, la respuesta relevante es el desplazamiento con relación a dicha base. En el caso de las tuberías enterradas, el movimiento relativo entre la tubería y el suelo circundante es el responsable de inducir esfuerzos en las uniones.
- El movimiento del suelo se considera coherente para la mayoría de estructuras superficiales, mientras que para las tuberías enterradas, este es considerado incoherente debido a las interfases suelo – tubería entre los diferentes puntos y el cambio de forma debido a las variaciones del tipo de suelo a lo largo de la estructura.
- El daño de una estructura sobre el suelo, está ciertamente restringido a tan solo dicha estructura, pero el daño de un sector específico de una red de tuberías, logrará afectar a otras partes de dicho sistema.
- Observaciones de campo y varios estudios realizados indican que los factores principales de riesgo sísmico se presentan producto de:
 1. excesivas cargas axiales y esfuerzos de flexión que producen deformaciones producto de diferencias de fase y cambios en la forma de la onda entre diferentes puntos de la tubería.

2. Grandes desplazamientos resultado del movimiento de una falla durante un terremoto si está cambia de una falla menor a una mayor
 3. Deslizamientos y flotaciones productos de licuefacción del suelo.
- Los daños en la interrupción de sistemas de tuberías enterradas causados por un terremoto, puede causar grandes afectaciones en la vida civil, ya que puede conducir a la pérdida de servicios vitales, comunicaciones y sistemas de transporte. Como consecuencia el comportamiento sísmico de estas estructuras ha sido estudiado por muchos investigadores durante años, y por esto han surgido una serie de cuestionamientos que envuelven a grandes rasgos la temática principal de este compendio.

Adicionalmente, el daño causado a la funcionalidad de las tuberías resulta preocupante. Por ejemplo, un corte en la línea por falla en la articulación de la red, así como también la disminución en la presión de la red de distribución, puede causar efectos adversos indirectos (presión reducida, inundación, deslizamientos, hundimientos y subsidencia).

La matriz común de todos los estudios que se han realizado hasta ahora es representada por la búsqueda de un modelo adecuado para resolver exitosamente un problema de dinámica estructural y para los cuales los datos experimentales son reducidos, deduciendo de esto que para la concepción de un modelo, primero hay que tomar como base una serie de supuestos y formulaciones que aún están a la espera de una verificación experimental.

Este compendio será trabajado en 4 capítulos generales, en los cuales se realiza una revisión del estado de los avances e investigaciones con respecto de la problemática sísmica de tuberías enterradas y sus posibles consecuencias. En un primer capítulo se realiza un resumen de los modelos de interacción sísmica suelo – estructura, y también los modelos de excitación sísmica, los cuales serán trabajados en dos enfoques, determinísticos y probabilísticos. En un segundo

capítulo se mencionan los modelos actualmente más usados para el modelamiento y respuesta sísmica de las tuberías, citando entre estos, modelos como el de Newmark, el cuál casi que es un planteamiento básico de lo que comprenden muchos de los estudios posteriormente realizados. En un tercer capítulo, el cual ha sido titulado como Aplicaciones y usos en resolución de problemas reales, se mostraran algunos ejemplos de ciudades en los cuales el estudio de la sísmica de tuberías ha entregado resultados que pudiesen haber sido manejados de una mejor forma si se contara con dichos estudios para sus sistemas de redes de tuberías. Y por último, se realizará mención de algunos estudios realizados en cuanto a vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Bucaramanga, los cuales nos generan inquietudes sobre cuál es el riesgo que se está corriendo al no contar con un estudio preventivo de lo que es una catástrofe producto de un sismo.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Identificar los diferentes tipos de modelos matemáticos propuestos para el estudio de la respuesta sísmica de las tuberías enterradas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir el modelo de interacción suelo – estructura durante una excitación sísmica.
- Modelos simplificados: identificar los más usados, descripción, usos, aplicaciones, ventajas, desventajas, recomendaciones de uso en el área de Bucaramanga.
- Modelos complejos: identificar los más usados, descripción, usos, aplicaciones, ventajas, desventajas, recomendaciones de uso en el área de Bucaramanga.
- Determinar los daños ocasionados en la tuberías producto de terremotos
- Identificar y describir un modelo que analice el riesgo sísmico de tuberías enterradas.

3. MODELOS DE INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO - ESTRUCTURA Y DE EXCITACIÓN SÍSMICA USADOS EN EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE TUBERÍAS ENTERRADAS.

Con el postulado de que el suelo no pierde su integridad durante el sismo de diseño, el concepto básico, que rige la respuesta sísmica fundamental de las tuberías enterradas, es el de que el suelo es rígido con respecto a la estructura. Por lo tanto, la deformación por el terremoto es asumida por la estructura. Teniendo claro que el tipo de deformación que se presenta en las tuberías dependerá directamente de un estudio de vulnerabilidad realizado a la misma, pues es el suelo quien presenta la deformación que podría causar daños directamente a la tubería enterrada, a grandes rasgos, se presentan dos tipos de deformación en dichos suelos. Una es la deformación dinámica o tensión y compresión alternantes. La otra es deformación estática o en una sola dirección.

<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/licuacion/licuacion.htm>

Es importante para el diseñador reconocer que los terremotos imponen en las tuberías bajo tierra una serie de deformaciones arbitrarias, que no pueden ser cambiadas mediante el fortalecimiento de la estructura (claro, esto basado en el hecho de que el suelo es mucho más rígido que la estructura). El diseño de este tipo de estructuras es por tanto, una disposición de ductilidad suficiente para absorber las deformaciones impuestas, sin perder la capacidad de absorción de cargas estáticas; en lugar de un criterio para resistir cargas inerciales bajo un determinado nivel de esfuerzo.

3.1 MODELOS SUELO - ESTRUCTURA

3.1.1 Modelo simple

En este modelo no se toma en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, luego se supone que la estructura asume las mismas deformaciones del terreno.

Newmark (1963) propone un procedimiento en el que se modela a la cuña deslizante como si fuera un bloque rígido y el desplazamiento relativo de éste es causado por un pulso simple, cuando éste induce una aceleración superior a la aceleración de fluencia. El deslizamiento del bloque cesa cuando su aceleración es menor que la de fluencia y las velocidades de la base en la cual se apoya el bloque y la de éste son iguales. La única fuerza desequilibrante sobre el sistema es la de inercia causada por la aceleración horizontal, la cual actúa únicamente en el intervalo en el que se produce el movimiento, mientras que la fuerza desaceleradora participa hasta que el sentido del movimiento se invierte. La resistencia al movimiento es provista por una fuerza de corte constante a lo largo de toda la superficie de falla.

En este método se asume que las fuerzas actúan en el centro de gravedad del bloque rígido y que la fuerza resistente es continua durante la excitación. Además, supone al coeficiente de fricción dinámico igual al coeficiente de fricción estático.

3.1.2 Modelo de viga elástica sobre resortes

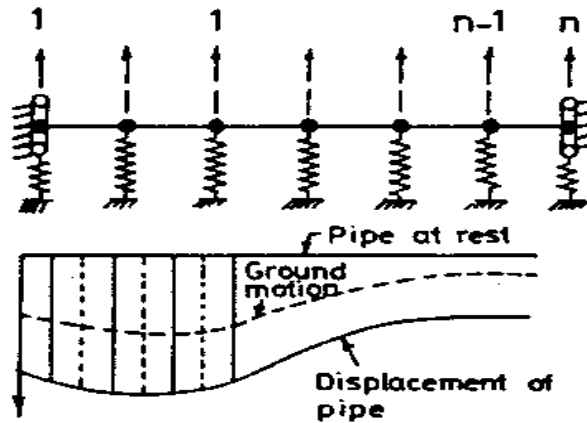


Ilustración 1. Viga elástica sobre resortes (T.K. Datta, 1999)

Este modelo indica el desplazamiento del suelo de soporte que está en contacto con la viga cuando ésta es cargada transversalmente. Se debe enfatizar que este modelo tiene como objetivo modelar el comportamiento de la viga y de la condición del borde superior del suelo de soporte, y no del comportamiento a mayor profundidad del suelo mismo. Este modelo también aplica en la dirección axial. La amortiguación del suelo y la rigidez de la estructura se calculan separadamente, pues los resortes son la representación de la rigidez del suelo. Estos amortiguadores son incluidos en el modelo matemático. (T.K. Datta, 1999).

3.1.3 Modelo de capas para tubería enterrada de gran diámetro

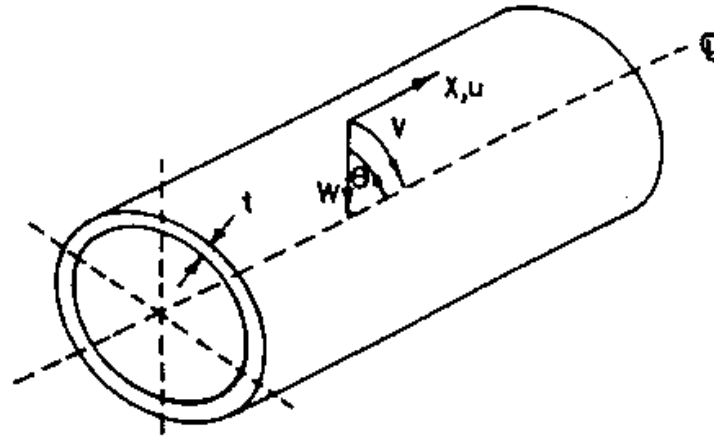


Ilustración 2. Modelo de Capas (T.K. Datta, 1999)

Propone que los esfuerzos longitudinales y periféricos en la estructura ante la incidencia de un terremoto son debidos a las ondas incidentes en un ángulo longitudinal paralelo a la estructura y otro perpendicular al eje principal de la tubería. Este modelo puede predecir la falla por pandeo (T.K. Datta, 1999).

3.1.4 Modelo de deformación – plana

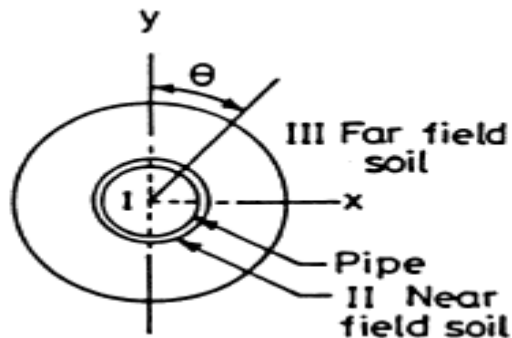


Ilustración 3. Modelo de deformación Plana (T.K. Datta, 1999).

Es ampliamente usado cada vez que el esfuerzo circunferencial y el desplazamiento radial han de ser obtenidos a partir de (o debido a) ondas sísmicas. La posibilidad de pandeo de la sección recta también es investigada usando este modelo (T.K. Datta, 1999).

3.1.5 Modelo Híbrido

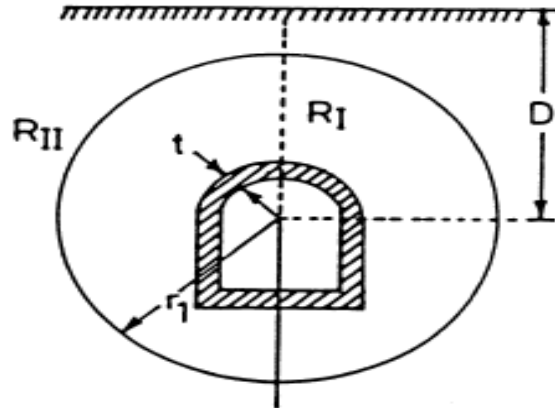


Ilustración 4. Modelo Híbrido (T.K. Datta, 1999).

El modelo Híbrido, usa para la región interior (RI) modelamiento por el método de los elementos finitos (FEM), mientras que para la región exterior (RII), se usa un modelamiento por medio espacio continuo. Un modelo de deformación plana es adoptado para las dos regiones. La continuidad del desplazamiento y la deformación se mantiene en los límites de interfaz entre las dos regiones (T.K. Datta, 1999).

3.1.6 Modelo Elasto – Plástico (ASCE)

Para el análisis de la interacción suelo tubería, la deformación que sufre el terreno puede descomponerse en dos reacciones; una longitudinal, que es un movimiento paralelo al eje de la tubería y una transversal que es un movimiento perpendicular al eje de la tubería. En la dirección transversal la interacción involucra deformación relativa y carga en los planos horizontal y vertical. Para movimientos relativos en la dirección vertical se debe distinguir entre los movimientos hacia arriba y hacia debajo de la tubería puesto que las fuerzas de interacción son diferentes para estos dos casos. (<http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/374/1/Binder3.pdf>).

Para la estimación de los esfuerzos y las deformaciones de una tubería enterrada donde se considera el efecto de interacción suelo tubería es común utilizar un modelo elasto – plástico; este modelo queda definido por dos parámetros:

- Las fuerzas máximas por unidad de longitud, transmitidas por el suelo y la tubería, denotadas por t_w, p_u, q_u en las direcciones axial horizontal, transversal horizontal y transversal vertical.
- La deformación máxima x_u, y_u, z_u .

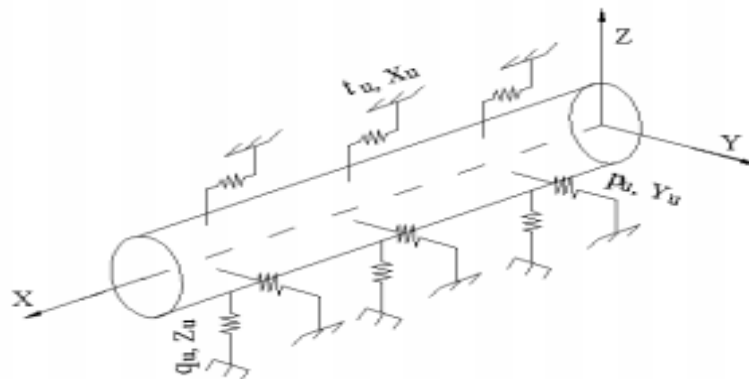
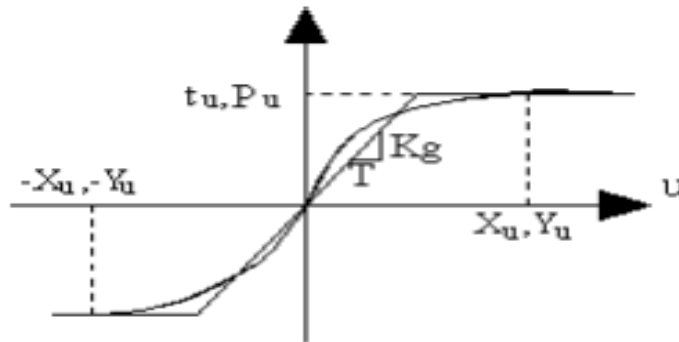


Ilustración 5. Modelo estructural de interacción suelo tubería sujeto a deformaciones (ASCE, 1984).

El coeficiente equivalente elástico del resorte del suelo k_g tiene unidades de fuerza por longitud, el cual corresponde a la relación máxima resistencia dividida por un medio de la máxima deformación elástica. El movimiento de la tubería estar restringido por las fuerzas de cohesión o interacción entre el suelo y la estructura.



Desplazamiento horizontal

Ilustración 6. Relación de carga deformación en la interacción suelo tubería para resorte horizontal (ASCE, 1984)

En la ilustración 6, se presenta, como una línea continua la relación entre la fuerza axial por unidad de longitud en la interacción suelo tubería y el desplazamiento relativo entre el suelo y la tubería. También se observa que la fuerza resistente del suelo alcanza la meseta (ver ilustración 6) cuando ocurre desplazamiento entre la tubería y el suelo.

3.1.7 Otros modelos

Existen otras varias metodologías propuestas para el estudio de la interacción suelo estructura; una de esas es la propuesta en (Pais and Kausel, 1988), aunque esta se aplica tan solo para tuberías superficiales en donde la determinación de las funciones de impedancia para diversas formas de cimentación y condiciones de suelo no representa un problema tan complejo. Como resultado, la mejor forma de analizar una amplia gama de fundaciones y parámetros del suelo es producto de dar fórmulas empíricas que representan la impedancia de la cimentación con un nivel aceptable de aproximación. Estas formas son usadas para calcular los valores de rigidez del suelo y amortiguación (H. O Soliman y T.K. Datta, 1996).

Partiendo de la idealización estructural de que la tubería se apoya en soportes discretos equivalentes a intervalos (Ilustración .5)

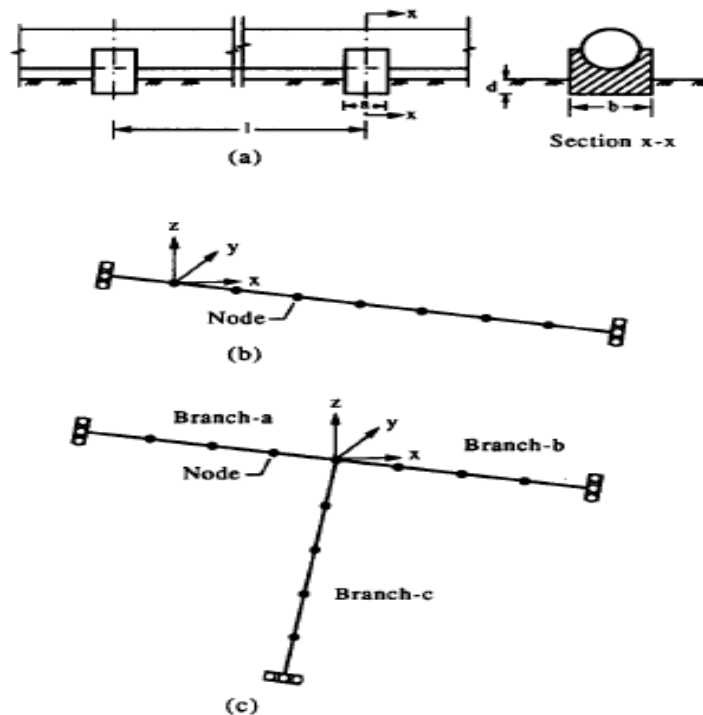


Ilustración 7. Tubería superficial: a) Vista esquemática. b) Segmento de tubería. c) Intersección tipo T (H. O Soliman yT.K. Datta, 1996).

3.2 Modelos de la Excitación Sísmica

3.2.1 Generalidades

Se han realizado muchos tipos de análisis de suelo – tubería a partir de ondas - S, Ondas- P u Ondas Rayleigh, para modelar el desplazamiento del suelo como una función armónica. Las ondas - P se propagan paralelas al eje longitudinal de la tubería, con tendencia a imponer una distorsión transversal sinusoidal sobre la estructura. Las ondas – S viajan en un ángulo perpendicular a la estructura y tienden a avanzar y retroceder en sentido longitudinal produciendo un cizallamiento. Generalmente el radio de distorsión del terreno no sobrepasa el rango elástico de la estructura, pero; si estas articulaciones o nodos presentan esfuerzos en el rango plástico (la ductilidad de los nodos), la interacción suelo tubería se vuelve un factor representativo pues la rigidez del suelo es comparable con la rigidez de la tubería (T.K. Datta, 1999).

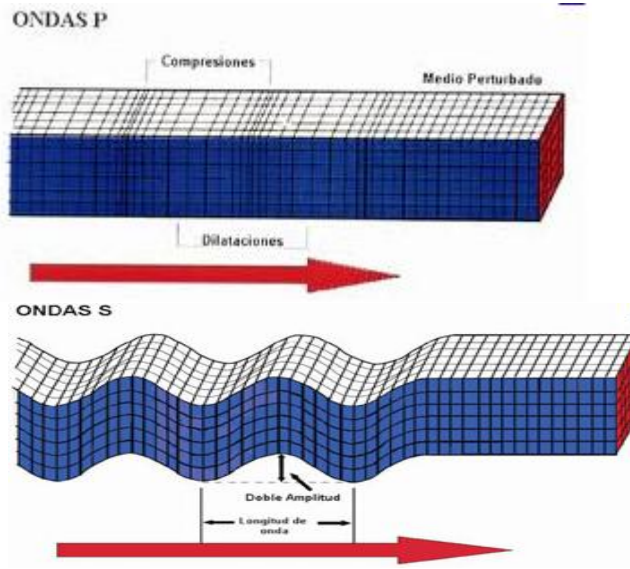


Ilustración 8. Ondas S y P

Muchos análisis se han realizado con Ondas de Rayleigh (desplazamiento del suelo modelado como una función armónica) debido a que estas presentan trayectorias de tipo elíptico en sentido retrogrado al desplazamiento de los esfuerzos, estas son también llamadas ondas superficiales.

Rayleigh Wave

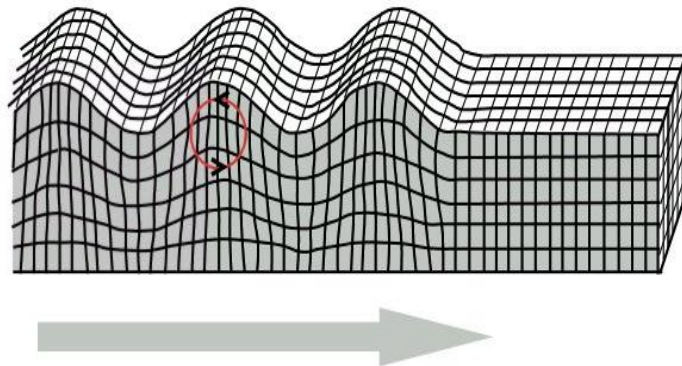


Ilustración 9. Ondas Rayleigh

3.2.1.1. Ondas sub – superficiales

3.2.1.1.1 Ondas P.

Las ondas *compresionales* son las que se transmiten cuando las partículas del medio se desplazan en la dirección de propagación, produciendo compresiones y dilataciones en el medio. Esto es fácil de visualizar si pensamos en un resorte como el mostrado en la figura 10. Si comprimimos un extremo del resorte (a) y luego lo soltamos, el material comprimido se extiende en la dirección indicada por la flecha pequeña, comprimiendo al material que está junto a él (b). Esa compresión y la dilatación (extensión) correspondiente viajan en la dirección indicada por las flechas gruesas, que es la misma (aunque puede variar el sentido) del desplazamiento de las partículas.

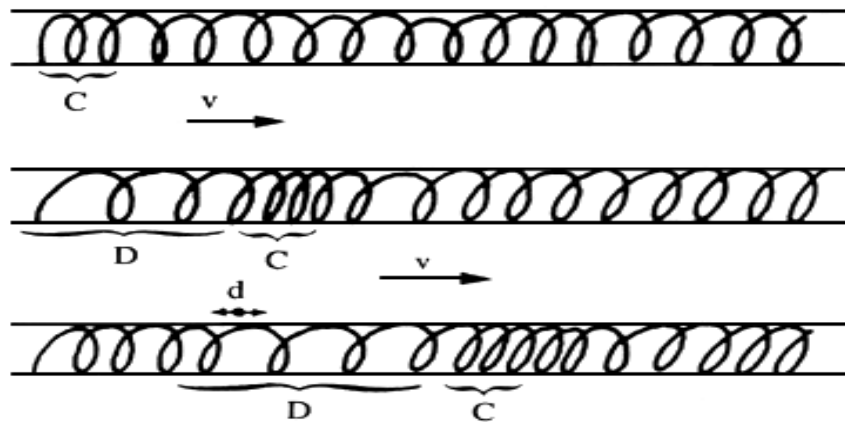


Ilustración 10. Onda compresional propagándose a lo largo de un resorte con velocidad v . C indica compresión y D indica dilatación. El desplazamiento de las partículas del resorte se produce en las direcciones indicadas por d . [17].

Ésta es la más veloz de todas las ondas sísmicas (más de 5 km/s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11

km/s en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto, en ser sentida y en ser registrada en los sismogramas, por lo que se llamó onda *Primera* o *Primaria* y de allí el nombre de P (en inglés se asocia también con *push* que significa empujón o empujar).

3.2.1.1.2 Ondas S.

Las ondas de *corte* o de *cizallamiento*, llamadas *ondas S*, son aquellas en las cuales las partículas del medio se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que están asociadas con deformaciones del terreno de tipo de cizalla. Podemos visualizarlas si pensamos en las ondas que viajan por una cuerda tensa (Ilustración 11) y movemos uno de sus extremos perpendicularmente a ella (a). Cada partícula de la cuerda se mueve, hacia arriba o hacia abajo en la dirección indicada por las flechas pequeñas, jalando a sus vecinas; de manera que la onda viaja en la dirección de la cuerda (indicada por la flecha grande) perpendicularmente a la dirección del desplazamiento de cada pedazo de cuerda (b-c).

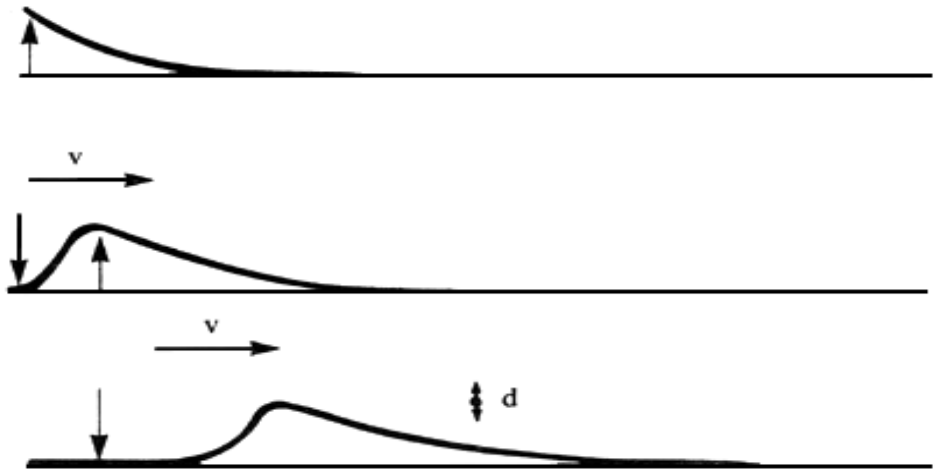


Ilustración 11. Onda de cizallamiento propagándose con velocidad v a lo largo de una cuerda. El desplazamiento de las partículas de la cuerda se da en las direcciones indicadas por d . [17].

