

01149



Universidad Nacional Autónoma de México
Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería

**"Modelación del efecto de propagación de ondas
sísmicas en tuberías continuas enterradas"**

Nicolás Ageo Melchor García

Tesis

Presentada a la Sección de Geotecnia del

Programa de Maestría y Doctorado

de la

Universidad Nacional Autónoma de México

Como parte de los requisitos para obtener

el grado de

Maestro en Ingeniería (Geotecnia)

Asesor: Dr. José Raúl Flores Berrones

Ciudad Universitaria, México, D.F.

Febrero de 2005

m. 341475



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

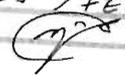
A Maribel y Diana Laura

A mis padres y hermanos

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recaptional.

NOMBRE: Nicolás Ageo
Melchor García

FECHA: 28 / FEB / 2005

FIRMA: 

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México por esta oportunidad.

Al Instituto de Investigaciones Eléctricas y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por las facilidades prestadas para la realización de este trabajo.

A mi tutor, el Dr. Raúl Flores Berrones por brindarme su apoyo, enseñanza y la oportunidad de desarrollar este tema.

A mis profesores de la Universidad, sinodales, y compañeros del IIE que de una u otra forma colaboraron para el buen desarrollo de este trabajo.

A mi esposa y a mi hija por darme todo su cariño y apoyo de manera incondicional.

A mis padres y hermanos gracias por su cariño, esfuerzo y consejos.

A nuestro creador por permitirme este logro.

Gracias

Objetivo general:

El objetivo de este trabajo es presentar un modelo numérico para el análisis de esfuerzos, y deformaciones en tuberías continuas enterradas sometidas a la propagación de ondas sísmicas. El modelo es bidimensional y esta basado en el método de elemento finito. Los resultados se comparan con modelos numéricos y experimentales existentes, en especial con el método de deformación sísmica ampliamente empleado.

Tabla de Contenido

	Página.
Objetivo general	i
Resumen	v
Notación	vii
1. Introducción	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivos particulares	3
1.3 Formato	4
2. Aspectos fundamentales para el estudio de propagación de ondas en tuberías enterradas	
2.1 Daños registrados en tuberías enterradas debido a efectos de propagación de ondas sísmicas	5
2.2 Caracterización sísmica para el análisis de tuberías enterradas	8
2.2.1 Ambiente sísmico	8
2.2.2 Determinación del movimiento sísmico por espectro de diseño	10
2.2.3 Determinación del movimiento sísmico por análisis probabilístico	13
2.2.4 Determinación del movimiento sísmico por análisis determinístico	15
2.2.5 Relaciones de atenuación	17
2.3 Características mecánicas y dinámicas del suelo	19
2.4 Características de las tuberías	21
2.5 Propagación de ondas sísmicas en tuberías enterradas	24
2.5.1 Propagación de ondas de cuerpo en tuberías	24
2.5.2 Propagación de ondas superficiales en tuberías	26
3. Estado del arte. Respuesta de tuberías a la propagación de ondas sísmicas considerando interacción suelo-tubería	
3.1 Introducción	28
3.2 Procedimiento simplificado de Newmark	28
3.3 Procedimientos que consideran la interacción suelo-tubería	30