La onda S es más lenta que la onda P. En una amplia gama de rocas su velocidad, V_s , es aproximadamente igual a la velocidad de la onda P, V_p , dividida entre $\sqrt{3}$ (esto es conocido como *condición de Poisson*). Como la onda S es la segunda en llegar se le llamó *Secundaria*, y de allí su nombre (en inglés se asocia con *shake*, que significa sacudir).

Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos.

El desplazamiento de las partículas en el terreno durante el paso de la onda puede ser en cualquier dirección perpendicular a la de propagación; pero, a veces, pueden desplazarse en una sola dirección, en cuyo caso se dice que las ondas están *polarizadas*. La componente vertical de la onda S se denota a menudo por SV, mientras que la componente horizontal se denota por SH (Ilustración 12).

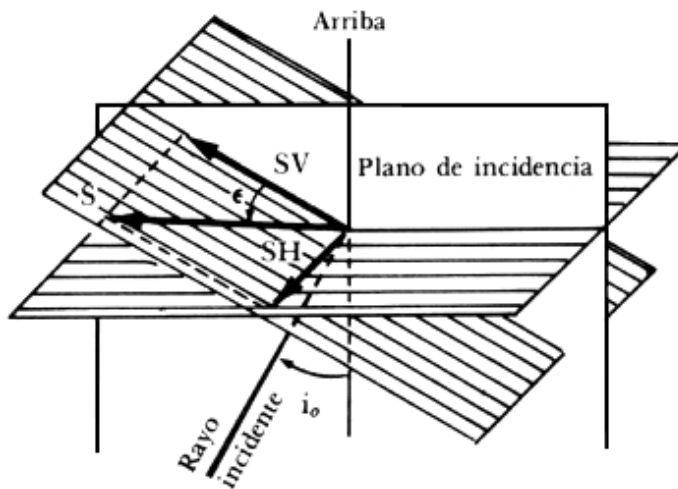


Ilustración 12. La onda S y sus componentes SV y SH. [17].

Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la onda P, y se siente más fuerte que ésta.

3.2.1.1.3 Ondas convertidas.

Cuando una onda de cuerpo que viaja a través de un medio incide sobre una interfase (una superficie) que lo separa de otro medio con distintas propiedades elásticas, como se indica en la Ilustración 13, en general parte de la energía es transmitida al segundo medio y parte es reflejada.

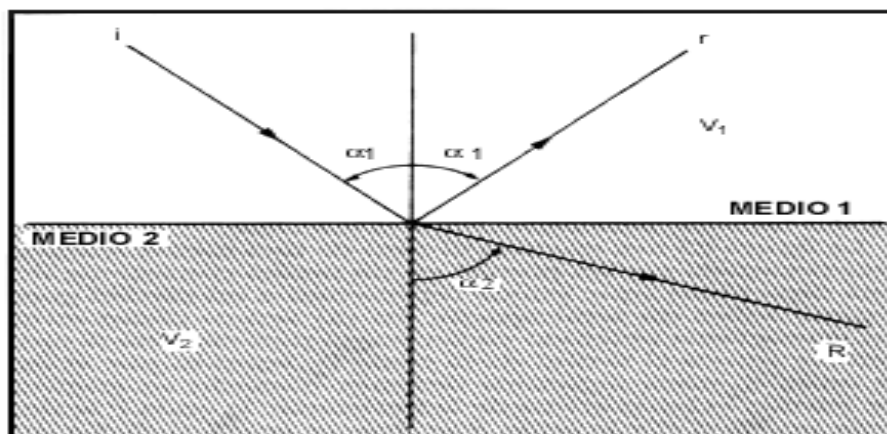


Ilustración 13. i rayo incidente, r rayo reflejado, R rayo refractado.

[17].

Si pensamos en una línea perpendicular a la interfase (la *normal*), y medimos los ángulos α_1 y α_2 que forman los distintos rayos con ella, podemos ver que están relacionados según la siguiente fórmula, conocida como *ley de Snell*:

$$\text{sen } \alpha_1 / \text{sen } \alpha_2 = V_1 / V_2$$

Donde V_1 es la velocidad (P o S) del rayo en el primer medio y V_2 su velocidad en el segundo medio. La aplicación de la ley de Snell nos permite saber cómo se comportan los rayos sísmicos cuando encuentran alguna de las discontinuidades que presenta la Tierra y que serán vistas someramente más adelante; veremos los nombres que se aplican a las ondas de cuerpo según la trayectoria que hayan recorrido.

La ley de Snell nos dice que si un rayo pasa de un medio de menor velocidad a otro de mayor velocidad se aleja de la normal, mientras que si pasa de un medio de mayor a otro de menor velocidad se acercará a ella. En particular, cuando $\text{sen } \alpha_2 = 1$ el ángulo de refracción es de 90° , y el rayo, llamado *críticamente refractado* viaja por el medio inferior, paralelamente a la interfase.

La Ilustración 14 nos muestra el caso de una fuente sísmica (representada por un punto) en un medio consistente de una capa plana (que puede representar a un estrato geológico) sobre un semiespacio. En (a) vemos cómo sería un sismograma obtenido en un punto muy cercano al epicentro: vemos el arribo de la onda P_{ϵ} , seguido por el de la onda S_{ϵ} unos segundos después (cuando su ángulo de partida es hacia arriba de la horizontal, la onda P se denota por P_{ϵ} o P, y la onda S se denota por S_{ϵ} o S. La diferencia de tiempo entre estos arribos es llamado a veces *prefase*, se indica generalmente por t_{sp} y está relacionado con la distancia D a la fuente como:

$$D = t_{sp} V_p V_s / (V_p - V_s)$$

Por lo tanto, para una gran cantidad de lugares en la Tierra (donde se cumple la condición de Poisson y V_p es aproximadamente igual a 6 km/s), si contamos el número de segundos entre las llegadas de P y S, y los multiplicamos por 8.2, obtendremos la distancia a la fuente en kilómetros.

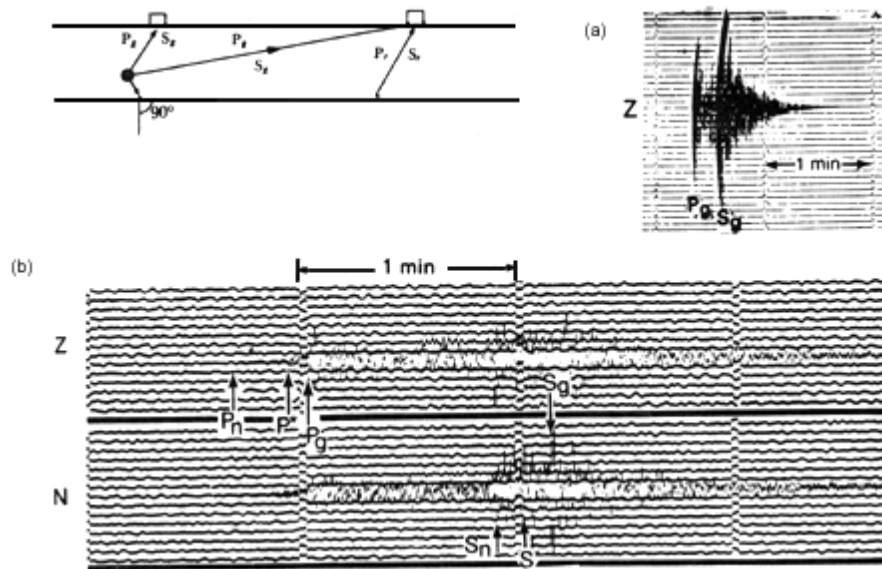


Ilustración 14. A) Sismograma de fuente sísmica. B) Sismograma de un punto más alejado del epicentro. [17].

Además de P_{ε} y S_{ε} , llegarán rayos reflejados en la interfase. Éstos son rayos P reflejados como P o como S y rayos S reflejados como S o como P. Siempre llegarán después de P_{ε} , pues tienen que recorrer un camino mayor, y parte de ese camino puede ser recorrido, en calidad de S.

En la Ilustración 14 (b) vemos el sismograma correspondiente a un punto más lejano del epicentro, donde se ve que la onda P críticamente refractada en alguna interfase, llamada a veces P_r , llega antes que P_{ε} . Esto sucede porque el camino de P_r es más largo pero más rápido. A partir de este punto, el *primer arribo*, llamado a veces *FA*, será el correspondiente a P_r . Si existe otro medio aún más rápido bajo la capa en que viaja esta P_r , puede dar lugar a otra P_r que, para distancias más lejanas llegue aún más temprano. Como las ondas críticamente refractadas llegan a menudo a la cabeza del sismograma, son llamadas a veces *ondas de cabeza*.

Las ondas de cabeza asociadas con la discontinuidad de Conrad se denotan por P^* y S^* ; la velocidad de P es del orden de 6.5 a 6.8 km/s. Las ondas de cabeza refractadas por la discontinuidad de Mohorovičić (véase capítulo siguiente) se denotan por P_n y S_n ; la velocidad de P_n va de 7.8 a 8.3 km/s.

3.2.1.2 Ondas Superficiales

Además de las ondas que viajan a través del terreno, existen otras que lo hacen por la superficie, esto es, su amplitud es máxima en ésta y nula en las grandes profundidades.

Estas ondas pueden explicarse como causadas por la interferencia de las ondas de cuerpo (interacción de muchas de estas ondas que viajan en diferentes direcciones), y son más lentas que éstas. En el caso de los *telesismos* (los que ocurren a más de 1000 km de distancia del observador), como el mostrado en la

figura 15, las ondas superficiales llegan mucho después que las de cuerpo, y podemos apreciar que presentan *dispersión*; esto es, las ondas de diferentes frecuencias viajan con diferentes velocidades.

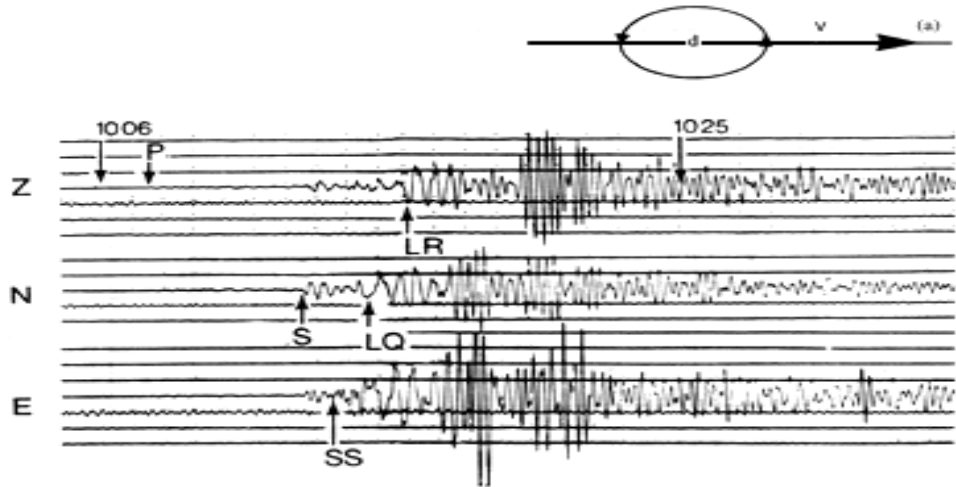


Ilustración 15. Telesismo registrado en sismómetros vertical (Z) y horizontal en dirección Norte-Sur (N) y Este-Oeste (E). En (a) d indica cómo es el desplazamiento de una partícula de la superficie de la Tierra al paso de una onda Rayleigh con velocidad v . [17].

A continuación veremos los dos tipos principales de ondas superficiales y explicaremos algunas de sus propiedades.

3.2.1.2.1 Ondas de Rayleigh.

Éstas, denotadas usualmente por R , o LR cuando son de periodo muy largo (Ilustración 15), se deben a la interacción entre las ondas P y las SV, y el movimiento de cada partícula de la superficie del terreno al paso de la onda se da en forma de elipse retrógrada, según se muestra en la figura 15 (a).

Son las ondas más lentas con *velocidades de grupo* (la velocidad con que viaja la energía) que van de 1 a 4 km/s, según se muestra en la Ilustración 16 (a), que muestra varias curvas que corresponden a diversos *modos* de propagación de la onda de Rayleigh; donde cada *modo propio, modo fundamental* o *eigenmodo* es una forma en la cual puede vibrar el terreno de manera que se logre la interferencia constructiva que da lugar a las ondas superficiales. El modo cuya amplitud no cambia de signo con la profundidad [Figura 16 (a)] es llamado *modo fundamental*, el que cambia una vez de signo [Figura 16 (b)], *primer modo superior*, el que cambia de signo dos veces [Figura 16 (c)] *segundo modo superior*, etcétera.

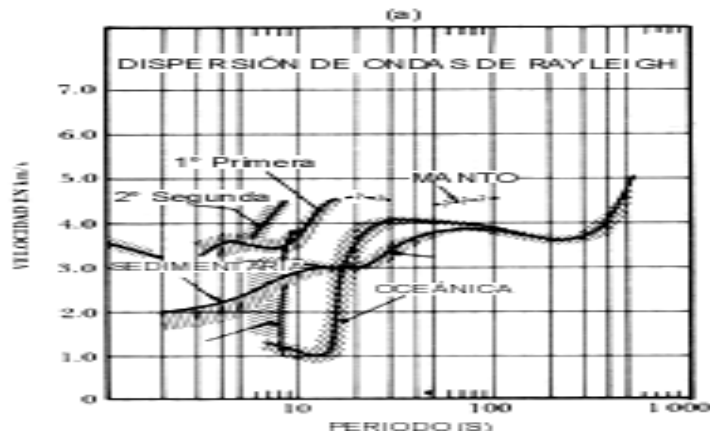


Ilustración 16. (a) Velocidades de grupo para ondas Rayleigh. [17].

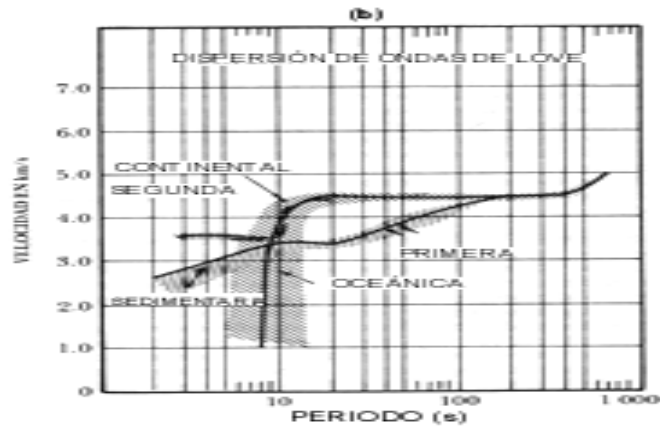


Ilustración 16. (b) Velocidades de grupo para ondas Love. [17].

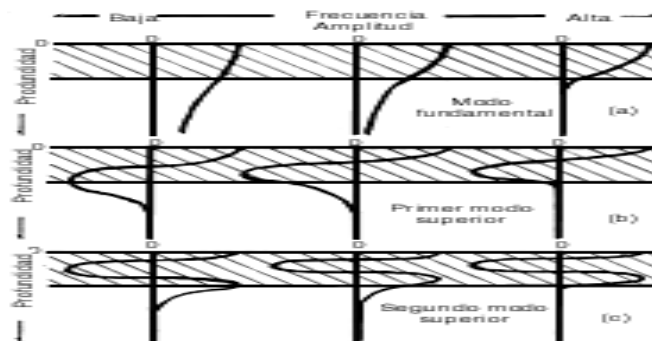


Ilustración 17. Amplitudes de los modos propios de vibración para el modo fundamental y los dos primeros superiores de una onda de Rayleigh. [17].

Vemos que los modos de alta frecuencia tienen grandes amplitudes solamente cerca de la superficie del terreno, por lo que las propiedades del material profundo casi no influyen en ellos. En cambio, los modos de baja frecuencia tienen amplitudes considerables en profundidades mayores, por lo que su velocidad depende de las profundidades del medio cerca de la superficie y lejos de ella. La velocidad del terreno aumenta, usualmente, con la profundidad, lo que explica por qué, como se muestra en la figura 16, las componentes de más baja frecuencia

son usualmente las más rápidas. Sin embargo, la velocidad de grupo no disminuye siempre al aumentar la frecuencia, pues la transmisión de energía requiere de interferencia constructiva de los modos.

Otro efecto de la dependencia de los modos en la profundidad es que si la fuente sísmica ocurre a cierta profundidad, excitará más a aquellos modos cuyas amplitudes sean grandes y menos a aquellos cuyas amplitudes sean pequeñas (o, posiblemente, nulas) a dicha profundidad. Esto permite determinar la profundidad del foco de un terremoto, y, si es profundo, distinguirlo de una explosión nuclear que siempre es somero. En general, los sismos más someros generan mayores ondas superficiales que los profundos (para iguales momentos y áreas de ruptura).

3.2.1.2.2 Ondas de Love.

Son las denotadas usualmente por L, o G o LQ si son de periodo muy largo. Se comportan de manera muy parecida a la descrita para las ondas de Rayleigh, pero se deben a interferencia constructiva de ondas SH solamente, por lo que no pueden existir en un semiespacio, sino que requieren al menos una capa sobre un semiespacio, donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica.

Son polarizadas horizontalmente (como las SH) y, por lo tanto, no se registran en los sensores verticales, como se muestra en la Ilustración 15 (c).

Aunque más lentas que las ondas de cuerpo, las ondas de Love tienen velocidades de 1 a 4.5 km/s son más veloces que las de Rayleigh, como se muestra en la figura 15. La figura 16 (b) muestra las curvas de dispersión de grupo para varios modos propios de las ondas de Love. Podemos ver que, igual que con las ondas de Rayleigh, cada modo tiene una velocidad tope, y también

existe una frecuencia tope por debajo de la cual no puede vibrar cada uno de los modos superiores.

3.2.2 Enfoque Determinístico

Un análisis teórico de la vibración libre de las tuberías enterradas simplemente apoyadas se ha investigado usando un enfoque de propagación de onda. La tubería es modelada como un cascarón cilíndrico delgado de un material lineal homogéneo isotrópico elástico y enterrado en un medio lineal homogéneo isotrópico de extensión infinita. Las vibraciones de la tubería son examinadas usando la ecuación de cascarón de Flügge. Las frecuencias naturales se obtienen rodeando las tuberías con vacío o elástico. Los resultados se comparan con la literatura disponible y estos están de acuerdo con ellos. Se ha encontrado que la frecuencia de vibración libre de la tubería no aparece para algunos de los modos de vibración de axial o circular y las frecuencias reales naturales de la tubería son significativamente dependientes del medio circundante (Liu y otros, 2005).

Las fugas de agua en las tuberías enterradas son un tema de gran preocupación a tener en cuenta en el estudio de tuberías enterradas, debido a la disminución en el suministro de agua producto de cambiantes patrones de lluvia; también, el deterioro de los sistemas de redes de tuberías y el aumento de la población que se abastece de la misma.

Una cantidad significativa de agua se puede perder debido a una fuga, y durante los últimos años se ha centrado mucho la atención en tratar de reducir este desperdicio de recursos. Para reducir la pérdida de agua, los operadores de sistemas de redes de tuberías, usan programas sistematizados, para localizar rápidamente el punto de daño y poder reparar a tiempo dicha fuga. Para localizar

dichas fugas, son usados frecuentemente equipos de detección acústica. Se escuchan por medio de micrófonos de detección, los cuales son colocados en contacto directo con las tuberías o sus accesorios, por ejemplo hidrantes o válvulas de control. Luego, micrófonos son usados para detectar las fugas, el indicativo de sospecha de fuga bajo el pavimento o el suelo que se encuentra directamente sobre dicha tubería.

La técnica más usada para la localización de fugas en las tuberías enterradas ha sido la de la correlación de ruido entre dos lugares de una tubería. Para que esta técnica sea eficaz y precisa, las características dinámicas de la propagación del sonido de los tubos enterrados que se encuentran completamente llenos de líquido se deben conocer a priori.

Recientemente, Muggleton y otros, 2002, quiso predecir el numero de onda, para ondas de simetría axial de tuberías enterradas, usando la ecuación de Kennard para bajas frecuencias (por debajo de la frecuencia de oscilación) y como resultado, dar algunos datos experimentales. Pero los documentos acordaron que los efectos de medio externo en las tuberías de los campos de presión de sonido son variables escalares. De hecho, en los alrededores del medio ejerce efectos en todas las direcciones de la tubería. Debido a la complejidad de esta cuestión algunas condiciones se suponen ideales. La tubería es modelada como un cascaron cilíndrico lineal de material homogéneo elástico isotrópico y enterrada en un medio lineal homogéneo elástico isotrópico de extensión infinita. La tubería enterrada está conectada a dos hidrantes contra incendios por medio de bridas, lo cual se convierte en un análisis simplificado de tubería simplemente apoyada y conectada a dos extremo y los 2 hidrantes se asumen como dos bisagras.

3.2.2.1 Modelo teórico de tuberías enterradas enfocado en la propagación de onda.

3.2.2.1.1 vibración libre del cascaron cilíndrico

El cascaron bajo consideración es mostrado en la figura 18. Representa una pared delgada, cilíndrica y circular en forma de cascaron de radio R longitud L y espesor h. Los dos extremos del cascaron están simplemente apoyados con los cascarones rígidos que están infinitamente extendidos con radio R. el axial circunferencial y las coordenadas radiales se denotan por x , θ , y R , respectivamente y los correspondientes desplazamientos del punto medio de la superficie se encuentran denotados por u , v y w (Liu y otros, 2005).

La tubería está rodeada por un medio elástico infinito. Esta ecuación de movimiento puede ser escrita usando la teoría de Fluggle:

$$\begin{bmatrix} L_{11} & L_{12} & L_{13} \\ L_{21} & L_{22} & L_{23} \\ L_{31} & L_{32} & L_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} + \frac{1 - \nu^2}{Eh} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = 0, \quad (1)$$

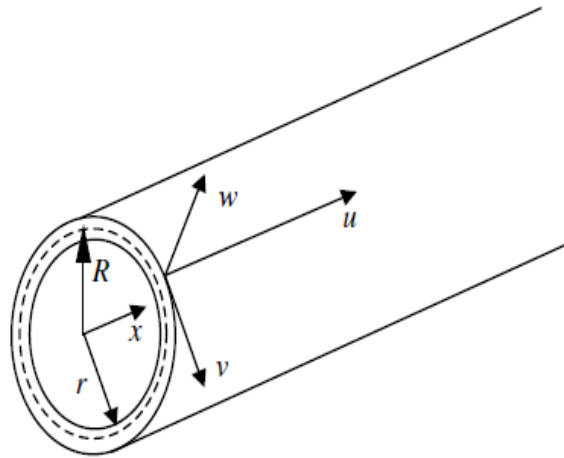
Donde:

$$L_{11} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{1-\nu}{2R^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} - \frac{\rho(1-\nu^2)}{E} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \frac{h^2}{12R^2} \frac{1-\nu}{2R^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2},$$

$$L_{12} = \frac{1+\nu}{2R} \frac{\partial^2}{\partial x \partial \theta},$$

$$L_{13} = \frac{\nu}{R} \frac{\partial}{\partial x} - \frac{h^2}{12R^2} R \frac{\partial^3}{\partial x^3} + \frac{h^2}{12R^2} \frac{1-\nu}{2R} \frac{\partial^3}{\partial x \partial \theta^2},$$

$$L_{21} = \frac{1+\nu}{2R} \frac{\partial^2}{\partial x \partial \theta},$$



**Ilustración 18. Tubería llena rodeada por un medio elástico infinito
(Liu y otros, 2005).**

$$L_{22} = \frac{1-\nu}{2} \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{1}{R^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} - \frac{\rho(1-\nu^2)}{E} \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \frac{h^2}{12R^2} \frac{3(1-\nu)}{2} \frac{\partial^2}{\partial x^2},$$

$$L_{23} = \frac{1}{R^2} \frac{\partial}{\partial \theta} - \frac{h^2}{12R^2} \frac{3-\nu}{2} \frac{\partial^3}{\partial x^2 \partial \theta},$$

$$L_{31} = -\frac{\nu}{R} \frac{\partial}{\partial x} + \frac{h^2}{12R^2} R \frac{\partial^3}{\partial x^3} - \frac{h^2}{12R^2} \frac{1-\nu}{2R} \frac{\partial^3}{\partial x \partial \theta^2},$$

$$L_{32} = -\frac{1}{R^2} \frac{\partial}{\partial \theta} + \frac{h^2}{12R^2} \frac{3-\nu}{2} \frac{\partial^3}{\partial x^2 \partial \theta},$$

$$L_{33} = -\frac{1}{R^2} - \frac{h^2}{12R^2} R^2 \nabla^4 - \frac{\rho(1-\nu^2)}{E} \frac{\partial^2}{\partial t^2} - \frac{h^2}{12R^2} \frac{1}{R^2} \left(1 + 2 \frac{\partial^2}{\partial \theta^2}\right),$$

$$\nabla^4 = \left(\frac{\partial^4}{\partial x^4} + \frac{2}{R^2} \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial \theta^2} + \frac{1}{R^4} \frac{\partial^4}{\partial \theta^4} \right),$$

P_1, P_2, P_3 Representan las fuerzas ejercidas por unidad de área de medio circundante en diferentes direcciones del cascaron, respectivamente E, ν, ρ son los módulos de Young, Poisson y densidad respectivamente.

3.2.2.1.2 Vibración del medio circundante.

El desplazamiento de un punto $U(r, x, \theta, t)$ de un punto del medio externo satisface la ecuación de movimiento

$$\tau^2 \nabla(\nabla \cdot U) - \nabla \times \nabla \times U = \frac{1}{c_2^2} \frac{\partial^2 U}{\partial t^2}, \quad (2)$$

Donde $\tau = \frac{(\lambda + 2\mu)}{\mu} = \sqrt{\frac{2(1-\nu_e)}{1-2\nu_e}}$, λ, μ, ν_e estos son coeficiente de Poisson, modulo cortante y coeficiente de Lamé respectivamente.

$C_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho_e}}$ Es la velocidad de fase de la onda cortante, ρ_e es la densidad,

∇ es el operador diferencial de Hamilton. Para un movimiento no simétrico axial, los desplazamientos pueden ser expresados por tres posibles funciones φ, ψ, χ

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} - \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial \chi}{\partial r} \right) - \frac{\partial^2 \chi}{r^2 \partial \theta^2}, \quad (3)$$

$$u_\theta = \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial \theta} - \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \chi}{\partial x \partial \theta}, \quad (4)$$

$$u_r = \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} - \frac{\partial^2 \chi}{\partial x \partial r} \quad (5)$$

Y las posibles funciones φ, ψ, χ que satisfacen la ecuación de onda

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = \frac{1}{c_1^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}, \quad (6)$$

$$\frac{\partial^2 \chi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \chi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \chi}{\partial x^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \chi}{\partial \theta^2} = \frac{1}{c_2^2} \frac{\partial^2 \chi}{\partial t^2}, \quad (7)$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \psi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial \theta^2} = \frac{1}{c_2^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2}, \quad (8)$$

Donde, $C_1 = \sqrt{\frac{(\lambda + 2\mu)}{\rho_e}}$ es la velocidad de fase de onda longitudinal (Liu, 2005).

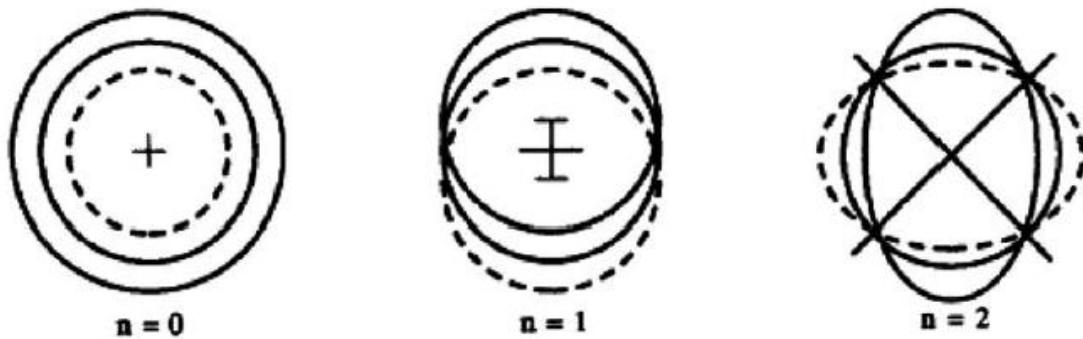
Usando el método de propagación de onda las soluciones a las es ecuaciones (6) – (8), pueden ser expresadas como:

$$\varphi = AK_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) \cos(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), \quad (9)$$

$$\chi = BK_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \cos(n\theta) \cos(k_m x - \omega t), \quad (10)$$

$$\psi = CK_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \sin(n\theta) \cos(k_m x - \omega t), \quad (11)$$

Donde A, B y C son coeficientes constantes desconocidas; y ω es la frecuencia circular; K_m es el numero de ondas que se propagan en dirección axial $K_m = m\pi/l$ es el numero modal axial. Para los modos de vibración del cuerpo cilíndrico. “m” varía dependiendo de diferentes tipos de onda en dirección paralela al eje; un modo de tipo haz, y “n” el número de onda a lo largo de la dirección circunferencial, da un modo de tipo lobular. Esto se muestra en la Figura 20; K_n en la segunda, es la función modificada de Bessel y $\gamma = \sqrt{(K_m R)^2 - (\omega R/C_1)^2}$, $\delta = \sqrt{(K_m R)^2 - (\omega R/C_2)^2}$.



Patrón de nodo circunferencial

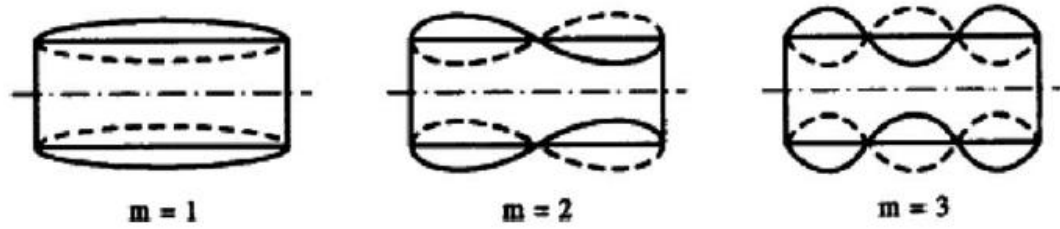


Ilustración 19. Formas modales de dos diferentes patrones (Liu y otros, 2005).

Sustituyendo las ecuaciones (9) – (11) en las ecuaciones (3) – (5) se tiene que

$$u_x = \left[k_m A K_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) - B \frac{\delta^2}{R^2} K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right] \cos(n\theta) \cos(k_m x - \omega t), \quad (12)$$

$$u_\theta = \left[-\frac{A}{r} n K_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) - C \frac{\delta}{R} K_n' \left(\delta \frac{r}{R} \right) + \frac{B}{r} k_m n K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right] \sin(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), \quad (13)$$

$$u_r = \left[A \frac{\gamma}{R} K_n' \left(\gamma \frac{r}{R} \right) + \frac{C}{r} K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) n + B \frac{\delta}{R} K_n' \left(\delta \frac{r}{R} \right) k_m \right] \cos(n\theta) \sin(k_m x - \omega t). \quad (14)$$

Basado en la teoría elasto dinámica, las expresiones que representan esfuerzos cortantes $\sigma_{rx}, \sigma_{r\theta}$ y el esfuerzo normal σ_{rr} pueden obtenerse por medio de las siguientes funciones potenciales

$$\sigma_{rx} = \mu \left(\frac{\partial u_r}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial r} \right), \quad (15)$$

$$\sigma_{r\theta} = \mu \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \right), \quad (16)$$

$$\sigma_{rr} = \lambda \nabla^2 \varphi + 2\mu \frac{\partial u_r}{\partial r}. \quad (17)$$

Sustituyendo las ecuaciones (12) – (14) en las ecuaciones (15) – (17) se obtiene:

$$\begin{aligned} \sigma_{rx} = \mu \left[2k_m A \frac{\gamma}{R} K'_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) + k_m C \frac{1}{r} K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) n + B \frac{\delta}{R} K'_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) k_m^2 - B \frac{\delta^2}{R^2} \frac{\delta}{R} K'_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right] \\ \times \cos(n\theta) \cos(k_m x - \omega t), \end{aligned} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{r\theta} = \mu \left[-2A \frac{n}{r} \frac{\gamma}{R} K'_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) + 2A \frac{n}{r^2} K_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) - 2B \frac{n}{r^2} k_m K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) - C \frac{n}{r^2} K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right. \\ \left. - C \frac{\delta^2}{R^2} K''_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) + C \frac{\delta}{Rr} K'_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right] \sin(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} = \left[\lambda \nabla^2 \varphi + 2\mu A \frac{\gamma^2}{R^2} K''_n \left(\gamma \frac{r}{R} \right) + 2\mu B k_m \frac{\delta^2}{R^2} K''_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) + 2\mu C \frac{1}{r} n \frac{\delta}{R} K'_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right. \\ \left. - 2\mu C \frac{1}{r^2} n K_n \left(\delta \frac{r}{R} \right) \right] \cos(n\theta) \sin(k_m x - \omega t). \end{aligned} \quad (20)$$

Las fuerzas P_1, P_2 ejercidas por unidad de área en un medio circundante dentro del cascaron están dadas por:

$$P_1 = \left(1 + \frac{h}{2R} \right) \sigma_{rx} \Big|_{r=R+\frac{h}{2}}, \quad (21)$$

$$P_2 = \left(1 + \frac{h}{2R}\right) \sigma_{r\theta} \Big|_{r=R+\frac{h}{2}}, \quad (22)$$

$$P_3 = \left(1 + \frac{h}{2R}\right) \sigma_{rr} \Big|_{r=R+\frac{h}{2}}. \quad (23)$$

Para el modelo de cascaron de pared delgada, puede usarse la ecuación de arriba simplificada como:

$$P_1 \approx \sigma_{rx} \Big|_{r=R+\frac{h}{2}}, \quad (24)$$

$$P_2 \approx \sigma_{r\theta} \Big|_{r=R+\frac{h}{2}}, \quad (25)$$

$$P_3 \approx \sigma_{rr} \Big|_{r=R+\frac{h}{2}}. \quad (26)$$

Y si se reemplazan las ecuaciones (18) – (20) en (24) – (26) conduce a:

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix} = \frac{\mu}{R} \begin{bmatrix} g_{11} & g_{12} & g_{13} \\ g_{21} & g_{22} & g_{23} \\ g_{31} & g_{32} & g_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & Q_{13} \\ Q_{21} & Q_{22} & Q_{23} \\ Q_{31} & Q_{32} & Q_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{A}{R} \\ \frac{B}{R^2} \\ \frac{C}{R} \end{bmatrix}, \quad (27)$$

Donde

$$\begin{aligned}
g_{11} &= \cos(n\theta) \cos(k_m x - \omega t), & g_{12} &= 0, & g_{13} &= 0, & g_{21} &= 0, \\
g_{22} &= \sin(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), & g_{23} &= 0; \\
g_{33} &= \cos(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), & g_{31} &= 0, & g_{32} &= 0, \\
Q_{11} &= 2(k_m R) \gamma K'_n(\alpha), & Q_{12} &= \delta [(k_m R)^2 - \delta^2] K_n(\beta), & Q_{13} &= (k_m R) \frac{n}{1+M} K_n(\beta), \\
Q_{21} &= -2 \frac{n}{1+M} [\gamma K'_n(\alpha) - K_n(\alpha)], & Q_{22} &= -2(k_m R) \frac{n}{(1+M)^2} K_n(\beta), \\
Q_{32} &= 2(k_m R) \delta^2 K''_n(\beta), & Q_{23} &= -\frac{n}{(1+M)^2} K_n(\beta) - \delta^2 K''_n(\beta) + \frac{\delta}{1+M} K'_n(\beta), \\
Q_{31} &= (2 - \tau^2) \varepsilon^2 K_n(\alpha) + 2\gamma^2 K''_n(\alpha), & Q_{33} &= 2 \frac{n\delta}{1+M} K'_n(\beta) - 2 \frac{n}{(1+M)^2} K_n(\beta); \\
M &= \frac{h}{2R}, & \alpha &= (1+M)\gamma, & \beta &= (1+M)\delta.
\end{aligned}$$

3.2.2.1.3 Acoplamiento al movimiento vibratorio

Las soluciones a la ecuación (1) se pueden escribir en las siguientes formas, bajo las condiciones de contorno simplemente apoyadas.

$$u = U_0 \cos(n\theta) \cos(k_m x - \omega t), \quad (28)$$

$$v = V_0 \sin(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), \quad (29)$$

$$w = W_0 \cos(n\theta) \sin(k_m x - \omega t), \quad (30)$$

Donde U_0, V_0 y W_0 son, respectivamente, las amplitudes de onda en las direcciones x, θ, r (Liu y otros, 2005).

Considerando el acople entre tubería y dicho medio circundante, se obtienen dos ecuaciones para la aplicación de las siguientes condiciones de contorno en la mitad de la superficie del cascaron:

$$u_x|_{r=R+\frac{h}{2}} = u, \quad (31)$$

$$u_\theta|_{r=R+\frac{h}{2}} = v, \quad (32)$$

$$u_r|_{r=R+\frac{h}{2}} = w. \quad (33)$$

Partiendo de las ecuaciones (31) – (33), se tiene

$$\begin{bmatrix} q_{11} & q_{12} & q_{13} \\ q_{21} & q_{22} & q_{23} \\ q_{31} & q_{32} & q_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{A}{R} \\ \frac{B}{R^2} \\ \frac{C}{R} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} U_0 \\ V_0 \\ W_0 \end{bmatrix}, \quad (34)$$

Donde

$$\begin{aligned} q_{11} &= (k_m R) K_n(\alpha), & q_{12} &= -\delta^2 K_n(\beta), & q_{13} &= 0, \\ q_{21} &= -\frac{n}{1+M} K_n(\alpha), & q_{22} &= (k_m R) \frac{n}{1+M} K_n(\beta), \\ q_{23} &= -\left[\frac{n}{1+M} K_n(\beta) - \delta K_{n+1}(\beta) \right], \\ q_{31} &= \left[-\gamma K_{n+1}(\alpha) + \frac{n}{1+M} K_n(\alpha) \right], & q_{32} &= (k_m R) \left[\frac{n}{1+M} K_n(\beta) - \delta K_{n+1}(\beta) \right], \\ q_{33} &= \frac{n}{1+M} K_n(\beta). \end{aligned}$$

Sustituyendo las ecuaciones (27) – (30) y (34) en la ecuación (1) resulta la ecuación de movimiento de un sistema acoplado mostrado en forma matricial como:

$$\left\{ \frac{2}{1-\nu} \frac{h}{R} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} + \frac{\mu}{G} \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & Q_{13} \\ Q_{21} & Q_{22} & Q_{23} \\ Q_{31} & Q_{32} & Q_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_{11} & q_{12} & q_{13} \\ q_{21} & q_{22} & q_{23} \\ q_{31} & q_{32} & q_{33} \end{bmatrix}^{-1} \right\} \begin{bmatrix} U_0 \\ V_0 \\ W_0 \end{bmatrix} = 0, \quad (35)$$

Donde los coeficientes $C_{ij}(i, j = 1, 2, 3)$, pueden ser determinado por L_{ij} de la ecuación (1). La expansión del determinante del coeficiente de amplitud de la ecuación (35) proporciona el sistema de ecuaciones de la forma:

$$F[\omega_{mn}(m, n)] = 0, \quad (36)$$

Donde $F[\omega_{mn}(m, n)]$ es una función compleja trascendental, no una función polinómica. Las raíces $[\omega_{mn}(m, n)]$ pueden obtenerse usando el procedimiento de Newton con valores iniciales. Estos valores iniciales son tomados de las frecuencias de desacoplar las frecuencias naturales. Esta función característica se puede utilizar para investigar el acople de las frecuencias naturales del cascaron infinito enterrado en medio elástico infinito.

Si no existe ningún medio que rodee la tubería, $P_1 = 0, P_2 = 0, y, P_3 = 0$ Resolviendo la ecuación anterior (36), se obtiene la frecuencia natural del cascaron infinito en el vacío. Cuando $P_1 \neq 0, P_2 \neq 0, y, P_3 \neq 0$, resolviendo la ecuación anterior se obtiene la frecuencia natural del cascaron infinito enterrado en medio elástico.

3.2.3 Enfoque probabilístico

Las tuberías que transportan diferentes sustancias deben ser diseñadas con el fin de reducir los daños causados por deslizamientos de tierra producto de terremotos. En los modelos estándar y en los diseños de las normativas, la dirección longitudinal no es considerada y por lo tanto, solo se toma en cuenta la sección transversal de la tubería. Esto es debido a la falta de modelos efectivos que permitan el cálculo de tensiones y desplazamientos en esta dirección.

Este enfoque considera el efecto de la variación de las propiedades geotécnicas del suelo circundante tales como rigidez, masa y amortiguamiento. La interacción

suelo tubería depende básicamente de la rigidez de la tubería, la rigidez de las articulaciones, la variación de la rigidez del suelo y la masa y amortiguación del suelo. Las variaciones en las propiedades del suelo circundante son descritas por la teoría de campos aleatorios. Se desarrolla un modelo numérico con el fin de simular los efectos de la variación de los desplazamientos del suelo, momentos flectores de la tubería y también para llevar a cabo un análisis estadístico (Nedjar y otros, 2007).

3.2.3.1 Discretización del campo aleatorio

Entre todos los enfoques existentes, la variación de las propiedades geotécnicas del suelo puede ser la mejor y más simple descripción hecha por Van Marcke (Hurtado, 2001) y su teoría de la media local de un campo aleatorio. Los campos aleatorios para el coeficiente de reacción de la subrasante del suelo $K_{soil}(x)$ y densidad del suelo $\rho_{soil}(x)$ son descritos a través de su media, su varianza y la escala de fluctuación l_{sc} que describa la distancia a la que la correlación espacial pierde sus propiedades.

En una zona i de longitud D_i , las varianzas de $K_{soil}(x)$ y $\rho_{soil}(x)$ son expresadas respectivamente por: (Según: VanMarcke, 1988)

$$\text{Var}[k_{soil}(D_i)] = \sigma_k^2 \gamma(D_i) \text{ and } \text{Var}[\rho_{soil}(D_i)] = \sigma_\rho^2 \gamma(D_i) \quad (37)$$

Y las medias locales son respectivamente

$$E[k_{soil}(D_i)] = m_k \text{ and } E[\rho_{soil}(D_i)] = m_\rho. \quad (38)$$

Las medias m_k y m_ρ son consideradas constantes para todo el campo. La función de varianza γ de todo el campo de $K_{soil}(x)$ o $\rho_{soil}(x)$ está dada por

$$\gamma(D_i) = \frac{2}{D_i} \int_0^{D_i} \left(1 - \frac{x}{D_i}\right) \psi(x) dx \quad (39)$$

Es la medida de reducción de varianza debida al proceso aleatorio de acuerdo a la longitud de la zona examinada y se relaciona con la función de correlación $\psi(\tau)$:

$$\psi(\tau) = 1 - \frac{|\tau|}{l_{sc}}, \quad (40)$$

Donde τ varía desde 0 hasta l_{sc} .

A partir de las ecuaciones (39) y (40), una expresión de varianza se muestra como

$$\begin{aligned} \gamma(D_i) &= \left\{ 1 - \frac{D_i}{3l_{sc}} \right. && \text{for } D_i \leq l_{sc}, \\ \gamma(D_i) &= \left\{ \frac{l_{sc}}{D_i} \left(1 - \frac{l_{sc}}{3D_i} \right) \right. && \text{for } D_i \geq l_{sc}. \end{aligned} \quad (41)$$

Entonces resulta sencillo construir el campo aleatorio para todo el sistema media el cálculo de matrices de covarianza C_{ij} y E_{ij} del coeficiente de reacción de la subrasante del suelo y su densidad, respectivamente, correspondiendo a la correlación entre dos longitudes de zona D_i y D_j

$$C_{ij} = \frac{\sigma_k^2}{2} [(t-1)^2 \gamma[(t-1)D] - 2t^2 \gamma(t.D) + (t+1)^2 \gamma[(t+1)D]], \quad (42)$$

$$E_{ij} = \frac{\sigma_\rho^2}{2} [(t-1)^2 \gamma[(t-1)D] - 2t^2 \gamma(t.D) + (t+1)^2 \gamma[(t+1)D]] \quad (43)$$

Donde $t = |i - j|$ y i y j son los números de zona (Fig. 21). Distribuciones Log-Normal son elegidas para K_{soil} y ρ_{soil} ya que son valores necesariamente positivos.

3.2.3.2 Ecuaciones de movimiento

La resistencia del suelo al movimiento de la tubería es generada por el movimiento relativo u entre la tubería y el suelo. La resistencia de la tubería se produce por el desplazamiento absoluto de U .

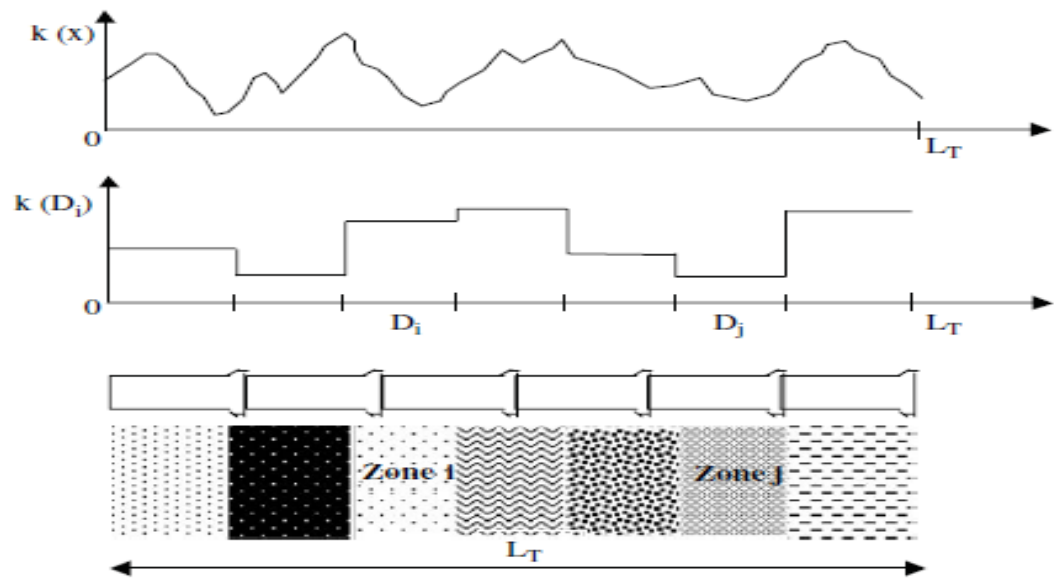


Ilustración 20. Discretización del campo aleatorio del suelo (Nedjar y otros, 2007).

Por lo tanto, la ecuación que gobierna el sistema es:

$$\begin{aligned}
& [\mathbf{M}_p + \mathbf{M}_s]\{\ddot{U}\} + [\mathbf{C}_p + \mathbf{C}_s]\{\dot{U}\} + [\mathbf{K}_p + \mathbf{K}_s]\{U\} = [\mathbf{M}_s]\{\ddot{u}_s\} \\
& + [\mathbf{C}_s]\{\dot{u}_s\} + [\mathbf{K}_s]\{u_s\}.
\end{aligned}
\tag{44}$$

M_p Y M_s son las matrices de masa de la tubería y suelo, respectivamente. K_p y K_s son las matrices de rigidez de la tubería y del suelo, respectivamente. C_p y C_s son las matrices de amortiguamiento de la tubería y del suelo, respectivamente. Las cantidades U, \dot{U}, \ddot{U} son los vectores de desplazamiento absoluto $U = (u_s + u)$ velocidad absoluta y aceleración absoluta respectivamente. Las cantidades u, \dot{u}, \ddot{u} son los vectores de desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración relativa, respectivamente. Las cantidades $u_s, \dot{u}_s, \ddot{u}_s$ son los vectores de desplazamiento del suelo, velocidad del suelo y aceleración del suelo, respectivamente. Las ecuaciones se resuelven para cada momento del tiempo durante todos los momentos registrados durante el terremoto. El método de Newmark (que será tratado en el capítulo siguiente) se utiliza para la integración numérica. Las condiciones de borde pueden ser consideradas como extremos libres o fijos, y el terremoto de Santa Mónica es tomado como datos sísmicos de entrada (Nedjar y Colaboradores, 2007).

3.2.3.3 Estudio paramétrico

Los datos de entrada utilizados son dados en las siguientes tablas (tabla 1 y 2)

Tabla 1. Propiedades de la tubería

Material	Modulo de Young $E(Mpa)$	Longitud $L_T(m)$	Diámetro $\phi = 2R_{ext}(m)$	Espesor (m)	Rotación de rigidez del resorte (Nm/rd)	Longitud de la sección de tubería $L_p(m)$	Densidad del concreto (kg/m^3)
Concreto	3×10^4	90	1	0,04	0.1×10^6	6	2500

Tabla 2. Propiedades del suelo

Escala de Fluctuación $l_{sc}(m)$	Numero de zonas	K_{soil} Promedio (MN/m^3)	Coefficiente de variación (CV)	ρ_s Promedio (Kg/m^3)	Diámetro del suelo (m)
6 o variable	45	10	0,3 variable	2000	$20R_{ext}$

3.2.3.4 Análisis Local

La tubería se discretiza en 90 elementos de viga y el suelo en 45 zonas de igual longitud, las cuales deben ser significativamente menores que la longitud de correlación, para que la variación de las propiedades se produzca correctamente. Además, son consideradas 1000 realizaciones de las distribuciones K_{soil} y ρ_{soil}

Como un ejemplo, la ilustración 22 muestra la variación longitudinal de la densidad del suelo obtenida por la simulación de dichas realizaciones. Las figuras 23 – 25 muestran la respuesta del sistema en términos de desplazamiento relativo con una escala de fluctuación igual a 15 veces la longitud de la zona de excitación sísmica.