3.3.1	Aspectos generales de la interacción suelo-estructura	30
3.3.2	Procedimiento de Sakurai y Takahashi	35
3.3.3	Procedimiento de Shinozuka y Koike	35
3.3.4	Procedimiento de M. O'Rourke y El Hmadi	37
3.4	Comparación entre procedimientos	42
3.5	Comparación con casos históricos	43
4.	Modelos numéricos utilizados en tuberías sujetas a propagación de ondas sísmicas	
4.1	Uso de modelos numéricos en el diseño sísmico de tuberías	45
4.2	Modelo de masas concentradas de Hindy y Novak	45
4.2.1	Reacción del suelo en dirección transversal	46
4.2.2	Reacción del suelo en la dirección longitudinal	48
4.2.3	Ecuaciones de la respuesta de la tubería y su solución	49
4.2.4	Resultados numéricos y análisis paramétrico	51
4.3	Modelo dinámico (análisis de respuesta multiparticularizada)	54
4.4	Modelo matemático de juntas friccionantes y modelo cuasiestático para tuberías segmentadas	58
4.5	Modelo matemático de Vassilev y Flores-Berrones para tuberías segmentadas basado en el Método del Elemento Finito (MEF)	60
4.6	Otras condiciones del sitio estudiados con modelación numérica	65
4.7	Modelo de predicción no estacionario utilizado en sistemas de tuberías enterradas	69
5.	Metodología y criterios para el análisis y diseño de tuberías continuas enterradas	
5.1	Criterios de diseño empleados por los códigos para el diseño sísmico en tuberías enterradas	75
5.2	Criterios empleados por la ASCE	75
5.3	Método de deformación sísmica de la <i>Japan Society of Civil Engineering</i>	77
5.4	Criterio para la deformación permisible	80
5.5	Ejemplo utilizando el método de deformación sísmica de la <i>Japan Society of Civil Engineering</i>	83

6.	Modelo numérico implementado y análisis de resultados	
6.1	Modelo para tuberías continuas	89
6.2	Hipótesis del modelo	89
6.3	Descripción del modelo	91
6.3.1	Idealización estructural y discretización del sistema en elemento finito	91
6.3.2	Obtención de la rigidez y vectores de carga de cada elemento	93
6.3.3	Ensamble de la Matriz de rigidez y vector carga en el sistema global	104
6.3.4	Solución del sistema de ecuaciones algebraicas para obtener los desplazamientos nodales	104
6.3.5	Evaluación de esfuerzos y deformaciones en tuberías	105
6.3.6	Evaluación de esfuerzos principales en la masa de suelo	107
6.4	Resultados del modelo numérico	108
6.4.1	Análisis utilizando un vector de carga de tipo sinusoidal	108
6.4.2	Análisis considerando longitud de ondas superficiales	114
6.4.3	Análisis en sitios con superficie inclinada en el manto de roca	118
6.4.4	Discusión de resultados	125
7.	Conclusiones	127
	Referencias	131
	Anexo	A-1

Resumen

Este trabajo presenta el estado del arte sobre el comportamiento de tuberías enterradas ante efecto de propagación de ondas sísmicas. Una especial atención ha sido dada a la modelación del sistema suelo-tubería. Algunos modelos analíticos son presentados y discutidos con gran detalle.

Se trata de contribuir en particular en los siguientes aspectos:

Primero, intenta ser un trabajo de referencia para los ingenieros geotecnistas que se enfrentan a problemas relacionados con el fenómeno propagación de ondas sísmicas en estructuras enterradas o problemas afines, ya que dentro de la literatura consultada existen muchos principios aquí presentados que están relacionados con la ingeniería sísmica, el módulo de reacción, así como también con expresiones o investigaciones realizadas en pilotes.

Segundo, se presenta un modelo numérico cuasiestático que analiza la tubería continua a través de un vector de fuerzas de tipo senoidal. El análisis de los esfuerzos y deformaciones que le trasmite el suelo a la tubería se hace utilizando un modelo de interacción suelo-tubería. Para un nivel bajo de deformaciones se considera un comportamiento de transferencia elástico en la interfaz suelo-tubería. En el caso de deformaciones mayores se supone que se presenta deslizamiento debido a que el suelo circundante presenta falla por cortante en el suelo que lo rodea. El análisis cubre únicamente el caso de deformaciones axiales en tramos rectos .

Finalmente, intenta dar una serie de recomendaciones para futuros trabajos de investigación sobre la modelación de tuberías enterradas.

En este trabajo, la influencia de varios aspectos sobre la respuesta de tuberías a la propagación de ondas sísmicas son analizados y discutidos; tales como las condiciones de topografía, geología, estratigrafía del suelo y los cambios de rigidez en el suelo que se encuentra alrededor de la tubería.