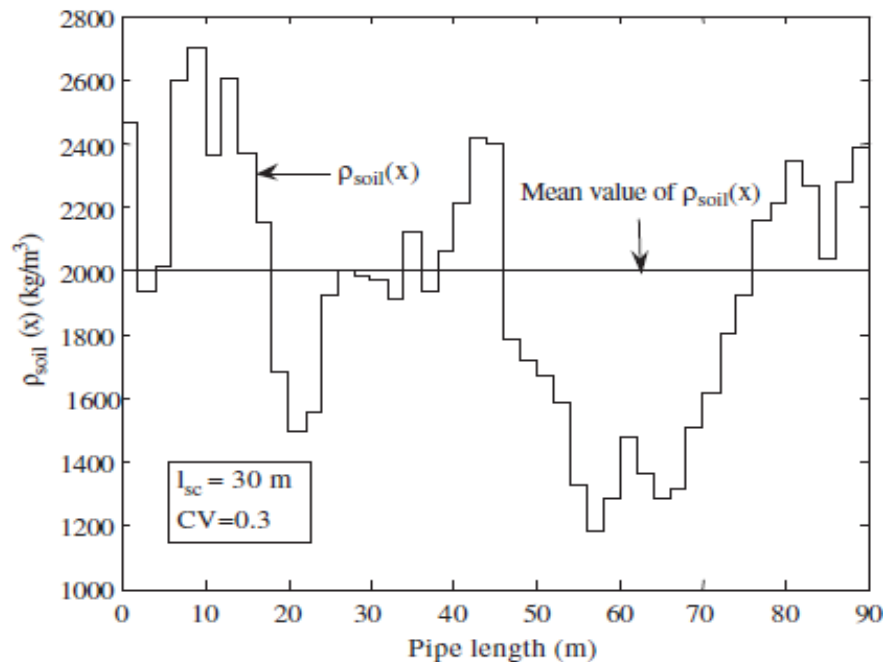


Ilustración 21. Variación longitudinal de la densidad del suelo (Nedjar y otros, 2007).

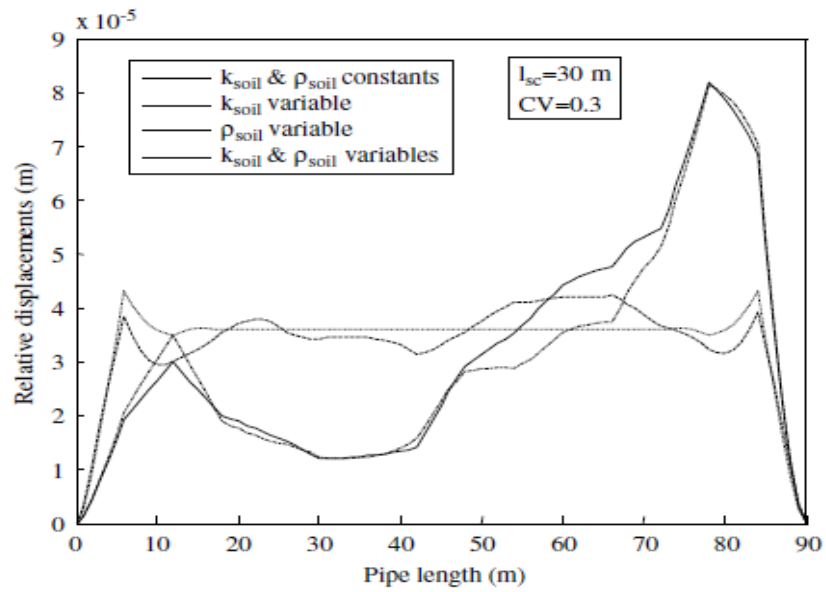


Ilustración 22. Máximo desplazamiento relativo de la tubería en caso de extremo fijo (Nedjar y otros, 2007).

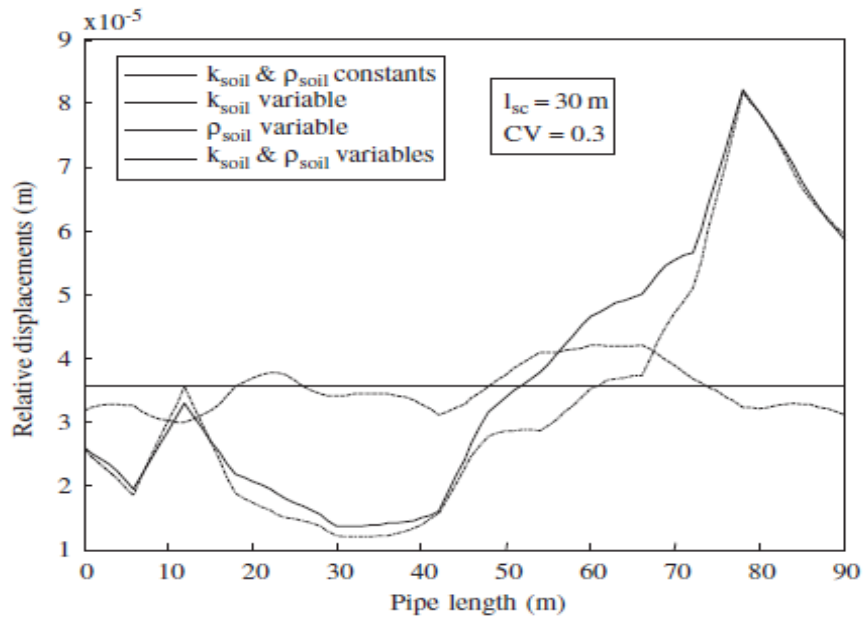


Ilustración 23. Máximo desplazamiento relativo de tubería en caso de extremo libre (Nedjar y otros, 2007).

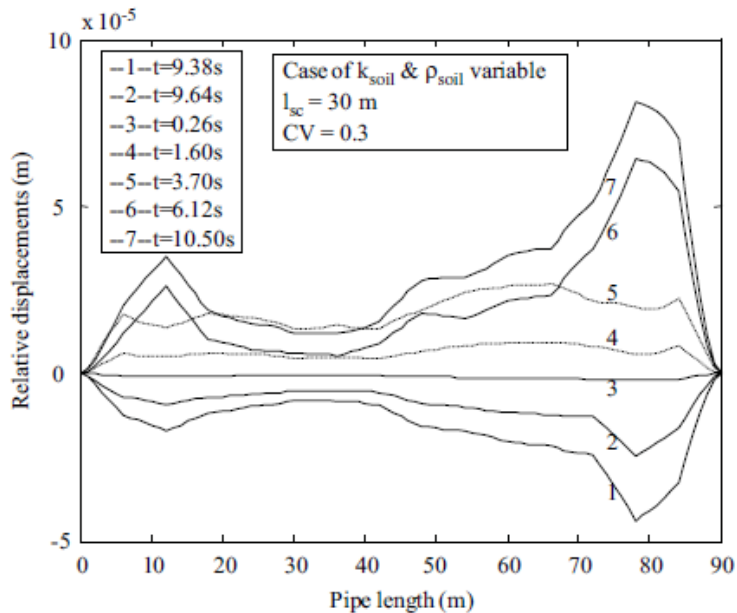


Ilustración 24. Desplazamiento relativo de la tubería en un suelo heterogéneo (Nedjar y otros, 2007).

Para diferentes pruebas se observa que la mayoría de los casos desfavorables se obtienen con un suelo heterogéneo. Se consideran tres casos: la variación del ρ_{soil} , la variación del K_{soil} y la variación de estas dos propiedades al mismo tiempo.

Se nota que existe una influencia de la masa, pero es menos importante que la influencia del modulo de subrasante de reacción del suelo. También puede observarse que la curva que representa solamente la variación de K_{soil} es correspondiente prácticamente con la curva que representa las dos variaciones al tiempo, excepto cuando disminuye ρ_{soil} , entonces el desplazamiento disminuye también.

Se observa también que el desplazamiento relativo máximo no corresponde necesariamente con el mínimo modulo de subrasante de reacción del suelo. Esto

se deba a que el desplazamiento relativo en un punto dado x , depende no solo de los valores $K_{soil}(x)$ y $\rho_{soil}(x)$ sino también de la tolerancia permitida por la flexibilidad del sistema por variaciones locales.

3.2.3.5 Análisis Estadístico

Las tuberías deben cumplir con los requisitos correspondientes ya sea en sus estados últimos (máximo esfuerzo a tensión) o estados límite de servicio (umbral de desplazamiento). Gracias a este estudio realizado por Nedjar y sus colaboradores, se puede afirmar que el modelo permite estimar el nivel de riesgo de falla de una tubería en un entorno determinado.

Se eligieron las simulaciones de Monte Carlo para analizar la respuesta estadística de una sección de tubería. Se toma una muestra representativa igual en tamaño a 1000 para cada paso de tiempo. Adicionalmente, este estudio constituye una mejor percepción de los fenómenos de interacción compleja. Por lo tanto, una herramienta numérica constituye entonces, un elemento esencial que toma en cuenta las consecuencias de variabilidad longitudinal, para el diseño de redes enterradas.

La función de distribución acumulada de máximos desplazamientos relativos de un suelo heterogéneo por tres escalas de fluctuación es mostrada en la Ilustración 25. Cabe señalar que en cuanto más grande es la escala de fluctuación, menor es el desplazamiento relativo máximo (5.56×10^{-5} m para $l_{sc} = 60$ m en lugar de 6.27×10^{-5} m para $l_{sc} = 6$ m), mientras la desviación estándar (o coeficiente de variación) es del mismo orden en los tres casos.

Por otra parte, la Ilustración 26. Muestra el efecto del máximo esfuerzo a flexión con variabilidad en ρ_{soil} solamente. Para tres valores del coeficiente de variación (10%, 50% y 100%), se observa que la media crece, con el aumento de el coeficiente de variación, y que el 95% equivale a 3.89, 5.52 y 7.05 Mpa. Para

un coeficiente de variación igual a 10%, 50% y 100%, respectivamente. Se debe hacer énfasis en el hecho de que se trata de un suelo homogéneo y que los esfuerzos a flexión pueden ser despreciables.

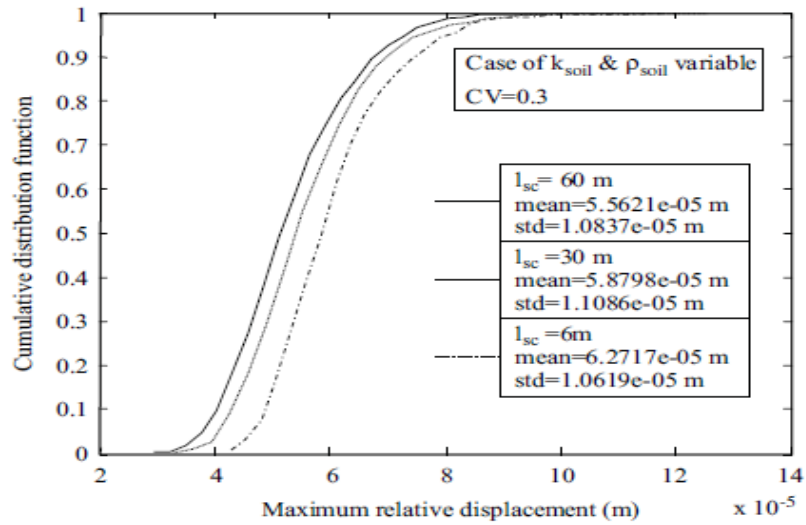


Ilustración 25. Función de distribución acumulativa de desplazamiento máximo relativo con K_{soil} y ρ_{soil} variable. (El tamaño de la muestra es de 1000 iteraciones). (Nedjar y otros, 2007).

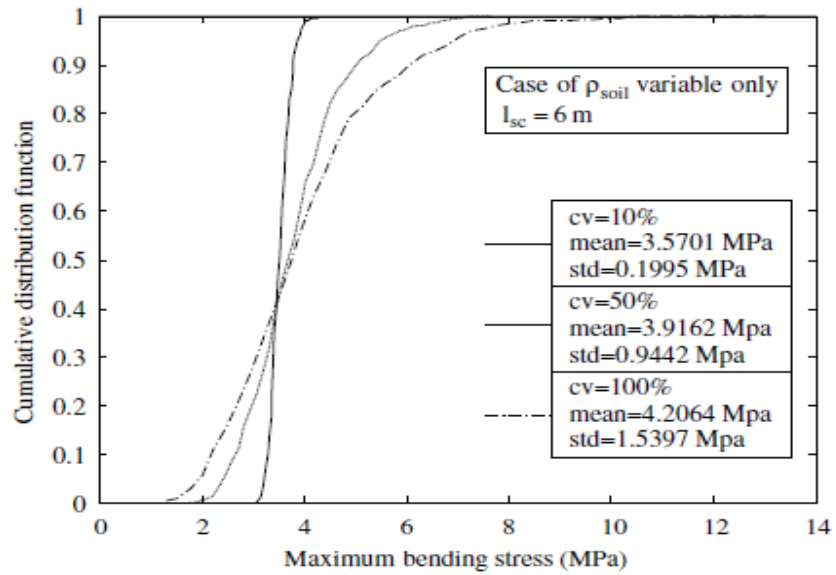


Ilustración 26. Función de distribución acumulada de máximo esfuerzo a flexión con ρ_{soil} variable solamente. (Tamaño de muestreo igual a 1000 iteraciones). (Nedjar y otros, 2007).

4. MODELAMIENTO Y RESPUESTA DINAMICA DE LAS TUBERIAS ENTERRADAS.

4.1 Generalidades

La estimación de las acciones producidas por un sismo sobre una tubería es un asunto extremadamente complejo, debido a que la tubería misma es una estructura con fuerte desarrollo lineal, que se caracteriza por una extendida área de influencia, que generalmente conforma un sistema más amplio de lo que sucede, por ejemplo, con los edificios y otras estructuras independientes.

Las dificultades de la esquematización de un sistema complejo se suman a la necesidad de considerar la acción del terreno circundante, que no puede ser ignorado si se busca una buena estimación de la respuesta dinámica de la tubería.

Desde el punto de vista estructural, en general, el comportamiento de las tuberías enterradas depende:

- del tipo y de las características geométricas de las tuberías y de la manera de poner en obra las mismas ;
- de las características geotécnicas y de la profundidad de los estratos superficiales del suelo donde se pone la tubería ;
- de la intensidad del terremoto.

Al fin de una creíble determinación de los estados de deformación (campo de desplazamientos) y de los estados tensionales (que pertenecen al tensor de los esfuerzos) producidos en las tuberías enterradas por los desplazamientos del suelo como consecuencia del sismo, no se puede, por lo tanto, en línea general, ignorar el análisis de la interacción entre terreno y estructura (Corrado, 2008). (Véase la figura 28) haciendo referencia a que el estrato superficial del suelo sea un suelo homogéneo de material suelto con espesor H y densidad ρ , apoyado sobre un “banco rígido horizontal”. Los parámetros fundamentales de la interacción entre tubería y terreno durante un sismo son:

- a) el periodo fundamental de oscilación T_g del estrato superficial considerado, que corresponde al periodo de las oscilaciones horizontales producidas por las ondas de corte (**S**) (Como & Lanni, 1979). En efecto las ondas sísmicas, interactuando con estratos que tienen diferentes características, están sujetas a reflexiones y refracciones. Con la penetración desde abajo por una nueva capa, si la velocidad de propagación en este es menor que en el precedente, la onda refractada cambia su dirección, formando un ángulo menor con la vertical. Ya que la velocidad de las ondas va bajando hacia la superficie del suelo (en efecto los estratos superiores muestran generalmente una menor rigidez), después del pasaje a través de un estrato la dirección de las ondas, de ambos tipos P y S, resulta ser prácticamente vertical (Mele, 1980). Ya que las ondas tipo S tienen mayor intensidad, para el análisis de la amplificación local del movimiento del suelo uno hace referencia generalmente a la transmisión de las ondas de corte (otro nombre de las ondas S, porque transfieren esfuerzos de corte) en dirección vertical, por consecuencia se genera movimiento ondulatorio horizontal de las partículas del suelo que tiene periodo T_g deducible por la relación :

$$T_g = \frac{4H}{V_s}$$

Siendo $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ la velocidad de propagación de la onda transversal y G el módulo de elasticidad de corte.

- b) La amplitud del desplazamiento en U(Z) de los puntos del terreno en dirección horizontal (transversal o longitudinal al eje de la tubería)

$$U(Z) = \frac{T_g^2}{4\pi^2} a \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right) = U_h \cos\left(\frac{\pi Z}{2H}\right) \quad (45)$$

En la cual a es la aceleración del suelo y Z es la distancia entre la superficie del terreno y un punto cualquiera dentro del estrato (que corresponde por tanto a la profundidad de tendido de la tubería).

De la formula (45) se puede deducir que la Amplitud U(Z) del desplazamiento u(z,t) es dependiente directamente de p y a e inversamente de G, por lo tanto la U(Z) resulta mayor por grandes valores de a (terremotos fuertes) y por terrenos poco consistentes (suelos) que tienen bajos valores de G (mientras la menor densidad p influye poco porque tiene menor variabilidad frente a la G).

Con el fin de dar una primera orientación alrededor de los posibles valores de deformación del suelo, en la figura 29 ha sido representa la tendencia de la amplitud Máxima Uh (a nivel de profundidad cero) en zona sísmica de primera categoría (a = 0,10g según la normativa vigente anteriormente al OPCM 3274), al

variar el espesor H, por asignación de valores paramétricos de Vs (200, 350 y 500 m/s) (Corrado, 2008).

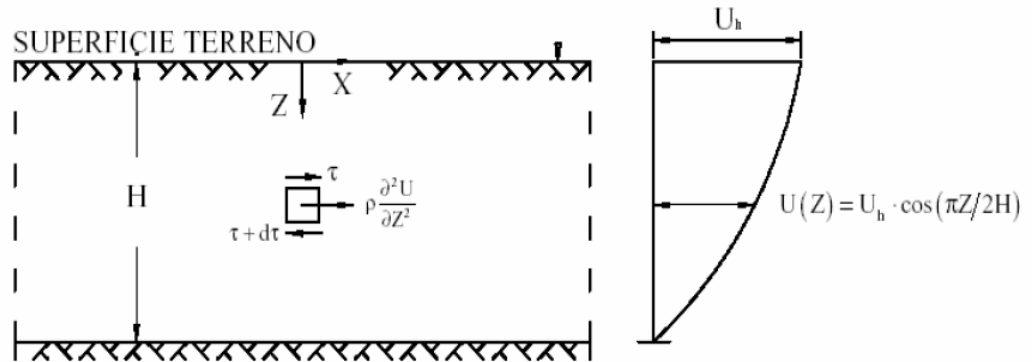


Ilustración 27. Características del movimiento del suelo en capas superficiales. (Corrado, 2008)

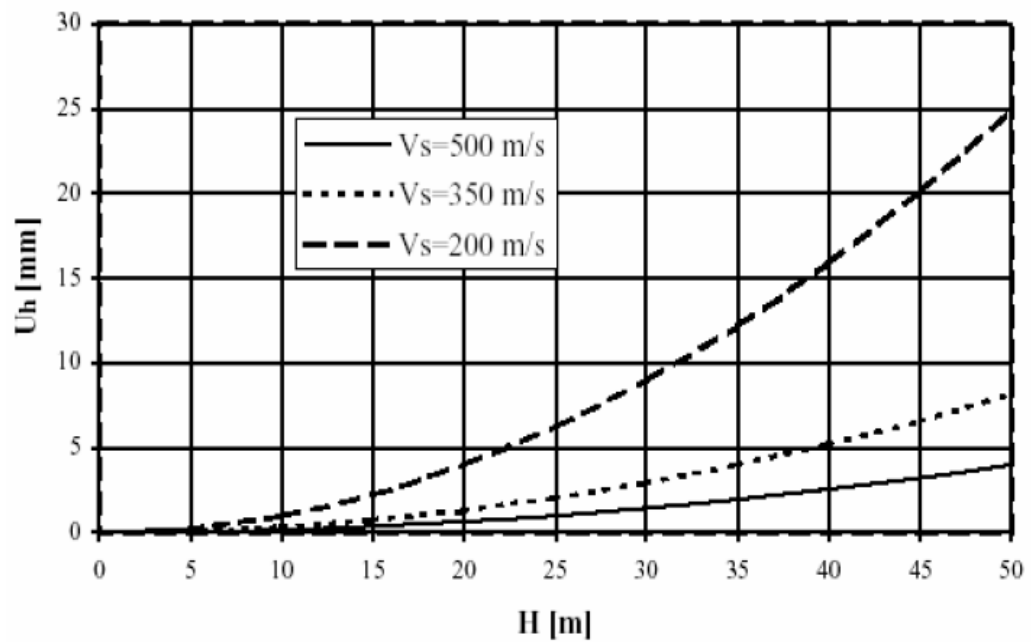


Ilustración 28. Movimiento del suelo en función de H y Vs. En la categoría sísmica I (de acuerdo con la normativa all'OPCM 3274).

4.2 Métodos de solución a modelos propuestos para el comportamiento de tuberías enterradas.

4.2.1 Modelo rígido de Newmark

La interacción suelo tubería, como se ha ya observado, es un fenómeno muy complejo ya que depende de manera significativa de las características del terreno (Potencia del estrato *superficial* (H), densidad (ρ), modulo de elasticidad de corte (G)), de las características del tubería (modulo elastico diametro, espesor, profundidad de colocación, de la aceleración del suelo).

El fenómeno puede ser modelado de manera extremadamente simplificada a través de un modelo rígido, o sea asumiendo que la tubería adapte a si misma al desplazamiento del terreno durante el transcurrir de la onda sísmica, y por consecuencia una deformación del tubo igual a la del suelo, por tanto; olvidando prácticamente las características de la tubería al momento de realizar el modelo del mismo.

Este modelo, introducido por Newmark (1967) y repropuesto en el reciente boceto de normativa europea (ENV, 1998), permite una evaluación inmediata de los valores maximos sea de la deformación longitudinal ε_{\max} y de la curvatura χ_{\max} de la tubería.

El movimiento del terreno esta representado con una singular onda sinusoidal :

$$U(X,T) = U_h \text{sen} \omega \left(T - \frac{X}{V} \right) \quad (46)$$

En la cual:

U_h : Es el desplazamiento máximo del suelo (amplitud de oscilación)

ω : Es la velocidad angular, $2\pi f$ donde f es la frecuencia de vibración

V : Es la velocidad aparente de propagación de la perturbación sísmica.

En particular esta última es siempre mayor que la velocidad de propagación V_s de las ondas de corte (S) en los estratos superficiales del terreno, y una evaluación aproximada de esta puede ser hecha apoyándose a las indicaciones de (Corrado 2008) el cual aconseja tomar por V valores de el orden de $1,2 - 3,0 V_s$.

El movimiento de las partículas del suelo se puede suponer a veces paralelo a la dirección de propagación (ondas de compresión) y a veces perpendicular a estas (ondas de corte) y, para simplicidad y con el fin de considerar el peor de los casos, se puede suponer que el eje de la tubería y la dirección de propagación coinciden.

(Con eje X paralelo a la tubería) el movimiento longitudinal inducido por las partículas de terreno; produce esfuerzos alternativos de compresión-dilatación sobre el material de la tubería cuyo valor $\epsilon(x,t)$, es igual a:

$$\epsilon = \frac{\partial U}{\partial X} = -\omega \frac{U_h}{V} \cos\omega\left(T - \frac{X}{V}\right)$$

Para el cual el valor máximo será,

$$\epsilon_{\max} = \frac{v}{V} = \frac{\omega U_h}{V}$$

Con $v = \omega U_h$ como valor pico de la velocidad del terreno.

(Con eje X perpendicular a la tubería) el movimiento de las partículas de terreno, que resulta transversal por el material de la tubería, produce una curvatura de la misma, representada por la expresión:

$$\chi = \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} = -\omega \frac{U_h}{V^2} \text{sen}\omega(T - \frac{X}{V})$$

Cuyo valor máximo será,

$$\chi_{\max} = \frac{a}{V^2} = \frac{\omega^2 U_h}{V^2}$$

Donde, $a = \omega^2 U_h$ es valor pico de la aceleración del terreno.

4.2.2 Modelo de interacción elástica suelo – estructura

Una modelamiento más cuidadoso, mirado hacia la interacción elástica entre terreno y la tubería (**SSI :Soil Structure Interaction**), hace asemejar la tubería a una viga (o, en alternativa, a un cascarón cilíndrico [*cylindrical shell*]) puesta adentro de un medio elástico vibrante (**BDWF approach :Beam on Dynamic Winkler Foundation**) (De Martino y otros 1994, 1997, 1999; Nagao y otros 1982) : en ambos casos; siendo el largo de onda [wavelength] mucho mayor del diámetro del tubo, los caracteres de la onda sísmica no son modificados por la presencia de la tubería.

El terreno es modelado como una cama de resortes de Winkler, o sea suponiendo que la perturbación producida por el terreno sea directamente proporcional al desplazamiento relativo entre la tubería y el terreno mismo (figura 30).

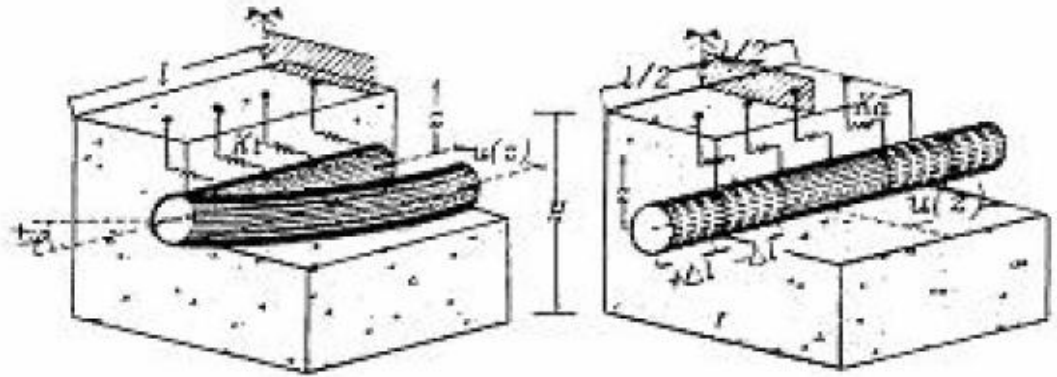


Ilustración 29. Modelo de interacción suelo – tubería (Viparelli y otros. 1997)

La hipótesis hecha se asume válida para los desplazamientos axiales (longitudinales) por aquellos transversales, adoptando valores adecuados de constante de Winkler según sea la naturaleza y las características mecánicas de los terrenos de postura del tubería.

Bajo estas hipótesis, la ecuación que describe el movimiento de la tubería en dirección axial se puede escribir, llamando \$U\$ el desplazamiento de la tubería y \$U_g\$ el del terreno [donde : \$g\$ está por Ground = Terreno], en la forma :

$$-EA \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} + m \frac{\partial^2 U}{\partial T^2} + K(U - U_g) = 0 \quad (47)$$

En la cual:

\$E\$ = Modulo de Young del material de la tubería

\$A\$ = área de la sección transversal del tubo

m = masa por unidad de longitud de tubería (densidad linear en kilos por metro)

$K = \pi D_E k$ siendo D_E : diámetro externo del tubo y k el valor de la Constante de Winkler por el tipo de terreno.}

De manera totalmente análoga es posible escribir la ecuación de los desplazamientos transversales de la tubería:

$$-EI \frac{\partial^4 U}{\partial X^4} + m \frac{\partial^2 U}{\partial T^2} + K(U - U_g) = 0 \quad (48)$$

Siendo I el momento de inercia de la sección transversal de la tubería.

En cuanto a la definición de los desplazamientos del suelo, ya que no es posible predecir la distribución real de las ondas sísmicas, una hipótesis hecha frecuentemente es de aceptar que el desplazamiento del suelo, sea en dirección paralela al eje de la tubería, o sea en dirección ortogonal, tenga un patrón de tipo sinusoidal, descrita por la ecuación (46).

Entonces, el modelo permite en general, y asumiendo la interacción elástica entre suelo y la tubería; la posibilidad de estimar las deformaciones y sucesivamente las tensiones que aparecen en la tubería por efecto de los desplazamientos del terreno durante el sismo.

4.2.3 Modelo de Nagao y Colaboradores

Deformaciones de la tubería

Una primera aplicación del modelo de interacción elástica suelo – tubería es debida a Nagao y otros (1982), en la hipótesis de una tubería de longitud infinita (por tanto, omitiendo las condiciones de frontera para el tubo) asumiendo que el concepto de inercia es despreciable en las ecuaciones (47) y (48).

Los autores (Standards, 1980; Nagao y otros ,1982; Chiorino y otros ,1983; De Martino y otros, 1991) han, además, considerado el caso de cualquier estructura continua o discontinua (si el tubo está equipado con juntas elásticas).

Una vez que sean conocidos los desplazamientos (horizontales) del terreno paralelos, al eje de la tubería, que dan los efectos axiales sobre eso, y ortogonales al eje de la misma, que producen sobre esta los efectos de flexión; utilizando las ecuaciones (47) y (48) se puede deducir las deformaciones análogas de la tubería y sus respectivos esfuerzos.

Haciendo referencia a una sección de tubería de longitud infinitesimal dX , se considera el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el eje X (eje de la tubería).

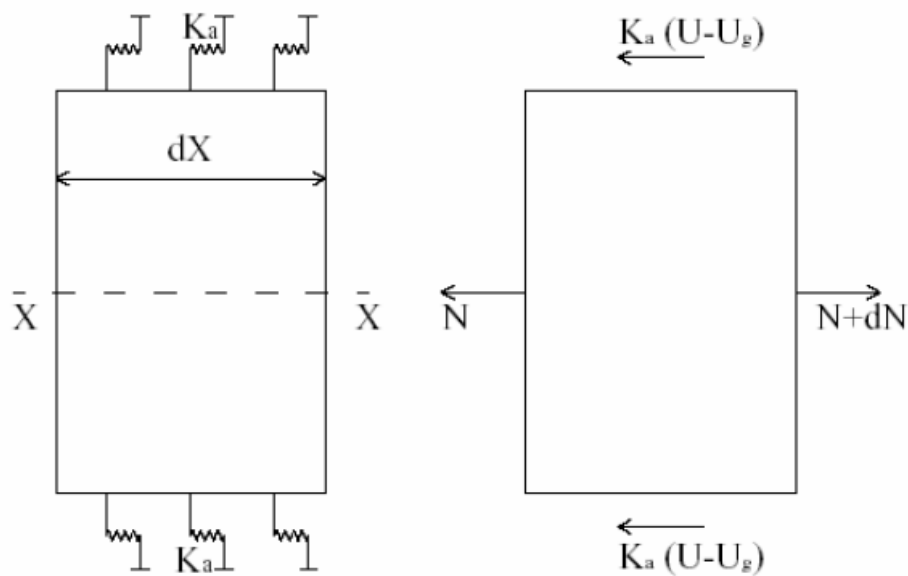


Ilustración 30. Modelamiento de una sección de tubería de longitud infinitesimal dX . (Corrado, 2008).

En donde se entiende por U_g y U , respectivamente, el desplazamiento del suelo en el eje X y K_a , la rigidez de los resortes en paralelo a la tubería. Se tiene entonces:

$$-N + N + dN - K_a (U - U_g) dX = 0$$

Donde:

$$\frac{dN}{dX} - K_a U - U_g = 0$$

A partir de la relación del esfuerzo normal, y siguiendo a llamar A el área de la sección normal del tubo se deduce:

$$\frac{NdX}{dA} = dU \rightarrow \frac{dN}{dX} = EA \frac{d^2U}{dX^2}$$

Y por tanto:

$$EA \frac{d^2U(X)}{dX^2} - K_a U - U_g = 0 \quad (49)$$

Ahora se supone, a lo largo del eje de la tubería, que la ley descriptiva del desplazamiento del suelo $U_g(X)$ en los alrededores del tubo sea, la del movimiento armónico simple:

$$U_g(X) = U_g(Z) \cdot \text{sen} \left(\frac{2\pi X}{L} \right) \quad (50)$$

En donde L es la longitud de onda expresado como $L = 4H$

De la expresión (50) del desplazamiento del terreno, se puede traer un análogo desplazamiento sinusoidal $U(X)$ para el material de la tubería con Amplitud $U(Z)$ [$Z = Z_c$] desconocida:

$$U(X) = U(Z) \cdot \text{sen} \left(\frac{2\pi X}{L} \right) \quad (51)$$

Sustituyendo las ecuaciones (50) y (51) en la ecuación (49) se obtiene:

$$-EAU(Z)\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi X}{L}\right) - K_a [U(Z) - U_g(Z)] \cdot \text{sen}\left(\frac{2\pi X}{L}\right) = 0$$

Donde:

$$U(Z) = \frac{K_a}{EA\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_a} \cdot U_g(Z) = \frac{1}{\frac{EA\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}{K_a} + 1} \cdot U_g(Z)$$

Puesto que:

$$\lambda_a = \sqrt{\frac{K_a}{EA}} = \sqrt{\frac{3G}{EA}} \text{ e } L' = \sqrt{2} \cdot L$$

Donde L es la longitud de onda aparente, entonces reduciendo se obtiene:

$$U(Z) = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_a L'}\right)^2 + 1} \cdot U_g(Z) = \alpha_a \cdot U_g(Z)$$

(52)

Con
$$\alpha_a = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_a L'}\right)^2 + 1}$$

Coeficiente de sobrecarga axial.

Haciendo referencia a la relación esfuerzo – deformación de un medio continuo linealmente elástico, se tiene que:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \frac{dU}{dX}$$

Que resulta a partir de (54) y (55)

$$\sigma_a = \pi \cdot \alpha_a \cdot U_g(Z) \cdot \frac{E}{L} \cdot \cos\left(\frac{2\pi X}{L}\right)$$

Por tanto la tensión máxima es:

$$\sigma_{a_{\max}} = \pi \cdot \alpha_a \cdot U_g(Z) \cdot \frac{E}{L}$$

El mismo razonamiento es propuesto para el análisis dinámico de los movimientos de flexión de la tubería: desde la ecuación lineal elástica bajo desplazamientos transversales (del tubo) y omitiendo los términos inerciales se obtiene la siguiente ecuación a las derivadas totales:

$$EI \frac{d^4 U(X)}{dX^4} + K_f [U(X) - U_g(X)] = 0$$

Reenviando a la literatura por un análisis más cuidadoso del modelo matemático, a continuación se transcriben las formulas que permiten realizar una rápida evaluación de las tensiones axiales (σ_a) y flexionales (σ_f) inducidas en la tubería (De Martino, 1991; De Martino y otros, 1994):

$$\sigma_{a_{\max}} = \pi \cdot \alpha_a \cdot \varepsilon_a \cdot U(Z) \cdot \frac{E}{L}$$

$$\sigma_{f_{\max}} = 2\pi^2 \cdot \alpha_f \cdot \varepsilon_f \cdot U(Z) \cdot D \cdot \frac{E}{L^2}$$

En donde:

D = diámetro del tubo,

E = Modulo de Young del material de la tubería,

α_a = coeficiente de sobrecarga axial o sea la proporción entre le deformación del tubo y la del terreno (por lo tanto la porción de desplazamiento del terreno transmitida a la tubería),

α_f = coeficiente de sobrecarga flexional [o sea la proporción entre le deformación del tubo como arriba, pero hablando de flexión],

ϵ_a = coeficiente que valora el efecto de dilatación-contracción de las juntas elásticas esforzadas axialmente,

ϵ_f = coeficiente que valora la rotación relativa de las juntas esforzadas flexionalmente.

Los coeficientes de sobrecarga axial y flexional, para los cuales pertenecen seguramente valores <1, se pueden de inmediato evaluar a partir de las siguientes expresiones:

$$\alpha_a = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_a L'}\right)^2 + 1} \quad \text{con } \lambda_a = \sqrt{\frac{K_a}{EA}} = \sqrt{\frac{3G}{EA}}$$

$$\alpha_f = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{\lambda_f L'}\right)^2 + 1} \quad \text{con } \lambda_f = \sqrt[4]{\frac{K_f}{EI}} = \sqrt[4]{\frac{3G}{EI}}$$

Al contrario las relaciones que dejan valorar los coeficientes ϵ_a y ϵ_f presentan una forma bastante complicada. El valor de dichos coeficientes es variable en función del espesor (H) del estrato superficial “suelto”, de la longitud de la sección tubería que queda entre dos juntos consecutivos y de la relación λ

entre una cantidad tomada para caracterizar la rigidez axial del terreno y la rigidez axial del tubo multiplicada por el coeficiente α_a (λa) o, en el otro caso: de la relación λ entre una cantidad tomada para caracterizar la rigidez flexional del terreno y la rigidez flexional del tubo multiplicada por el coeficiente α_f (λf) .

Obviamente, el valor máximo asumido por los coeficientes ϵ_a y ϵ_f es igual a la unidad para tuberías continuas.

Tensiones totales y esfuerzos correspondientes en las uniones (juntas)

Con el fin de evaluar las Tensiones Totales Máximas (esfuerzos) σ_t que actúan sobre el tubo es necesario modelar el efecto simultáneo de las tensiones debidas a deformaciones axiales y flexionales. Se habla de un fenómeno de gran complejidad, ya que se superponen los efectos de ondas sean directas o reflejadas, con diferentes ángulos de inclinación y diferentes ángulos de fase. (Efectos que son a veces amplificados por posibles superficies de discontinuidad que se encuentran en terrenos no homogéneos). La literatura técnica (Standards, 1980), en relación a este problema, produce la siguiente fórmula:

$$\sigma_t = \sqrt{\mu' \sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

Donde el coeficiente μ' se establece en función de las características del terremoto “de proyecto”. Algunas normativas dictadas en Japón (Nagao y otros, 1982) prescriben el valor $\mu' = 3.12$, teniendo en consideración cuatro ondas de tipo axial que se propagan en planos diferentes, cada una con ángulo de incidencia = 45° y una onda de tipo flexional que se propaga a lo largo del eje del tubo.

Con respecto a la evaluación de los esfuerzos en las juntas, al fin de verificar la resistencia de las mismas, se puede hacer un cálculo del máximo desplazamiento relativo k , [expansión-contracción] a través de la siguiente relación, obtenida suponiendo un caso poco probable de fricción nula entre el terreno y la tubería (Nagao y otros, 1982, Chiorino y otros, 1983).

$$k = d \cdot l \quad (53)$$

En la cual l es la longitud de la sección de tuberías entre dos juntos sucesivos y d es la deformación del suelo durante el sismo: $d = T_g \cdot a/2 \cdot \pi \cdot V_s$.

La rotación Θ puede ser deducida, omitiendo la deformación por flexión de la tubería, a través de la expresión:

$$\Theta = l \cdot a/V_s^2 \quad (54)$$

Por lo tanto, siendo conocidos d , l , V_s y a , desde las (53) y (54) resulta posible deducir los valores del desplazamiento k y de la rotación Θ , que podrán ser confrontados con los correspondientes valores permisibles para los diferentes tipos de juntas, verificando la resistencia de cada junto sea al soltar (desajustar) las desviaciones angulares, y, en caso de que sea necesario, haciendo uso de juntas antisísmicas con características específicas.

4.2.4 Modelo de Mavridis y Pitilakis.

Un modelo sucesivo es debido a Mavridis y Pitikalis (1996) quienes analizan la interacción suelo – tubería a través de dos métodos diferentes: un modelo analítico y uno usando elementos finitos.

El primer modelo, el cual será tratado a continuación, permite calcular las deformaciones axiales y transversales de la tubería asumiendo la hipótesis de una tubería de longitud infinita y tomando en cuenta los términos inerciales [con factor m].

El esfuerzo sísmico es simulado como una onda armónica que se propaga a lo largo del eje de la estructura. Al contrario el segundo método que incluye tres diferentes tipos de análisis apoyados en el método de los elementos finitos.

Los tres casos a estudiar son los siguientes: el primero considera la respuesta del terreno en ausencia de la tubería; el segundo considera la presencia de la tubería y el tercero es similar al anterior, pero en lugar de la tubería se idealiza como una cavidad de igual forma geométrica (o sea un vacío cilíndrico horizontal).

El análisis con elementos finitos (FEM) confirma la interacción suelo – tubería.

De hecho se han observado, por lo que compete a deformaciones de la tubería, evidentes diferencias entre el método rígido clásico y el FEM.

La rigidez de la estructura, en un plano transversal, tiene influencia sobre el análisis dinámico, en el sentido que: las deformaciones y las rotaciones de la tubería resultan menores para sus correspondientes valores (en los mismos puntos de la malla) deducidos mediante la análisis desarrollado en ausencia de tubería (análisis de campo libre), que de los valores deducidos mediante la análisis de la cavidad cilíndrica (ausencia de la tubería y presencia del vacío).

Los parámetros de influencia son la velocidad aparente de propagación, el contenido de frecuencia de excitación sísmica de la tierra, las propiedades dinámicas del suelo, el tamaño y material de la tubería, la relación entre los desplazamientos de la tubería y la tierra, y en consecuencia los esfuerzos inducidos en la tubería.

La excitación sísmica es considerada como una función armónica con variables de tiempo y espacio, definiendo así una onda sísmica S que está viajando a lo largo de el eje axial de la tubería, la cual produce desplazamientos perpendiculares al suelo en donde se supone que los desplazamientos transversales y axiales pueden ser analizados independientemente. La tubería es considerada continua y de longitud infinita, de modo que los materiales del cuerpo y las uniones de las tuberías son considerados iguales. El suelo se asume como homogéneo y visco - elástico lineal. (Mavridis 1995; Mavridis y Pitilakis, 1996).

Deformaciones axiales de la tubería.

El modelo de referencia es mostrado en la ilustración 31.

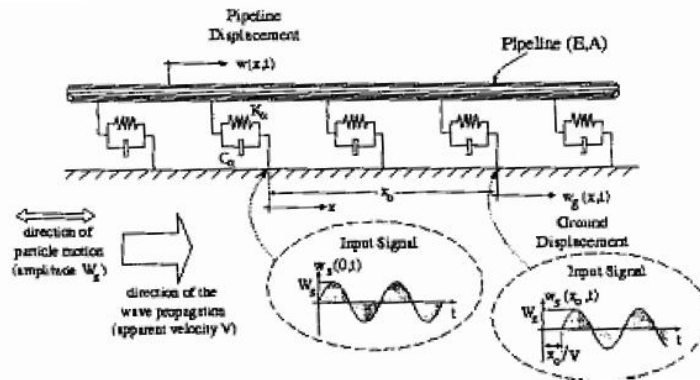


Ilustración 31. Respuesta axial de la tubería (Corrado, 2008).

La excitación armónica en campo libre se muestra de la forma:

$$U_g(X, T) = U_h e^{i\omega(T-X/V)} \quad (55)$$

Donde:

- $U_g(X, T)$ es la deformación axial del suelo
- U_h es la amplitud de deformación del terreno
- ω es la velocidad angular (frecuencia circular)
- V es la velocidad de propagación de onda a lo largo del eje longitudinal de la tubería.
- T el tiempo
- X la coordenada espacial
- $\bar{i} = -1$

Si $U(X)$ representa la amplitud compleja desconocida de la deformación de la tubería, la respuesta de esta está en la dirección longitudinal, $U(X, T)$ puede ser expresada como:

$$U(X, T) = U(X) e^{i\omega T}. \quad (56)$$

La ecuación diferencial que rige el movimiento axial de la tubería es entonces:

$$-EA \frac{\partial^2 U(X, T)}{\partial X^2} + m \frac{\partial^2 U(X, T)}{\partial T^2} + C_a \frac{\partial U(X, T)}{\partial T} + K_a U(X, T) = C_a \frac{\partial U_g(X, T)}{\partial T} + K_a U_g(X, T) \quad (57)$$

En donde:

E = Módulo de Young del material de la tubería

A = área de la sección transversal del tubo

m = masa por unidad de longitud de tubería

C_a = Constante de amortiguamiento

K_a = Constante de rigidez

La solución de la ecuación (57), descrita por los movimientos armónicos de la ecuación (56), satisfaciendo las condiciones de frontera, o mejor, asumiendo que la deformación de la tubería también sea infinita en todo su eje longitudinal es:

$$U(X, T) = \frac{S_a}{EA(\omega/V)^2 + S_a - m\omega^2} U_h e^{i\omega(T-X/V)}$$

En donde:

$$S_a = K_a + i\omega C_a$$

La relación entre las deformaciones de la tubería y el suelo R_w es:

$$R_w = \frac{U(X, T)}{U_g(X, T)} = \frac{K_a + i\omega C_a}{EA(\omega/V)^2 + K_a + i\omega C_a - m\omega^2}$$

La cual expresa el desplazamiento relativo entre la tubería y el suelo. Cabe anotar, que por análisis axial, el Modelo Newmark toma $R_w = 1$, independientemente de los parámetros involucrados (Mavridis y Pitikalis, 1995,1996; Mavridis, 1995).

4.2.5 Modelo FLBDWF (FINITE LENGTH BEAM ON DYNAMIC WINKLER FOUNDATION)

Considere una tubería de longitud L , y un suelo de comportamiento elástico lineal, así que los desplazamientos longitudinales U de la tubería solicitada axialmente quedan gobernados por la siguiente ecuación diferencial parcial:

$$m \frac{\partial^2 U}{\partial T^2} - EA \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} + K(U - U_g) = 0 \quad (58)$$

En donde E indica el modulo de Young del material de la tubería $A = \pi s(D_E - s)$, el área de la sección transversal, donde D_E es el diámetro exterior de la tubería, s es el espesor de la pared de la misma, m la masa por unidad de longitud y $K = \pi k D_E$ donde k es el valor de la constante de Winkler para el tipo de terreno.

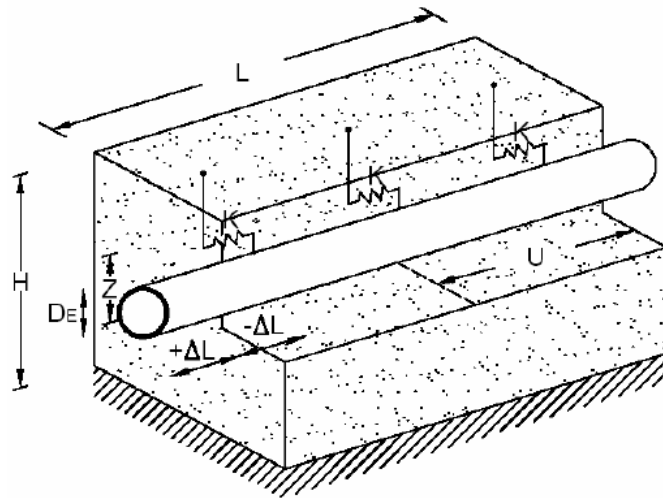


Ilustración 32. Modelo de interacción suelo – tubería (Corrado, 2008).

El Término de esfuerzo U_g que representa la onda sísmica, es expresado de la forma sinusoidal:

$$U_g = \begin{cases} W \sin \omega T - X/V, & T > X/V \\ 0, & \text{de otro modo} \end{cases} \quad (59)$$

Siendo:

- W el desplazamiento máximo del terreno
- ω . La velocidad angular de la excitación sísmica
- V la velocidad aparente de propagación de la excitación sísmica.
- X. representa la longitud de la tubería.

En particular, Corrado (2008) y Liu y O'Rourke (1999) recomendaron que se adoptaran determinados valores para V en el intervalo de 1,2 - 3 Vs. El máximo desplazamiento horizontal del suelo W (paralelo y perpendicular al eje de tubería) puede ser calculado con referencia al movimiento de la oscilación fundamental de una capa uniforme de suelo suelto de espesor H descansando en un banco rígido horizontal a través de la relación:

$$W = \left(\frac{T_g}{2\pi} \right)^2 S_a \cos \left(\frac{\pi Z}{2H} \right)$$

En donde T_g es el periodo fundamental de oscilación, S_a la aceleración del suelo, y Z la distancia entre la superficie del suelo y un punto cualquiera dentro del intervalo (correspondiente generalmente al punto de profundidad de colocación de la tubería).

Ya que los extremos de la tubería están afectados también por ondas sísmicas, son consideradas dos tipos de condiciones de frontera distintas:

1. Tubería libre en sus extremos

2. Tubería empotrada en sus extremos.

Para el caso 1, pueden ser consideradas muy cercanas a la realidad cuando los accesorios que delimitan la tubería son de algún tipo que permiten movimiento en alguna dirección desde un punto de vista analítico este caso se traduce, en términos de deformaciones axiales, en asumir que el esfuerzo normal en $X=0$ y $X=L$, se mantiene constante, y por lo tanto:

$$U_x = 0 \text{ para } X = 0 \text{ y } X = L, T > 0 \quad (60)$$

Para el caso 2, por el contrario, consiste en asumir accesorios en los extremos que restringen el movimiento de los mismos en relación a la tubería y a los mismos accesorios. Suponiendo entonces que el accesorio y el suelo se muevan rígidamente en conjunto durante el sismo, se puede decir entonces que para deformaciones axiales se tiene que:

$$\begin{aligned} U &= W \text{sen} \omega T \quad \text{para } X = 0, T > 0 \\ U &= \begin{cases} W \text{sen} \omega T - \frac{L}{V} \omega, & T > \frac{L}{V} \\ 0, & \text{de otro modo} \end{cases} \quad \text{para } X = L, T > 0 \end{aligned} \quad (61)$$

Las variables adimensionales X , T y U se definen por:

$$X = x_a = x \sqrt{EA/K}, \quad T = t_b = t \sqrt{m/K}, \quad u = U/W \quad (62)$$

Entonces la ecuación (62) puede reescribirse de la forma:

$$u_{tt} - u_{xx} + u = u_g \quad (63)$$

Claramente es una forma simbólica en la cual se han usado las notaciones

$$u_{tt} = \partial^2 u / \partial t^2, \quad u_{xx} = \partial^2 u / \partial x^2$$

En el cual el esfuerzo esta dado por:

$$u_g = \begin{cases} \text{sen } \omega \left(bt - \frac{ax}{V} \right), & \text{para } bt > \frac{ax}{V} \\ 0, & \text{de otro modo} \end{cases} \quad (64)$$

Además las condiciones de frontera (64) y (65) se convierten en:

$$u_x = 0 \text{ para } x = 0 \text{ y } x = \frac{L}{a}, T > 0 \quad (65)$$

$$u = W \text{sen } \omega bt \quad \text{para } x = 0, t > 0$$

$$u = \begin{cases} W \text{sen } \omega \left(bt - \frac{L}{V} \right), & \text{para } bt > \frac{L}{V} \\ 0, & \text{de otro modo} \end{cases} \quad (66)$$

Debido a que la tubería inicialmente esta parada, las ecuaciones (63) – (66) se complementan bajo las siguientes condiciones iniciales:

$$u = 0, u_t = 0, \text{ para } 0 \leq x \leq \frac{L}{a}, t = 0 \quad (67)$$

Por supuesto las condiciones de los extremos presentadas anteriormente solo aplican como situaciones límite, solo para hacer referencia al comportamiento físico del sistema suelo – tubería.

La integración numérica de la ecuación (58), después de la sustitución en la expresión de la función (59) la cual hace referencia a las condiciones de frontera

especificadas, nos permite entonces, definir la tendencia en el tiempo, correspondiente a la abscisa (X) , de los desplazamientos axiales de la tubería.

Realizando un planteamiento conceptualmente similar, se puede proceder a la definición de las correspondientes tendencias en el tiempo de las deformaciones, y luego, de las solicitaciones de carga que actúan sobre la tubería.

4.2.5.1 Modelos numéricos

La ecuación (63) es hiperbólica de segundo orden. Este tipo de ecuaciones pueden ser fácilmente definidas a partir de ecuaciones diferenciales parciales. La mayoría de las ecuaciones diferenciales parciales de segundo orden de la forma $u(x, y)$ como incógnita, se pueden escribir como:

$$F(x, y, u, u_x, u_y, u_{xx}, u_{xy}, u_{yy}) = 0. \quad (\text{A.1})$$

De particular importancia es la ecuación:

$$a_{11}u_{xx} + 2a_{12}u_{xy} + a_{22}u_{yy} = f \quad (\text{A.2})$$

Donde los coeficientes a_{ij} y el término f son funciones reales de x, y, u, u_x, u_y :

$$a_{ij} = a_{ij}(x, y, u, u_x, u_y), \quad f = f(x, y, u, u_x, u_y).$$

La ecuación (A.2) se define como casi lineal, debido a que es lineal para sus derivadas segundas.

$$a_{ij} = a_{ij}(x, y), \quad f = a(x, y)u + b(x, y)u_x + c(x, y)u_y + d(x, y)$$

Entonces la ecuación se convierte en lineal. Para clasificar la ecuación (A.2) se considera la matriz simétrica A:

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{12} & a_{22} \end{bmatrix}.$$

Los auto valores de la matriz A son reales. Son soluciones de la ecuación característica:

$$|A - \lambda I| = 0 \Leftrightarrow \lambda^2 - \lambda(a_{11} + a_{22}) - (a_{12}^2 - a_{11}a_{22}) = 0$$

En donde I es la matriz unidad.

La ecuación diferencial parcial (A.2), se podría caracterizar de acuerdo a las indicaciones hechas por los valores propios, que obviamente dependen de:

$$\Delta = a_{12}^2 - a_{11}a_{22}.$$

En conclusión:

- $\Delta > 0$, los valores propios tienen signo opuesto, y la ecuación es hiperbólica en (x,y).
- $\Delta = 0$, uno de los valores es igual a 0, la ecuación es una parábola en (x,y).
- $\Delta < 0$, los valores propios tienen el mismo signo, luego la ecuación es elíptica en (x,y).

Los términos, parabólico, hiperbólico y elíptico se derivan de las propiedades de transformación de las secciones cónicas (Haberman).

La ecuación objeto de este estudio es:

$$m \frac{\partial^2 U}{\partial T^2} - EA \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} + K(U - U_g) = 0$$

En donde X y T son variables independientes, mientras que U es una variable desconocida.

La solución a dicha ecuación se lleva a cabo por tres métodos diferentes de diferencias finitas:

- **Mac Cormack (MC) (explícito)**
- **Crank – Nicolson (CN) (implícito)**
- **Courant – Friederichs – Lewy (CFL) (explícito)**

Teniendo en cuenta las condiciones de contorno (64) y (65)

Estos tres métodos se usan para resolver ecuaciones del tipo:

$$u_{tt} - c^2 u_{xx} + ku = f(x, t)$$

De manera diferente.

4.2.5.1.1 Método explícito de Mac Cormack (MC)

El método explícito al que nos referiremos como (MC), reduce la ecuación (63) en la forma simplificada:

$$u_t + Au_x + F(u) = 0$$

Con las siguientes características:

$$p = u_t, \quad q = u_x, \quad v = u.$$

De tal modo que la ecuación (63) se reduce como un sistema de ecuaciones de primer orden de la forma:

$$\begin{cases} p_t - q_x + v - u_g = 0 \\ q_t - p_x = 0 \\ v_t - p = 0 \end{cases}$$

Cuya solución es:

Predictor:

$$\begin{cases} p_{i,j+1}^{\text{pred}} = p_{i,j} + r(q_{i+1,j} - q_{i,j}) - \Delta t(v_{i,j} - u_{g_{i,j}}) \\ q_{i,j+1}^{\text{pred}} = q_{i,j} + r(p_{i+1,j} - p_{i,j}) \\ v_{i,j+1}^{\text{pred}} = v_{i,j} + \Delta t p_{i,j} \end{cases} \quad (\text{a})$$

Corrector:

$$\begin{cases} p_{i,j+1}^{\text{corr}} = \frac{1}{2} \left[p_{i,j} + p_{i,j+1}^{\text{pred}} + r(q_{i,j+1}^{\text{pred}} - q_{i-1,j+1}^{\text{pred}}) - \Delta t(v_{i,j+1}^{\text{pred}} - u_{g_{i,j}}) \right] \\ q_{i,j+1}^{\text{corr}} = \frac{1}{2} \left[q_{i,j} + q_{i,j+1}^{\text{pred}} + r(p_{i,j}^{\text{pred}} - p_{i-1,j}^{\text{pred}}) \right] \\ v_{i,j+1}^{\text{corr}} = \frac{1}{2} \left[v_{i,j} + v_{i,j+1}^{\text{pred}} + \Delta t p_{i,j+1}^{\text{pred}} \right] \end{cases} \quad (\text{b})$$

Donde:

$$u_{i,j} = u(x_i, t_j) = u(i\Delta x, j\Delta t)$$

Y

$$r = \Delta x / \Delta t$$

Para la resolución de los sistemas de ecuaciones (a) y (b) se ha desarrollado un lenguaje de programación en Matlab, en donde la asignación de las condiciones de borde se realiza de la siguiente forma:

- Condiciones de borde

$$u(0, t) = g_1(t),$$

$$u(L, t) = g_2(t)$$

- Condiciones iniciales

$$p(0, t) = u_t(0, t) = g_1'(t)$$

$$p(L, t) = u_t(L, t) = g_2'(t)$$

Sustituyendo en la ecuación de nuestro interés

$$q_x(x, t) = p_t(x, t) + v(x, t) - u_g(x, t)$$

Dando lugar a la siguiente

$$q_x(0, t) = [g_1''(t) + g_1(t) - u_g(0, t)] = h_1(t)$$

$$q_x(L, t) = [g_2''(t) + g_2(t) - u_g(L, t)] = h_2(t)$$

$$\frac{q_{i,j} - q_{0,j}}{\Delta X} = h_{1,j} \rightarrow q_{0,j} = q_{i,j} - \Delta X \cdot h_{1,j}$$

$$\frac{q_{nx,j} - q_{nx-1,j}}{\Delta X} = h_{2,j} \rightarrow q_{nx,j} = q_{nx-1,j} - \Delta X \cdot h_{2,j}$$

4.2.5.1.2 Método implícito de Crank - Nicolson (CN)

El método implícito al que nos referiremos como (CN), reduce la ecuación (63) en los siguientes pasos:

$$\left[1 + r^2 + (\Delta t)^2 / 2\right] u_{i,j+1} - \frac{r^2}{2} (u_{i+1,j+1} + u_{i-1,j+1}) =$$

$$2u_{i,j} - \left[1 + r^2 + (\Delta t)^2 / 2\right] u_{i,j-1} + \frac{r^2}{2} (u_{i+1,j-1} + u_{i-1,j-1}) + u_{g_i,j} (\Delta t)^2$$

En donde:

$$r = \Delta X / \Delta t$$

Para la solución de este procedimiento se ha desarrollado un programa en lenguaje de programación Matlab. A continuación se hace la asignación de condiciones iniciales de de contorno, para las cuales se hace referencia:

- Condiciones iniciales

$$u(x, 0) = \varphi(x), \quad u_t(x, 0) = \psi(x)$$

- Condiciones de contorno

$$u(0, t) = g_1(t), \quad u(L, t) = g_2(t)$$

Por tanto:

$$u_{i,1} = \varphi_i, \quad (u_t)_{i,1} = \psi_i$$

$$u_{i,j} = (g_1)_j, \quad (u)_{n_x+1,j} = (g_2)_j$$

$$\frac{u_{i,2} - u_{i,0}}{2\Delta t} = \psi_i \rightarrow u_{i,0} = u_{i,2} - 2\Delta t \cdot \psi_i$$

4.2.5.1.3 Método explícito de Courant – Friederichs – Lewy (CFL)

El método explícito al que nos referiremos como (CFL), reduce la ecuación (63) en los siguientes pasos:

$$u_{i,j+1} = \frac{2}{q}(1-r^2)u_{i,j} + \frac{r^2}{q}(u_{i+1,j} + u_{i-1,j}) - u_{i,j-1} + \frac{(\Delta t)^2}{q}u_{gi,j}$$

Donde:

$$r = \Delta x / \Delta t, \quad q = 1 + (\Delta t)^2 / 2$$

El método CFL es estable cuando se produce:

$$r^2 \leq 1 + (\Delta t)^2 / 4$$

Como se evidencia en el análisis de estabilidad de Von Neumann (D'Acunto, 2004)

Las condiciones iniciales y de borde a las cuales se hace referencia, se muestran a continuación:

$$u(x, 0) = \varphi(x),$$

$$u_t(x, 0) = \psi(x)$$

$$u(0, t) = g_1(t),$$

$$u(L, t) = g_2(t)$$

Donde:

$$u_{i,1} = 2(1 - r^2)\varphi_i + \frac{r^2}{2}(\varphi_{i+1} + \varphi_{i-1}) - \Delta t\psi_i$$

$$u_{i,j} = (g_1)_j, (u)_{nx+1,j} = (g_2)_j$$

$$u_{i,1} = 2(1 - r^2)\varphi_i + \frac{r^2}{2}(\varphi_{i+1} + \varphi_{i-1}) - \Delta t\psi_i$$

$$u_{i,2} = 2(1 - r^2)u_{i,1} + r^2(u_{i+1,1} + u_{i-1,1}) - \varphi_i.$$

5. APLICACIONES Y USOS DE MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO – TUBERÍA EN RESOLUCIÓN DE PROBLEMAS REALES

5.1 GAS Y AGUA

Para ejemplificar algunos de los modelos que han sido propuestos por diferentes autores y junto con sus respectivos métodos de solución a dichas ecuaciones propuestas, y el cálculo de sus posibles valores máximo de aceleración y velocidad. En este sentido podemos citar uno de los terremotos más grandes en los últimos 100 años y fue el experimentado en Taiwán (el terremoto de Ji Ji) que tuvo lugar el 21 de septiembre de 1999. Debido a la poca profundidad focal del mismo, una gran parte de la energía fue liberada hacia la superficie y en efecto a las anteriormente mencionadas líneas vitales, generalizando los daños causados. Los puentes, sistemas de carreteras, los sistemas de telecomunicaciones, las redes de distribución de agua, y los sistemas de suministro de gas natural se vieron gravemente afectados. Luego del sismo, se realizaron diferentes estudios en los cuales se determinaron los daños causados en las principales empresas de acueducto y gasoducto de la ciudad de Taichung. Sin embargo, para nuestro caso solo se hará mención de las regresiones de ecuaciones para evitar repeticiones en este estudio (Chen y otros, 2002).

5.1.1 Descripción de las tuberías de gas natural entorno al área estudiada

En la actualidad, todo el gas natural vendido en el mercado de Taiwán ha sido producido e importado por la Chinese Petroleum Corporation (CPC). Después de

procesado, el gas natural es entregado a varias compañías de almacenamiento y distribución de gas natural a través de gasoductos de alta presión, que a su vez, cada empresa redistribuye a sus clientes por medio de tuberías de baja presión. En el área de estudio de la ciudad de Taichung, el gas natural fue exclusivamente proporcionado por Shin-Chung Natural Gas Co. A finales de 1999 esta compañía contaba con más de 210.000 clientes. Cada año se vendían más de 85 millones de metros cúbicos de gas natural. La distribución de las tuberías de gas natural y la topografía de la ciudad de Taichung se muestran en la ilustración 33.

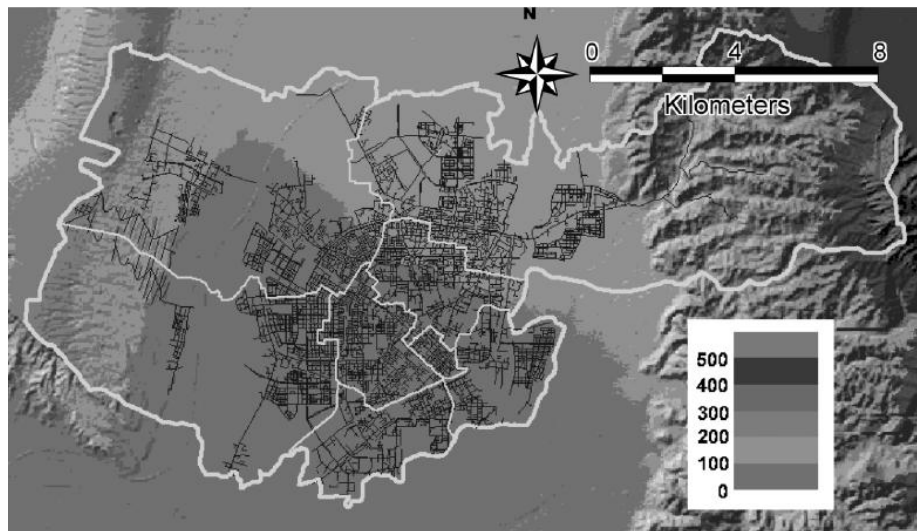


Ilustración 33. Distribución de tuberías de gas en la ciudad de Taichung. La parte inferior del centro de la imagen, representa el centro de la ciudad (Chen y otros, 2002).

La ciudad de Taichung se encuentra rodeada por colinas bajas en la parte izquierda y por una cadena montañosa a su derecha. La longitud de tuberías instaladas excede los 979 km (sin incluir las redes de distribución domiciliaria), en donde 962.51 km de tubería se ubican en el sector de las llanuras, 5.28 km en las colinas y 11.57 km se encuentran ubicadas en las cordilleras, por lo tanto la

mayoría de las tuberías se encuentran en la cuenca de Taichung; que es en donde habita la mayor parte de la población. El sistema de redes de tuberías de la compañía Shin – Chung, se componen principalmente de tres tipos de material: tuberías de Polietileno (PE), acero (Acero), hierro fundido (CI). Las tuberías de acero incluyen también, las tuberías de acero recubiertas de polietileno. Las de acero galvanizado y las de acero convencional. Las tuberías de hierro fundido, fueron utilizadas para diámetros muy grandes, pero ahora son raramente usadas. En términos de longitud de tubería, las de acero, fueron las más extensas, hasta de 800km, mientras que las tuberías PE alcanzaron los 152km. Solo había 27 km de tuberías de hierro fundido. Varios tamaños de tuberías fueron usados para la construcción de la red de suministro de gas de la ciudad de Taichung. La distribución de las longitudes de tubería de acuerdo a sus diámetros se muestra en la ilustración 34.

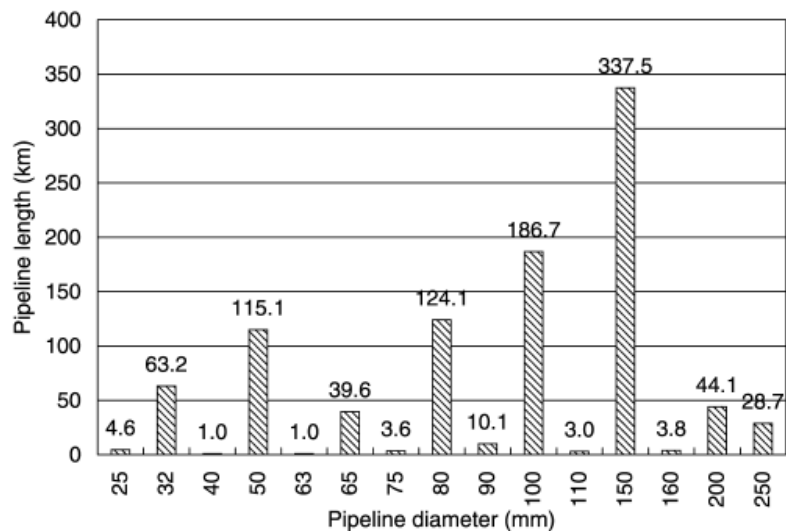


Ilustración 34. Distribución de longitudes de tubería de acuerdo con sus diámetros (Chen y otros, 2002).

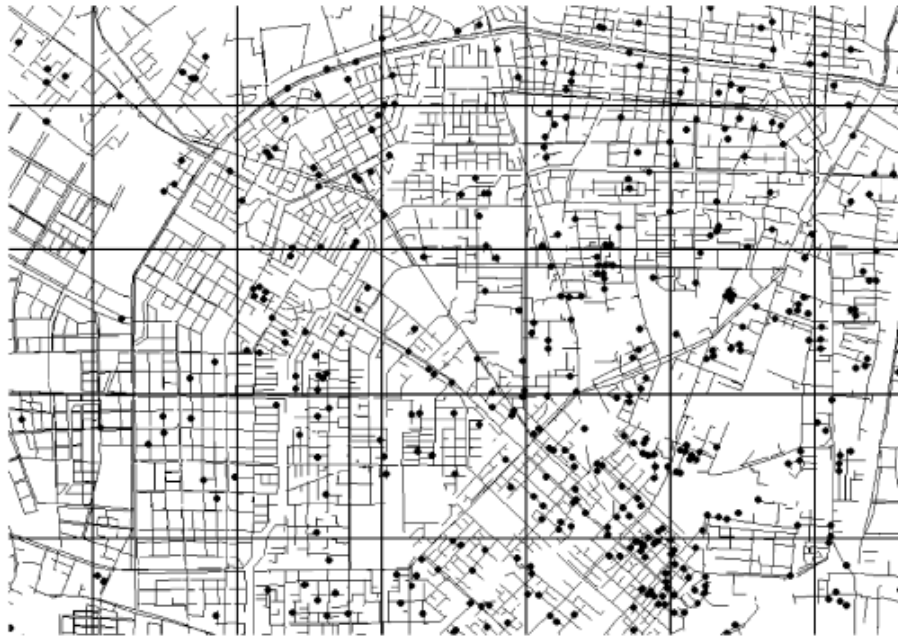


Ilustración 35. Una visión ampliada de la distribución de tuberías de gas natural y la ubicación de los daños en el centro de Taichung. Superposición con las redes de 1km x 1km (Chen y otros, 2002).

5.1.2 preparación de los datos y digitalización

Con el fin de estudiar los patrones de daño de las tuberías de gas en la ciudad de Taichung, fue establecida una base de datos de un sistema de información geográfica (SIG). Se reunió información sobre las tuberías justo después de ocurrido el terremoto, y los datos fueron digitalizados. Para evitar posibles errores, se verificaron y corrigieron los datos mediante la comparación de los datos de cálculo de oficina y los cálculos tomados en el SIG, esto para garantizar la confiabilidad de los mismos. Durante este proceso una serie amplia de datos fueron descartados por ser pocos confiables o incompatibles. Después de la limpieza de los datos, 795 ubicaciones de daños fueron usadas para este análisis. Esta serie de datos fueron digitalizados y se pueden visualizar en la ilustración 35.

5.1.3 Datos sobre análisis de daños en las tuberías de gas natural.

Anteriormente el análisis de daños de las tuberías fue realizado en la ciudad de Nantou, sin considerar los correspondientes diámetros y materiales de las tuberías. En este estudio, la recolección de datos fue más completa para el caso de la ciudad de Taichung, debido a que se realiza un análisis más detallado, para determinar las relaciones entre fuerza del terremoto y resultantes de daños.

Las tuberías se dividieron en tres grupos de acuerdo a sus diámetros, es decir; con diámetros ≤ 65 mm, entre $65 \text{ mm} < \text{diámetros} < 150$ mm y diámetros ≥ 150 mm. Esta agrupación se realizó porque las tuberías de distribución desde los gasoductos hasta los contadores de los clientes, en su mayoría tenían diámetros entre los 25 y los 65 mm. Así, tuberías menores a 65 mm de diámetro, se clasifican como tuberías pequeñas en este estudio, y la longitud de este grupo fue de 237 km (24% de todas las tuberías). El resto de tuberías se dividieron en dos grupos, las tuberías con diámetros mayores a 150 mm se denominaron tuberías grandes, y las de un diámetro entre 65 y 150 mm como medianas. Las longitudes de estos grupos fueron 413.9 km (42%) y 328.6 (34%), respectivamente. Con el fin de realizar los análisis respectivos, el área de estudio se divide en mallas de 1km x 1km, como se muestra en la ilustración 35. Este tamaño de malla fue seleccionado, como el resultado del cálculo de varios parámetros de tamaño y medida a partir de diferentes tamaños de malla. Para cada grupo de tuberías la relación de daños (DR) la cual puede denotarse como tipos de reparación (RR), dependiendo de la bibliografía consultada, se calculó dividiendo el número de daños por la longitud total de las tuberías de gas en cada malla.

Luego de se realizaron análisis por dos métodos diferentes llamados PGA (aceleración pico del suelo) y PGV (velocidad pico del suelo), para los tres grupos

de ductos analizados, obteniendo entonces relaciones empíricas de daño respecto de cada método en donde se obtuvo:

- PGA:

$$DR = 0.00036 \times PGA^{1.59} \quad \text{for } \Phi \leq 65 \text{ mm}$$

$$DR = 0.0064 \times PGA^{0.87} \quad \text{for } 65 \text{ mm} < \Phi < 150 \text{ mm}$$

$$DR = 0.00054 \times PGA^{1.2} \quad \text{for } \Phi \geq 150 \text{ mm}$$

Donde:

DR: Relación de daños

Φ : Diámetro de la tubería.

- PGV:

$$DR = 0.02 \times PGV^{1.23} \quad \text{for } \Phi \leq 65 \text{ mm}$$

$$DR = 0.48 \times PGV^{0.11} \quad \text{for } 65 \text{ mm} < \Phi < 150 \text{ mm}$$

$$DR = 0.092 \times PGV^{0.25} \quad \text{for } \Phi \geq 150 \text{ mm}$$

Donde:

DR: Relación de daños

Φ : Diámetro de la tubería.

Finalmente se usa la intensidad del espectro para analizar la correlación entre la relación de daños y el parámetro del terremoto. En donde se obtiene:

- SI

$$DR = 0.00032 \times SI^{2.32} \quad \text{for } \Phi \leq 65 \text{ mm}$$

$$DR = 0.144 \times SI^{0.41} \quad \text{for } 65 \text{ mm} < \Phi < 150 \text{ mm}$$

$$DR = 0.0066 \times SI^{0.99} \quad \text{for } \Phi \geq 150 \text{ mm}$$

Donde:

SI: Intensidad del espectro.

Φ : Diámetro de la tubería.

Del mismo modo un análisis de daños de tuberías de agua se realizó para Wufeng Shiang, un pueblo situado en el extremo sur de la ciudad de Taichung, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

$$DR = 49.90 \times PGA^{5.39} \quad \text{for } 20 \leq \Phi \leq 50 \text{ mm}$$

$$DR = 3.97 \times PGA^{4.54} \quad \text{for } 65 \leq \Phi \leq 600 \text{ mm}$$

$$DR = 1.90 \times 10^{-8} \times PGV^{4.42}$$

for $20 \leq \Phi \leq 50 \text{ mm}$

$$DR = 2.26 \times 10^{-13} \times PGV^{6.34}$$

for $65 \leq \Phi \leq 600 \text{ mm}$

$$DR = 1.80 \times 10^{-11} \times SI^{6.47} \quad \text{for } 20 \leq \Phi \leq 50 \text{ mm}$$

$$DR = 0.50 \times SI^{1.5} \quad \text{for } 65 \leq \Phi \leq 600 \text{ mm}$$

Donde:

SI: Intensidad del espectro.

Φ : Diámetro de la tubería.

PGA: Aceleración pico del suelo

PGV: Velocidad pico del suelo.

De este estudio se puede concluir que la PGA tiene la mejor correlación con respecto a los daños en las redes de tuberías de gasoducto para la ciudad de Taichung en comparación con la PGV y la SI. El siguiente mejor indicador para estimar dichos daños es el método SI.

5.2 PETROLEO

Esta investigación se enfoca al estudio del comportamiento bajo acciones sísmicas de tuberías de acero usadas en la industria petrolera, cuyo patrón de deformación por flexión está dado por la acción sísmica ocasionando, curvaturas y deformaciones axiales; la investigación involucra el estudio de una sección empleada en la industria de 20 pulgadas y un acero API X52. La investigación se realiza mediante modelos de análisis de tuberías, como elementos axisimétricos de pared delgada empleando el MEF, para ello se usan señales sísmicas en los análisis en tiempo, para obtener su respuesta y determinar su estado de esfuerzos y deformaciones (Cortés y Sánchez, 2009).

El estudio considera una tubería de acero típica empleada en la industria petrolera (diámetro interno de 20", API 5L X52). La tubería de acero es estudiada bajo la acción de presión interna $p_i = 5.888$ Mpa ($p_i = 60$ Kg/cm²), tomando en cuenta el peso propio de la tubería y el líquido así como la excitación sísmica de manera simultánea, esta combinación de acciones genera un estado de esfuerzos y deformaciones básicamente en flexión cuando el sismo actúa en la dirección

perpendicular a la tubería, estimando de esta manera su respuesta. Así mismo, dentro del análisis dinámico mediante la aplicación del MEF, se obtienen las configuraciones modales del modelo suelo-tubería, con el objeto de estudiar su comportamiento mecánico de la tubería.

Modelo numérico de análisis de interacción suelo – estructura – tubería

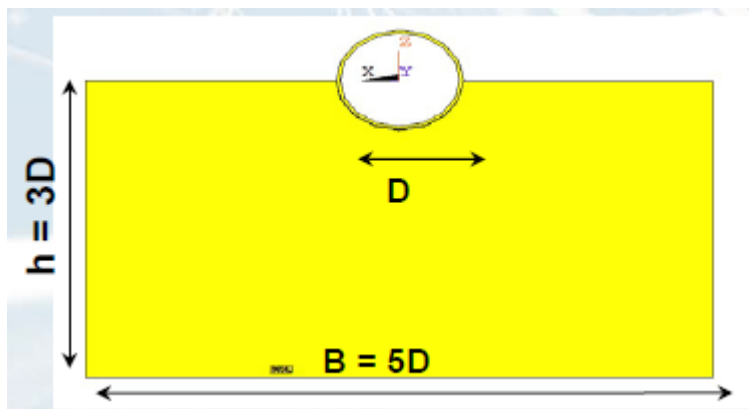


Ilustración 36. Dimensiones del modelo numérico suelo – estructura para el análisis. $b=5D$, $h=3D$, $L=1000\text{cm}$ (Cortés y Sánchez, 2009).

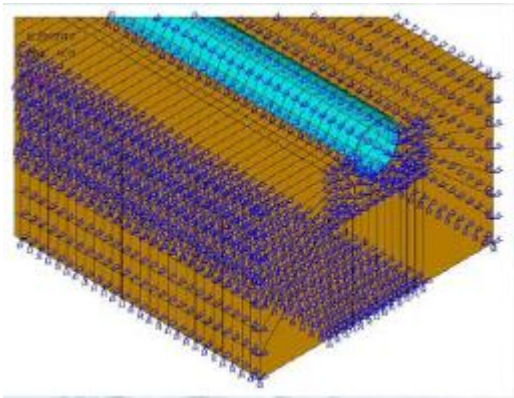


Ilustración 37. Condiciones de frontera del modelo de numérico considerando elementos de contacto en la interfase suelo-tubería. (Cortés y Sánchez, 2009).

Condición, llena y presurizada

En esta parte se lleva a cabo un análisis gravitacional considerando la condición de la tubería llena y presurizada, que representa el peso propio más fluido del segmento de la tubería de acero, el objetivo de este análisis fue ajustar el modelo numérico mediante la aplicación del elemento finito

Tabla 3. Resultados de los modelos numéricos (Cortés y Sánchez, 2009).

Modelo Numérico	Desplazamiento vertical (cm)	Características de los modelo
1	0.14668	Peso propio mas fluido integrado
2	0.09810	Tubo vacío
3	0.14592	Peso propio de la tubería más fluido

Análisis dinámico

Con el objeto de conocer las características dinámicas del modelo suelo-tubo y su influencia en el patrón de la flexión, se llevo a cabo el análisis dinámico del

sistema, la ilustración 38. muestra los periodos, frecuencias naturales y configuraciones modales más representativos. Estos resultados revelan que los primeros periodos y sus modos respectivos 2 a 6, tienen una fuerte influencia en el patrón de flexión de la tubería.

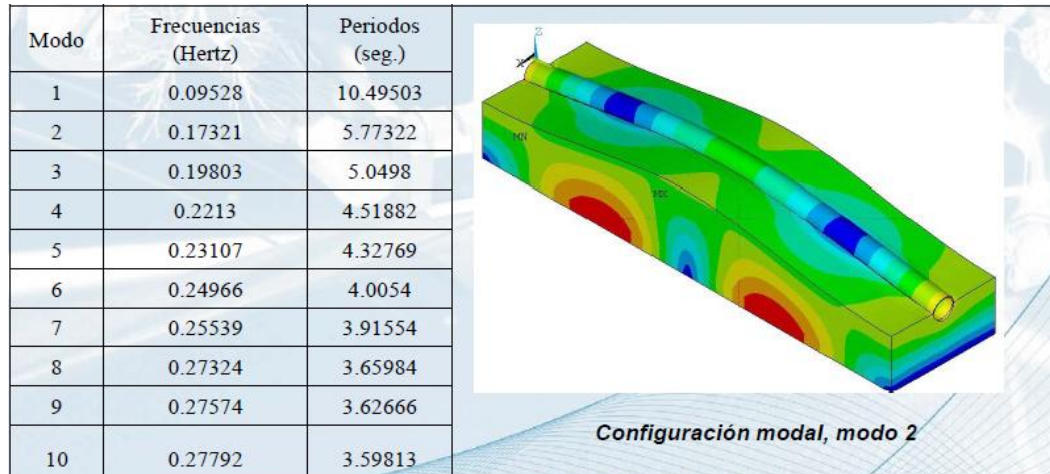


Ilustración 38. Parámetros dinámicos del modelo de numérico. (Cortés y Sánchez, 2009).

Análisis sísmico

El análisis sísmico fue llevado a cabo empujando el registro obtenido del sismo de 1985 registrado en SCT originado en la zona de subducción del Pacífico, el registro fue integrado en el tiempo se aplicó en la base del modelo numérico el registro de desplazamientos en las dos direcciones ortogonales (x y y).

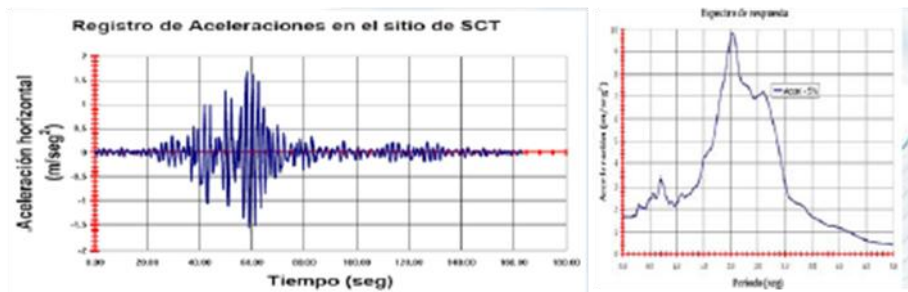


Ilustración 39. Registro de aceleraciones horizontal y espectro de respuesta (Cortés y Sánchez, 2009).

ANÁLISIS EN EL TIEMPO Y RESULTADOS

Respuesta sísmica de la tubería, en las direcciones transversal y longitudinal

Se presentan los resultados numéricos y las historias de desplazamientos y esfuerzos para cuatro condiciones de análisis estudiadas.

Tabla 4. Condiciones de análisis (Cortés y Sánchez, 2009).

Caso	Condición de la tubería	Excitación sísmica horizontal
a.	Llena y presurizada ($p_i=5.89$ Mpa)	Transversal, dir x
b.	Llena y sin presión	Transversal, dir x
c.	Llena y sin presión	Longitudinal, dir y
d.	Llena y presurizada ($p_i=5.89$ Mpa)	Longitudinal, dir y

El objetivo es conocer la respuesta de desplazamientos horizontales en las direcciones horizontales ortogonales del modelo (x y y) así como el estado de esfuerzo de la tubería.

Caso a.

Tubería llena y presurizada (5.89 Mpa), las figuras muestran la respuesta sísmica de los desplazamientos horizontales transversales del modelo suelo-tubo, se observa que los máximos se presentan para los tiempos 28.8 y 35.68 segundos.

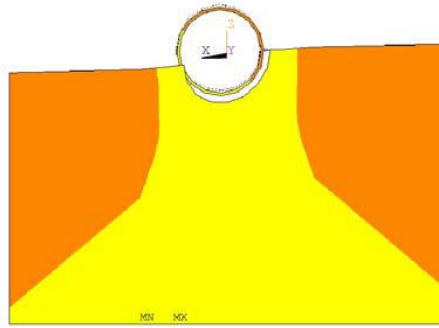


Ilustración 40. Desplazamiento transversal, a $t=28.8$ seg. (Tomado de [17]).

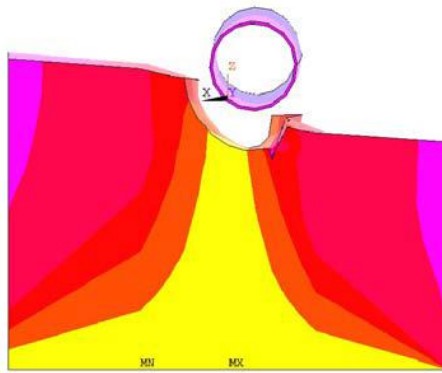


Ilustración 41. Desplazamiento transversal, a $t=35.68$ seg. (Cortés y Sánchez, 2009).

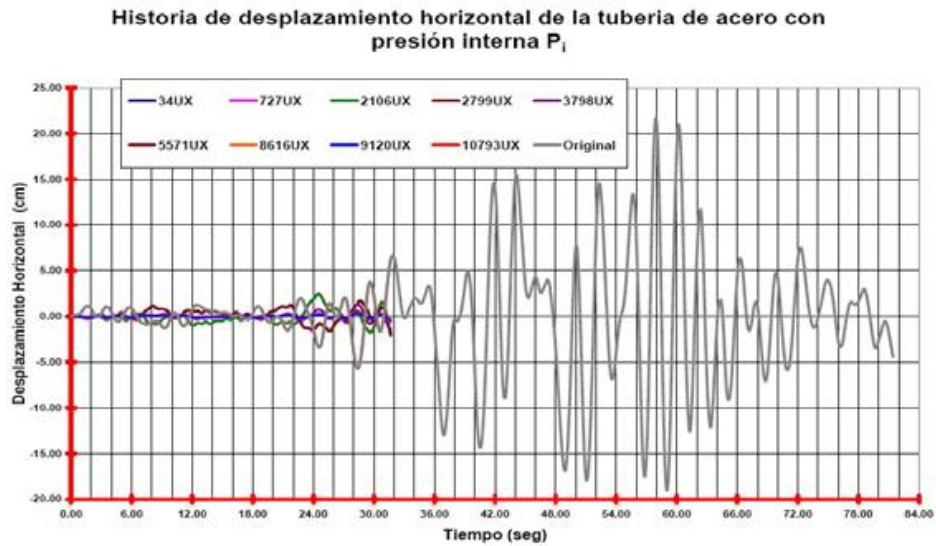


Ilustración 42. Historia de los desplazamientos horizontales máximos del segmento de tubería a una distancia del origen de $L_1=100\text{mm}$ (Cortés y Sánchez, 2009).

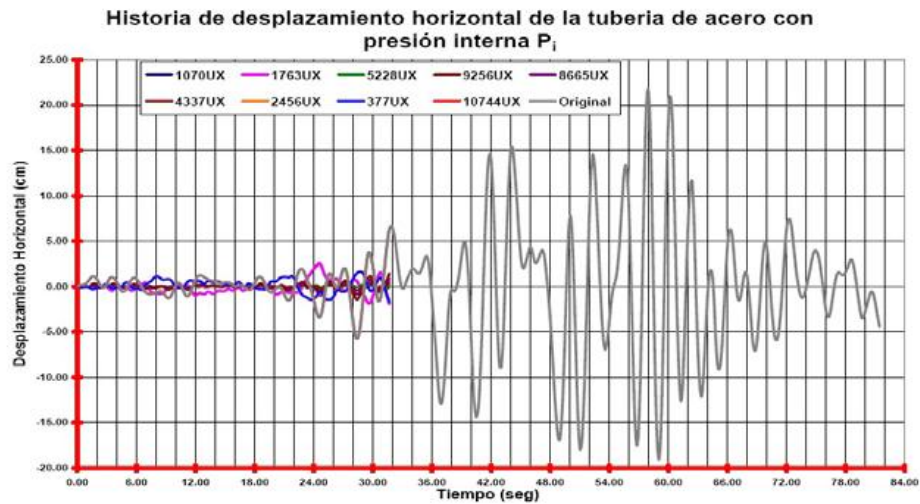


Ilustración 43. Historia de los desplazamientos horizontales máximos del segmento de tubería a una distancia del origen de $L_2=5000\text{mm}$ (Cortés y Sánchez, 2009).

Las ilustraciones muestran las respuestas sísmicas de los desplazamientos transversales del sistema para tres puntos a lo largo de la tubería ($L_1=100\text{mm}$, $L_2=5000\text{mm}$, $L_3=9000\text{mm}$) respectivamente. Se muestra también los esfuerzos de

von mises ($\sigma_{vm}=16.63\text{Mpa}$) que aparecen cerca de los extremos de la tubería, se puede ver también que la genera una configuración en flexión induciendo mayormente curvaturas en la sección transversal de la tubería.

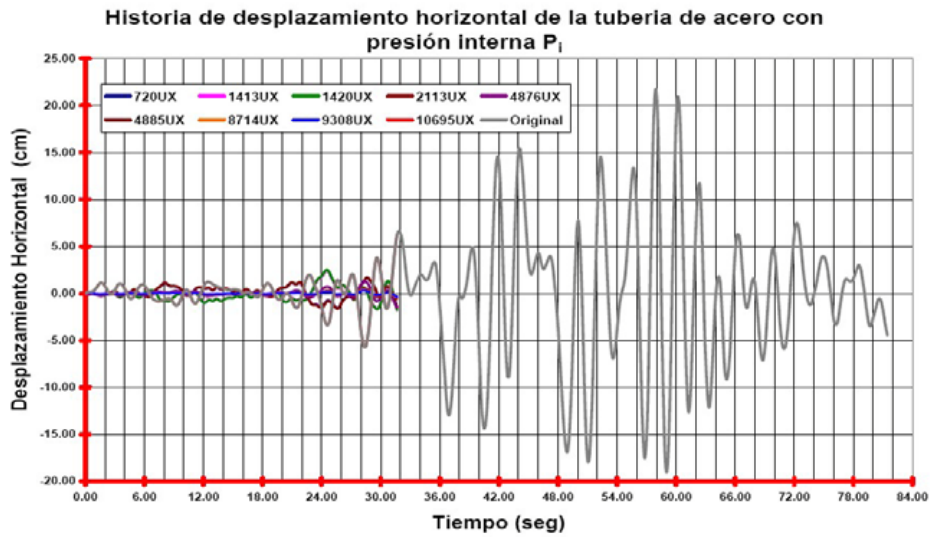


Ilustración 44. Historia de los desplazamientos horizontales máximos del segmento de tubería a una distancia del origen de $L_3=9900\text{mm}$ (Cortés y Sánchez, 2009).

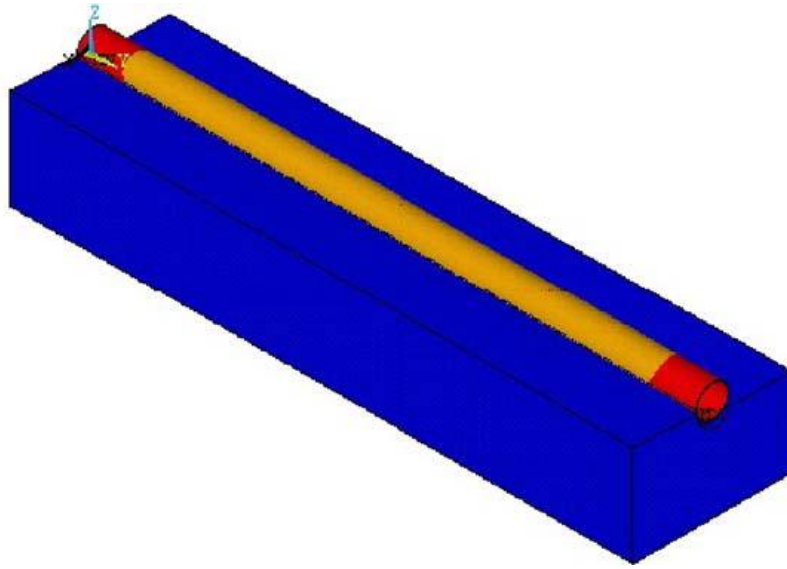


Ilustración 45. Vista en 3D, esfuerzos de Von Mises de la tubería, para una presión interna de $p_i = 5.89$ Mpa (Cortés y Sánchez, 2009).

Se realizó un análisis similar para los otros 3 casos, por lo cual se concluye que A partir de los resultados obtenidos de los modelos de interacción suelo-tubería, con la señal sísmica y las condiciones de frontera entre el suelo y el tubo, y el efecto de presión interna, se observa que en los casos estudiados a y b, cuando la excitación actúa en la dirección perpendicular a la tubería, se presenta un comportamiento en flexión de la tubería causando deformaciones, en particular curvaturas importantes en las secciones transversales del tubo simultáneamente con deformaciones radiales en el espesor de la pared, presentándose también esfuerzos máximos en los extremos de las tuberías muy cerca de las condiciones de frontera.

5.3 EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE BUCARAMANGA

Teniendo en cuenta la naturaleza de la amenaza sísmica frente a los sistemas de acueducto y sus grandes implicaciones en los aspectos físicos, operativos y financieros de la empresa y al alto impacto sobre la población, se ha pretendido actualizar el análisis de vulnerabilidad del acueducto de Bucaramanga, utilizando los resultados del estudio de microzonificación sismogeotécnica indicativa de la Ciudad, elaborado por la entidad estatal INGEOMINAS, a partir del análisis preliminar de cada componente de los sistemas de captación, tratamiento y distribución. (www.bvsde.paho.org/bvsade/e/fulltext/uni/ponen3.pdf)

El análisis comprendió la integración de la información cartográfica de la microzonificación con la del sistema de acueducto de Bucaramanga y la determinación del grado de amenaza de cada uno de los componentes, en términos respuesta sísmica local, con parámetros de aceleración y período, posteriormente se realizó la investigación de campo y revisión de planos para determinar los aspectos tales como: configuración espacial, distribución de masas, grado de deterioro, tipo y estado del refuerzo, normas de diseño, y fundaciones en el caso de las estructuras y tipo de material, grado de deterioro y entorno geotécnico para las tuberías. Con estos parámetros se analizaron las estructuras estimando su capacidad de disipación, ductilidad y derivas para conocer el grado de daño y se determinaron la cantidad de fallas esperadas para el caso de las redes y conducciones, el objetivo final es la obtención de la matriz de vulnerabilidad y riesgos del sistema de acueducto en términos de probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño, que permitirá tomar las medidas de intervención inmediatas y detectar los riesgos mas representativos, para recomendar estudios específicos de vulnerabilidad y mitigación de los componentes críticos. Las medidas para intervenir la vulnerabilidad pueden ser estructurales, aumentando la capacidad y resistencia de los elementos frente al

sismo y/o de ordenamiento de los recursos para atender el desastre, tales como planes de contingencias para rehabilitación inmediata y atención de emergencias, constitución de reservas y seguros, y otros.

La ciudad de Bucaramanga y su área metropolitana cuentan en la actualidad con un sistema de abastecimiento de acueducto, calificado como de gran calidad a nivel nacional. La cobertura de sus redes llega al 100% de la población, sirviendo a los municipios de Bucaramanga, Girón, Floridablanca, que representan 175.000 usuarios. El sistema general, comprende tres fuentes de abastecimiento principales, cuatro plantas de potabilización, 38 tanques de almacenamiento, dos bombeo principales, cuatro rebombes menores que abastecen 24 distritos de presión, que demandan una producción de 2.4 m³/s, con un índice de agua no contabilizada del 28%, que equivale a una dotación facturada de 200 lit/hab/día, Las fuentes de los ríos Tona y Frío aportan por gravedad el 80% de la demanda actual y el 20% restante lo aporta el sistema río Suratá, a través de bombeo. Sin embargo, en tiempo de fuerte verano y fenómenos del niño, las fuentes de gravedad disminuyen su producción al 50%, debiendo compensar el otro 50% el río Suratá.

Las conducciones son las tuberías que unen las plantas de tratamiento con los tanques de distribución y los tanques entre sí. Las impulsiones se refieren a las tuberías que conducen el agua impulsada por estaciones de bombeo.

La red de conducciones e impulsiones se calculan para transportar el caudal máximo diario para el período de diseño y para soportar las presiones internas de trabajo (hidrostática o hidrodinámica) a que estarán expuestas. Las válvulas mariposas, de compuerta y anulares son colocadas en puntos iniciales, finales e intermedios para dar flexibilidad y funcionamiento del sistema en caso de daño o

alguna emergencia. Función similar prestan las válvulas en las interconexiones entre tramos, colocadas en sitios estratégicos para facilitar la operación del sistema. Los materiales utilizados son: ACCP (AP) (American concrete, cylinder pipe), asbesto cemento, Acero y PVC (cloruro de polivinilo), Hierro dúctil.

Se realizaron análisis de amenaza sísmica (INGEOMINAS, 2002) para determinar la contribución individual de cada una de las fuentes sismogénicas y así identificar cuales son los escenarios que dominan la amenaza de la zona bajo estudio. En todos los casos el nivel de amenaza corresponde a un probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, es decir, un periodo de retorno de 475 años. La Tabla 4. Presenta el valor de aceleración máxima del terreno obtenida para los análisis de amenaza para fuentes individuales, que se encuentren dentro de un radio de 200 km de la zona de estudio. Se puede observar que la amenaza esta controlada por la posible ocurrencia de un sismo a lo largo de las Fallas Bucaramanga-Santa Marta, Suárez, Salinas y la Frontal de los Llanos Orientales. Sin embargo, para efectos de este estudio se pueden sintetizar los escenarios sísmicos en dos posibles: Falla Bucaramanga y Frontal de los Llanos Orientales. Lo anterior se debe a que los posibles efectos generados por un sismo en las fallas Suárez y Salinas estarían cubiertos por los escenarios escogidos.

Es de resaltar de la Tabla 4. Que de acuerdo con los niveles de actividad asignados a las diferentes fuentes sísmicas, la amenaza del área metropolitana de Bucaramanga estaría controlada por la falla frontal de los Llanos Orientales, en términos de aceleración máxima del terreno. Resultaría más lógico pensar que el escenario que controlara la sismicidad de esta zona fueran las Fallas de Bucaramanga–Santa Marta y/o Suárez que tienen tasas de actividad apreciables, magnitudes máximas probables de consideración y se encuentran en las inmediaciones del área de estudio. Entre otros, este hecho está motivado por la modelación de las fuentes sísmicas en el estudio AIS300, dado que a cada línea

fuelle se le asigna el valor de profundidad promedio. Si el mismo análisis de amenaza se hiciera, pero asumiendo profundidad

Variable en cada fuente (i. e. integrar sobre toda la profundidad), se obtendría que la falla de Bucaramanga – Santa Marta sería el escenario sísmico dominante y con un nivel de amenaza superior al establecido hoy en día por la NSR98 (i. e. $A_a > 0.3g$). Este hecho debe ser motivo de discusión, pero resultaría fuera del alcance de este estudio.

Tabla 4. Amenaza sísmica del Área Metropolitana de Bucaramanga considerando fuentes sismogénicas individuales

Fuente Sísmica	Am (g)
Todas las fuentes (200 km)	0.247
Frontal de los Llanos Orientales	0.214
Bucaramanga – Santa Marta	0.166
Salinas	0.118
Suárez	0.106
Benioff Profunda	0.078
Uribante Caparo	0.044
Boconó	0.025
Cimitarra	0.024
Palestina	0.023
Puerto Rondón	0.018

Esquema General

El esquema general para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y medidas de mitigación se da en la ilustración 46.



Ilustración 46. Diagrama para la Evaluación de la Vulnerabilidad y Medidas de Mitigación. [30]

El denominado "walkdown" o evaluación preliminar, basada en inspecciones en sitio y cálculos sencillos corresponden al Nivel 1 de análisis; el Nivel 2 es aquel para el cual se requiere un análisis más riguroso. En cualquiera de los dos casos, el resultado debe expresarse en la forma cuantitativa, para facilitar la toma de decisiones por parte de las autoridades correspondientes. Sea en el Nivel 1 ó el Nivel 2, con frecuencia algunos pronunciamientos pueden fundamentarse en estadísticas previas. Por ejemplo, el procedimiento para cuantificar el número de roturas por unidad de longitud de tuberías de distribución, puede fundamentarse en estadísticas previas.

Cálculo de la vulnerabilidad física del sistema.

Para el presente análisis, se apoyo principalmente en la información recopilada del estudio de microzonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana

de Bucaramanga, cuyos resultados se resumieron en el capítulo anterior, donde se estudiaron las amenazas potenciales y el historial de eventos sísmicos, el resultado produjo mapas geológicos, geomorfológicos, geotécnicos, de pendientes, isoperíodos y la microzonificación para el área de estudio. Para el análisis se utilizó la metodología propuesta por el CEPIS y que fue utilizada como aplicación en la Ciudad Limón, Costa Rica, contiene además un método de cálculo para estimar daños en tuberías de acueducto frente a diferentes grados de amenaza sísmica, cuyo procedimiento se explica en el anexo No.1.

En el análisis de las fuerzas sísmicas en los tanques de almacenamiento, se utilizó un modelo matemático que se basó en el efecto de la excitación sísmica del fluido sobre las paredes, análisis propuesto por G.W. Housner y A. Haroun y para el efecto de la interacción suelo-tanque los desarrollos de Monoque y Okabe., no se explicaran aquí, por su extensión.

Matrices de vulnerabilidad con respaldo estadístico: Se mencionó anteriormente el denominado "walkdown", que consiste en la inspección del sistema. Los resultados de esta evaluación preliminar, respaldada por algunos cálculos, se sintetizaron en matrices de probabilidad de daños, las cuales son únicamente matrices de vulnerabilidad fundamentadas en información estadística y/o en la experiencia de quienes lleven a cabo tal inspección. En este nivel se realizó casi toda la investigación.

Matrices de vulnerabilidad basadas en estudios analíticos En los sistemas de producción, transporte y distribución de agua potable, hay componentes para los cuales la información estadística es muy limitada o inexistente; razón por la cual la metodología propone usar de modelos matemáticos y traducir los resultados obtenidos a matrices de probabilidad de daños en los términos ya descritos. Esta herramienta, se uso solo en la estimación de daños en tuberías.

Áreas Potencialmente Inestables a las Acciones Sísmicas: El estudio de zonificación indicó algunas zonas potencialmente inestables. Sin embargo, en la mayoría de los sitios donde se encuentran elementos del sistema, se revisaron los estudios geotécnicos específicos, para identificar este tipo de problemas.

Longitud de Ruptura y Desplazamientos Permanentes de Fallas Activas: La magnitud Richter de un sismo está directamente relacionada a la longitud de ruptura o superficie del fallamiento, los desplazamientos máximos, y la caída de esfuerzos. Para los rangos promedio de caídas de esfuerzos en las zonas de ruptura, pueden resultar útiles los valores de la Tabla 5. En ella se establece la relación entre magnitudes Richter, rango de longitudes de rotura de fallas geológicas y rango de desplazamientos máximos, la cual es esencialmente válida para fallas de tipo transcurrente con focos poco profundos (entre unos 10 y 15 km de profundidad aproximadamente). Los desplazamientos permanentes asociados a sismos, descritos en la Tabla 5, son particularmente problemáticos cuando interceptan túneles, tuberías enterradas o fundaciones de edificaciones. El estudio de microzonificación no abarcó el tema de los desplazamientos, sin embargo como una aproximación del análisis se revisó los valores de la tabla 5, para el caso de los cruces de las tuberías matrices por las fallas activas cartografiadas.

COMPONENTE	CAPACIDAD	REQUERIMIENTO ACTUAL	DÉFICIT (-) SUPERÁVIT (+)	SISTEMAS REMOTOS DE ALERTA
Captación Tona	1.4 M3/s	1.5 M3/s	-0.1 M3/s	Radio VHF
Captación Bosconia	2.2 M3/s	0.4 M3/s	1.8 M3/s	Radio VHF
Captación Florida	0.7 M3/s	0.6 M3/s	0.1 M3/s	N
Aducción Río Tona	1.4 M3/s	1.5 M3/s	-0.1 M3/s	Radio VHF
Aducción Río Suratá	2.2 M3/s	0.4 M3/s	1.8 M3/s	Radio VHF
Aducción Río Frio	0.7 M3/s	0.6 M3/s	0.1 M3/s	N
Planta La Flora	1.1 M3/s	1 M3/s	-0.1 M3/s	Radio VHF/scada
Planta Morro Rico	0.4 M3/s	0.4 M3/s	0	Radio VHF/scada
Planta Bosconia	2 M3/s	0.4 M3/s	1.6 M3/s	Radio VHF/scada
Planta Florida	0.7 M3/s	0.6 M3/s	0.1 M3/s	Radio VHF/scada
Bombeo Bosconia	2 M3/s	0.4 M3/s	1.6 M3/s	Radio VHF
Impulsión Bosconia	2 M3/s	0.4 M3/s	1.6 M3/s	N
Tanque la Flora	4819M3	4819 M3	0	Radio VHF/scada
Tanque Bosconia	10000 M3	7500 M3	2500 M3	Radio VHF/scada
Tanques Norte	9626 M3	9626 M3	0	Scada
Tanque Morro Alto	4214 M3	4214 M3	0	Radio VHF/scada
Tanque Morro Bajo	8436 M3	8436 M3	0	Radio VHF/scada
Tanque Estadio	8276 M3	8276 M3	0	Scada
Tanque Malpaso	4851 M3	4851 M3	0	Scada
Tanque Pta. del Sol	5000 M3	5000 M3	0	Scada
Tanque Pan de azúcar	2500 M3	2500 M3	0	Scada
Tanque Tejar	2492 M3	2492 M3	0	Scada
Tanque Trinidad	920 M3	0	920 M3	N
Tanque San Juan	8870 M3	8870 M3	0	Scada
Tanque Mayor Girón	1770 M3	1770 M3	0	Scada
Tanque Florida	3333 M3	3333 M3	0	Radio VHF/scada
Tanque Villabel Alto	1457 M3	1457 M3	0	N
Tanque Villabel Bajo	1082 M3	1082 M3	0	N
Tanque Santa Ana	1120 M3	1120 M3	0	N
Tanque Cañaveral	5015 M3	2000 M3	3015 M3	N
SISTEMAS DE INFORMACION Y ALERTA INSTERINSTITUCIONAL		SISTEMAS DE INFORMACION Y ALERTA EN LA EMPRESA		
X Defensa Civil		€ Radio UHF		
€ Instituto Meteorológico		X Radio VHF		
€ Instituto Vulcanológico		€ Teléfono		
€ Instituto Sismológico		X Otro: SCADA		
X Comité local de Emergencias		€ Otro		
€ Otro:		SISTEMAS DE INFORMACION A LOS USUARIOS		
		X Radio		
		€ Televisión		
		X Circulares		
		€ Otro:		

Matriz 1. ASPECTOS OPERATIVOS. Nombre Sistema Agua Potable: ACUEDUCTO DE BUCARAMANGA. (Tomado de [30]).

Aspectos Físicos e Impacto en el Sistema.

En el encabezado de esta Matriz se anotó el tipo de amenaza de la zona que pudiera impactar los sistemas físicos de agua potable, así como el área de impacto. Esta área es la extensión de la eventual interrupción a la operatividad del sistema, y para su estimación se requirieron los eventos posibles del escenario sísmico seleccionado y se analizaron las consecuencias esperadas en el sistema, lo cual se facilitó superponiendo los mapas que definen el sistema y la intensidad de los efectos esperados del evento simulado.

Adicionalmente, en el encabezado se hará la selección de la prioridad general para el análisis, referida al sistema en forma global, categorizada en tres niveles correspondientes a los siguientes niveles de daño:

- Prioridad 1 (Alta): más de un 50% de componentes afectados y/o afectación de la captación y de la conducción
- Prioridad 2 (Media): entre un 25 y un 50% de componentes afectados, sin afectación de la captación y de la conducción
- Prioridad 3 (Baja): menos de un 25% de componentes afectados, sin afectación de la captación y de la conducción.

COMPONENTES EXPUESTOS	ESTADO DEL COMPONENTE	DAÑOS ESTIMADOS	TR 100 (Días)	CAPACIDAD REMANENTE INMEDIATA		IMPACTO EN EL SERVICIO (Conexiones)
				l/s	%	
SISTEMA TONA						
Cuenca Río Tona	Inestabilidad parte alta	Ninguno	0	1400 l/s	100	0
Captación Río Tona	Buen estado	No se esperan	0	400 l/s	100	0
Captación Q. Armania	Paso elevado vulnerable	Falla en tubería	8	0	0	0
Captación Q. Golondrinas	Buen estado	No se esperan	0	0	0	0
Aducción sistema Tona	Buen estado	5 daños	7	0	0	50,750
Conducción Flora-Morrórico	Regular estado	2 daños	2	0	0	0
Planta La Flora	deterioro del acero en varias estructuras	Daño estructural parcial	60	800 l/s	80	0
Planta Morrórico	Baja respuesta sísmica, antigua	Daño estructural parcial edificio	90	200 l/s	50	0
Tanque La Flora	Estructura antigua	Daño en muros	120	3600 m3	75	0
Tanque Norte Alto	Baja capacidad sísmica, placa débil	Falla parcial en muros y placa	90	0	0	7,500
Tanque Norte Bajo	Baja capacidad sísmica	Falla en muros	90	0	0	7,500
Tanque Cabecera	Buen estado	Fisuras	30	579 m3	100	0
Tanque Tejar	Buen estado	Ninguno	0	2492 m3	100	0
Tanque Trinidad	Algunas fisuras	Daño parcial	60	0	0	0
Tanque Pan de Azúcar	Antisísmico	Ninguno	0	2500 m3	100	0
Tanque Morroalto	Techo vulnerable	Caida parcial techo	7	0	0	14,580
Tanque Morrobajo	Buen estado	Ninguno	0	8436 m3	100	0
Tanque Malpaso	Baja capacidad sísmica	Avería parcial	30	3500 m3	75	0
Tanque San Juan	Buen estado	Afectación placa	2	8870 m3	100	0
Tanque Pta del Sol	Antisísmico	Ninguno	0	5000 m3	100	0
Tanque la Iglesia	Buen estado	No se esperan	0	0	0	0
Tanque Mayor de Girón	Dilatación de juntas	Daño parcial muros	30	1770 m3	100	0
Conducción Flora-tejar-trinidad	Tubería antigua, Z .fallas	10 daños	5	0	0	25,302
Conducción Flora-norte bajo	Cruce de falla	2 daños	1	0	0	18,520
Conducción Flora-norte-morro	Cruce de falla	2 daños	1	0	0	200
Conducción Morrobajo-Malpaso	Buen estado	2 daño	1	0	0	50,428
Conducción Morro-Pta del sol	Buen estado	0 daños	0	156 l/s	100	0
Cond.Morro-la Iglesia-San Juan	Buen estado	1 daño	1	0	0	19,040
Conducción Malpaso-Cañaveral	Buen estado	0 daño	0	77 l/s	100	0
Conducción San Juan -Girón	Buen estado	2 daños	1	0	0	12,715
Conducción Malpaso-Girón	Buen estado	4 daños	1	0	0	16,352
Redes de distribución	Aceptable estado	278 daños	8	840 l/s	60	40,833

Matriz 3. ASPECTOS FISICOS Y DE IMPACTO EN EL SERVICIO NOMBRE DEL SISTEMA: ACUEDUCTO METROPOLITANO DE BUCARAMANGA

TIPO DE SISTEMA: X Agua Potable € Alcantarillado

TIPO DE AMENAZA: Sísmica PRIORITYAD ⁽¹⁾: X 1 € 2 € 3

AREA DE IMPACTO: AREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA.

[Tomado de 30]

SISTEMA SURATA						
Cuenca del Río Surata	Suelos meteorizados, sector bajo, Inestabilidad	Incremento en la turbiedad	0	400 l/s	100	0
Captación Bosconia	Buen estado	1 Daño en tubería	4	0	0	29,750
Planta Bosconia	Buen estado	Caída placas en sedimentadores	120	1000 l/s	50	0
Bombeo Chitota	Buen estado	Corte de energía	2	0	0	29,750
Tanque Bosconia	Fisuras en vigas	Daño parcial placa	60	7500 M3	75	0
Tanque Estadio	Buen estado	No se esperan	0	0	0	0
Tanque Colorados	Buen estado	No se esperan	0	0	0	0
Tanque Bienestar	Buen estado	No se esperan	0	0	0	0
Tanque La Esperanza	Grietas en muros y fondo	Daño parcial fondo	120	0	0	3,175
Tanque Regadero	Talud Inestable	Daño parcial muros	120	0	0	1,180
Impulsión Bosconia-morro	Buen estado, cruce de falla	No se esperan	0	0	0	0
Conducción Bosconia-Angelinos	Buen estado	No se esperan	0	0	0	0
Conducción Angelinos-Colorados	Buen estado	1 daño	1	0	0	820
Redes de distribución	Aceptable estado	78 daños	5	240 l/s	60	11,667
SISTEMA RIO FRIO						
Cuenca Río Frio	Alta intervención antrópica en parte baja	Aumento de turbiedad > 900 NTU	7	0	0	29,196
Captación Río Frio	Vulnerable a obstrucciones	Obstrucción total	2	0	0	29,196
Canal Río Frio	Vulnerable a deslizamientos	Obstrucciones	3	0	0	29,196
Tubería de aducción Río Frio	Medio ladera vulnerable	1 daño	1	0	0	29,196
Planta Florida, sector antiguo	Baja respuesta sísmica	Caída placas, daño parcial en edificación	60	400 l/s	67	8,847
Planta Florida, sector nuevo	Buen estado	Caída de placas AC	60	200 l/s	33	19,561
Tanque Florida	Buen estado	Fisuras en muros	30	3333 m3	100	0
Tanque Caracoli	Buen estado	Ninguno	0	0	0	0
Tanque Bucarica	Corredor de falla	Fisuras en muros	30	1400 m3	100	0
Tanque El Carmen	Antisísmico	Ninguno	0	1846 m3	100	0
Tanque La Cumbre	Baja capacidad sísmica	Daño en la base	365	0	0	1,800
Tanque Villabel Alto	Buen estado	Ninguno	0	1457 m3	100	0
Tanque Villabel Bajo	Buen estado	Ninguno	0	1082 m3	100	0
Tanque Santa Ana	Buen estado	Ninguno	0	1120 m3	100	0
Tanque Bellavista	Buen estado	Ninguno	0	1064 m3	100	0
Conducción Carmen-La Cumbre	Corredor de falla	No se esperan	0	54 l/s	100	0
Conducción Villabel-Santa Ana	Buen estado	No se esperan	0	191 l/s	100	0
Cond. Florida-Santa Ana-Maipaso	Cruce de falla	7 daños	2	0	0	12,453
Conducción Florida-El Carmen	Cruce de falla	2 daños	1	0	0	5,445
Cond. Florida-Bucarica-Rultoque	Buen estado	1 daño	1	0	0	0
Conducción Florida- Girón Mayor	Bien	21 daños	4	0	0	0
Redes de distribución	Aceptable estado	119 daños	7	360	60	17500

(1) Prioridad 1 (Alta): >50% de componentes afectados y/o afectación de la captación o conducción. Prioridad 2 (Media): 25 - 50% de componentes afectados, sin afectación de la captación o conducción. Prioridad 3 (Baja): <25% de componentes afectados, sin afectación de la captación o conducción

(2) Número de conexiones afectadas en términos de calidad, cantidad y/o continuidad del servicio. [30]

6. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

Este estado del arte, se concentra en el objetivo de identificar los modelos mas usados y las nuevas propuestas realizadas por los diferentes autores con respecto a el estudio de la respuesta sísmica de tuberías enterradas, el cual es un tema que se está presentando mas comúnmente y que para infortuna de los países que han sido víctimas de estos, la falta de preparación, los ha hecho mas vulnerables a efectos devastadores y daños irreparables en cuanto a líneas vitales se refiere.

La revisión nos muestra que muchos de los modelos y métodos propuestos están basados en principios Determinísticos, enfatizando en el estudio de la dirección en la que viajan las ondas sísmicas, desarrollando muchas formulaciones simplificadas con las cuales se logra determinar los esfuerzos producidos en la tubería producto de un sismo. Es de notar que poco interés se presta a los sistemas de redes de tuberías ubicados en los puntos clave en donde ocurre una falla geológica. Específicamente, las intersecciones de los sistemas de redes bajo condiciones sísmicas aleatorias, las cuales son importantes para el análisis de riesgo sísmico, no reciben mucha atención.

Los modelos de excitación sísmica fueron relacionados en la literatura para lo cual se muestra un análisis de la vibración libre en condición simplemente apoyada de las tuberías enterradas. La tubería es modelada como un cascaron cilíndrico lineal homogéneo de material isotrópico elástico, enterrada en un medio isotrópico elástico de extensión infinita. Las vibraciones son examinadas mediante el uso de la ecuación de Fluggle. Las frecuencias naturales son obtenidas por medio de las tuberías en medio vacio o medio elástico, y dichos resultados son

comparables con las literaturas ya disponibles, encontrando un paralelo entre estos.

Se muestra un nuevo enfoque de análisis llamado FLBDWF (Finite Length Beam on Dynamic Winkler Foundation) por medio del cual se busca analizar una tubería de longitud infinita, sujeta a diferentes condiciones de extremo. El desplazamiento longitudinal axial de la tubería U , se obtiene por medio de la ecuación:

$$m \frac{\partial^2 U}{\partial T^2} - EA \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} + K(U - U_g) = 0 \quad (68)$$

Las dos condiciones de borde se denotan como extremo libre y extremo rígido, con lo cual se permite definir la tendencia en el tiempo bajo una abscisa genérica, del desplazamiento axial de la tubería. Este modelo es permite hallar las deformaciones y esfuerzos para tuberías de gasoductos de una manera efectiva, en donde la resolución a dicha ecuación se propone por tres métodos diferentes de diferencias finitas.

Con el fin de evaluar los resultados proporcionados por este modelo propuesto por Corrado (2008), y realizar un comparativo con los modelos clásicos, se desarrolla un estudio de diferentes casos, presentando resultados de la aplicación del método, el cual no fue contemplado en este compendio.

A partir de los resultados obtenidos de los modelos de interacción suelo tubería, con la señal sísmica y las condiciones de frontera entre el suelo y el tubo, y el efecto de presión interna, se observa que en los casos estudiados a y b del capítulo 5 (5.2), cuando la excitación actúa en la dirección perpendicular a la tubería, se presenta un comportamiento en flexión de la tubería causando de formaciones, en particular curvaturas importantes en las secciones transversales del tubo simultáneamente con deformaciones radiales en el espesor de las

paredes, presentándose también esfuerzos máximos en los extremos de las tuberías muy cerca de las condiciones de frontera.

De la información estadística de las redes de distribución, se determinó que existe un predominio de tuberías de PVC y asbesto cemento, en diámetros entre 2" y 4", de edad reciente las primeras y antiguas las segundas, representando casi el 70% de los 1180 km que componen la totalidad de la red del sistema, su gran mayoría está ubicada en la zona de suelo rígido con pendientes moderadas, los daños esperados de acuerdo con la metodología usada por el CEPIS, son de 55 daños en las redes matrices y 475 daños en las redes secundarias, que se presentarían 212 en tuberías de PVC, 192 en tuberías de AC y 72 en tubería HG, asumiendo un sismo de intensidad VIII, bajo las condiciones particulares de cada sector. El programa de mitigación está orientado al cambio de tuberías de AC y HG de diámetros menores, que son las que representan mayor deterioro y por ende mayor vulnerabilidad.

De la matriz de riesgos físicos, propuesta en la evaluación de vulnerabilidad y riesgo sísmico, realizada por el AMB, merece especial consideración el alto grado de vulnerabilidad que presentan los dos tanques del distrito norte que almacenan el 10% del total del sistema, son bastante antiguos, están ubicados en una zona de coluvión y tienen una baja capacidad de disipación de energía y presentan deterioro evidente. En este distrito se ubican buena parte de las clínicas y hospitales de la ciudad de Bucaramanga y el plan de mitigación contempla su actualización y reforzamiento sísmico, al igual que el planteamiento sustitutivo del mismo con un rebombeo proveniente del tanque morrobajo, con aguas del sistema Suratá.

El estudio de microzonificación de Bucaramanga, se encuentra en proceso de complementación y en la medida que vayan surgiendo nuevos resultados, se podrán entonces, generar mejores aproximaciones en las matrices de

vulnerabilidad y riesgo especialmente en temas como el de los desplazamientos permanentes.

Para realizar una propuesta de trabajo futuro, y continuar con la profundización de la temática estudiada en este compendio, debería realizarse un estudio y análisis de algún sector de tubería enterrada, del área de Bucaramanga, a partir de los acelerogramas propuestos, ya sea por la evaluación realizada por el acueducto, o por la nueva norma NSR 10, ahora en vigencia, utilizando como base, alguno de los modelos propuestos, para resolución de ecuaciones, por medio de soluciones numéricas. Existe un software, llamado ZEUS – NL, que para efectos de análisis posee una amplia librería de elementos 3D para simulación de efectos sísmicos por medio de datos de entrada, con el objeto de presentar las deformaciones que ocurren en una tubería, a causa de un sismo.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. CHIORINO M. A., G. Lausana, G. Bosco, G. FORTE - *Problemas de diseño Terremoto en la resistencia de las tuberías enterradas, con especial referencia a la tubería concretas ordinaria armado y pretensado*, A.N.D.I.S., materiales de la conferencia llevado a cabo, el Sheraton Hotel, Roma, 1983.
2. CORRADO V., D'ACUNTO B., FONTANA N., GIUGNI M. - *Estimation of dynamic strains in finite end-constrained pipes in seismic areas*, Mathematical and Computer Modelling, 2008a.
3. CORRADO V., D'ACUNTO B., FONTANA N., GIUGNI M. - *Dynamic response of water networks in seismic areas*, IABSE 17th Congress Chicago 2008, USA, September 14-19, 2008c.
4. CORRADO V., D'ACUNTO B., FONTANA N., GIUGNI M. - *A new approach for the analysis of dynamic response of continuous buried pipes in seismic areas*, Journal of Transportation Engineering, (En revisión), 2008d.
5. DATTA T.K. – *Seismic response of buried pipelines: a state-of-the-art review*, Nuclear Engineering and Design 192, Elsevier, 1999.

6. DE MARTINO G., D'ACUNTO B., FONTANA N., GIUGNI M. - *Dynamic response of continuous buried pipes in seismic areas*, ASCE Pipelines 2006 Conference, Chicago, Illinois, 2006.
7. EUROCODE8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, CEN, 1994.
8. EUROPEAN PRESTANDARD, ENV 1998-4 - *Design of structures for earthquake resistance Part 4: Silos, tanks and pipelines*, CEN, 1998.
9. MANOLIS G., PITILAKIS K., TELEPOULIDIS P., MAVRIDIS G. - *Axial and Transverse Seismic Analysis of Buried Pipelines*, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1995.
10. MAVRIDIS G., PITILAKIS K. D., - *Axial and transverse seismic analysis of buried pipelines*, Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 1996.
11. MELE M. – *Ingegneria sismica*, Springer-Verlag, Wien, New York, 1980.
12. NAGAO S., HOOJYO S., IWAMOTO T., WAKAI N. – *Measures to protect buried pipelines from earthquakes and soft ground*, EUROPIPE 1982 Conference, Paper 4, Basel, Switzerland, 1982.

13. O'ROURKE M., LIU X. – *Response of buried pipelines subject to earthquake effects*, Monograph Series #3. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, 1999.

14. VIPARELLI R., SANTORELLI S., COCCA C., PIZZA A. G. - *Dynamic response of large-diameter pipes laid in seismic areas*, BEM, 19, Roma, Italy, 1997.

15. COSENZA EDOARDO – *Notiziario Ordine Ingegneri di Napoli*, Marzo-Aprile 2003.

16. D'ACUNTO B. – *Computational methods per PDE in mechanics*, World Scientific, 2004.

17. <<http://itzamna.bnct.ipn.mx:8080/dspace/bitstream/123456789/374/1/Binder3.pdf>.> fecha de acceso 5 de enero de 2011.

18. SOLIMAN H.O., DATTA T.K. - *Response of overground pipelines to random ground motion*, Engineering Structures, Vol 18, No 7, pp 537 – 545, 1996.

19. LIU J.X., LI T.Y., LIU T.G., YAN J. - *Vibration characteristic analysis of buried pipes using the wave propagation approach*, Applied Acoustics, Vol 66, pp 353 – 364, 2005.

20. NEDJAR D., HAMANE M., BENSAFI M., ELACHACHI S.M., BREYSSE D. - *Seismic response analysis of pipes by a probabilistic approach*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 27, pp 111–115, 2007.
21. CORRADO, Virginia - *Effetti Dinamici su Condotte Interrate in zona sismica*. Napoli 2005 – 2008. Trabajo de grado (Doctorado en Análisis de sistemas ambientales). UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II. C.I.R.A.M. - Centro Interdipartimentale Ricerca Ambiente.
22. HURTADO, Jorge E - *Análisis de elementos finitos estocásticos por estimaciones puntuales y expansión espectral*. Revista internacional de métodos numéricos para Cálculo y Diseño en ingeniería. UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, vol 17, 3, 305 – 316, 2001.
23. COMO M, LANNI G. – *Elementi di costruzioni antisismiche*, A. Cremonese, 1979.
24. *Standards for aseismic civil engineering constructions in Japan*, 1980.
25. MAVRIDIS G. – *Contribution to the seismic analysis and the aseismic design of underground pipelines*, 1995.
26. CHEN WALTER W., SHIH BAN – JWU, CHEN YI – CHIH, HUNG JUI – HUANG, HWANG HOWARD – H., *Seismic Response of natural gas and*

water pipelines in the Ji – Ji earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22, 1209–1214, 2002.

27. CORTÉS SALAS CARLOS, SÁNCHEZ SÁNCHEZ HÉCTOR A. – *Deformación de tuberías de acero bajo presión interna y compresión sujetas a la acción del sismo*, IX congreso internacional de innovación y diseño basado en simulación por computadora. 2009.
28. UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER-SSI, Primeras Jornadas Sísmicas del Nordeste Colombiano, Bucaramanga, Octubre de 1992.
29. H. Agredo, S. Rivera, *Análisis y diseño antisísmico de tanques de almacenamiento y tuberías de conducción*, Bucaramanga, tesis de Grado UIS, 1984.
30. ALMEYDA W, COMPAÑÍA DEL ACUEDUCTO METROPOLITANO DE BUCARAMANGA - *Evaluación del riesgo sísmico del sistema de acueducto de Bucaramanga a partir del estudio de microzonificación sísmica indicativa de Bucaramanga Colombia.*
< <http://www.bvsde.paho.org/bvsade/e/fulltext/uni/ponen3.pdf> > , fecha de acceso 22 de marzo de 2011.
31. UNIVERSIDAD DE TSUKUBA – JAPÓN. SATO J, KUMAGAI Y.
<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/licuacion/licuacion.htm>. Fecha de acceso 20 de junio de 2011.

32. PAIS A, KAUSEL E. Approximate Formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. J. Soil dyn. Earthquake Engng. 1988, 7, 165 – 181.

33. MUGGLETON JM, BRENNAN MJ, PINNINGTON RJ. Wavenumber prediction of waves in buried pipes for water leak detection. J Sound Vibrat 2002; 249(5):939–54.

34. VANMARCKE E. Random fields: analysis and synthesis. Cambridge, MA, London, England: MIT Press; 1983.