NOTACION

a	= aceleración del terreno
ds	= incremento del área
dx, dy	= incremento de la coordenada x y y
e	= expansión contracción en juntas
f	= fricción por unidad de área
$\{f\}$	= vector de carga puntual en el elemento finito
g	= aceleración de la gravedad
l	= longitud del elemento finito de la viga
m	= masa del elemento finito
$\{q\}$	= carga distribuida por unidad de área.
r, s	= coordenadas en el sistema local
$u, v,$	= componentes del desplazamiento en los ejes X y Y
x, y	= coordenadas en el sistema global
z	= Profundidad de la superficie del terreno al centro de la tubería
A	= área transversal del elemento viga (tubería)
$[B]$	= matriz de forma de deformaciones
C	= cohesión
C_s	= constante del resorte
D	= diámetro externo
$[D]$	= matriz de elasticidad
E	= módulo elástico de Young
E_1	= módulo de Young en el plano perpendicular al plano de isotropía
E_2	= módulo de Young en el plano de isotropía
E_e	= energía potencial
$E(u, v)$	= energía de deformación elástica
$E(q)$	= trabajo de distribución en los puntos nodales
F, F_i	= fuerza nodal
$\{F_e\}$	= vector de carga del elemento
$\{F_m\}$	= vector de carga global
F_s	= fuerza sísmica en el elemento finito
G	= módulo de cortante
G_1	= módulo de cortante en el plano perpendicular al plano de isotropía
G_2	= módulo de cortante en el plano de isotropía
H	= espesor del estrato superficial
J	= matriz Jacobiana
K	= coeficiente pasivo de presión de tierra
K_{is}	= coeficiente de estabilidad local
K_x	= coeficiente del módulo de reacción
$[K]$	= matriz de rigidez global
$[K_e]$	= matriz de rigidez local
N	= función de forma (o desplazamiento)
S	= superficie del elemento finito
S_v	= velocidad espectral
T	= periodo natural
U_h	= amplitud de desplazamiento
γ	= peso volumétrico del suelo

γ_p, γ_s	= ángulo de incidencia de la onda P y de la onda S
ε_g	= deformación del terreno
ε_j	= deformación de la junta
ε_p	= deformación axial de la tubería
$\varepsilon_x, \gamma_{xy}$	= componentes de la deformación en x, directa y de cortante
$\varepsilon_y, \gamma_{xy}$	= componentes de la deformación en y, directa y de cortante
$\{\varepsilon\}$	= vector de deformación
ϕ	= ángulo de fricción interna
ϕ_{gp}	= dirección predominante del terreno
σ_x, τ_{xy}	= componentes de esfuerzo en x
σ_v	= esfuerzo vertical
Δl	= desplazamientos relativos

Capítulo 1. Introducción

1.1 Antecedentes.

El efecto sísmico ha sido causa de falla en sistemas de tuberías de agua, oleoductos y gasoductos. Los daños causados por los fuertes sismos del pasado siglo a las tuberías se han documentado e investigado (Ayala y Rascón, 1979, Elhmadi y O'Rourke, 1990, Flores Berrones, 1986, O'Rourke y Ayala, 1990,1993). Un ejemplo de ello es el sismo ocurrido en nuestro país en 1985, cuyo epicentro fue entre Michoacán y Guerrero, y el cual afectó seriamente a varias tuberías, tanto en el Distrito Federal como en el Puerto Industrial Lázaro Cárdenas. Daños semejantes han ocurrido en fechas más recientes, como es el caso de los sismos de Loma Prieta en 1989 (Distrito de Marina), Northridge, 1994, en California, E.U.A., y en Kobe, Japón, en 1995.

Actualmente, se realizan estudios e investigaciones en todos los países con problemas sísmicos, con la finalidad de tomar medidas preventivas y operativas que permitan la resistencia de las tuberías ante la acción de los sismos. El conocimiento que se tiene hasta el momento en esta materia se ha derivado principalmente de observaciones durante casos y experiencias de investigadores que por muchos años han venido trabajando para resolver este problema; han sido los investigadores japoneses y norteamericanos los que más han avanzado en este campo.

La respuesta sísmica de tuberías enterradas es sustancialmente diferente a la de las estructuras que se encuentran sobre el terreno. Para el diseño sísmico de edificios usualmente se asume que los desplazamientos del suelo en el nivel de la cimentación están en fase. Esto quiere decir que el movimiento de todos los puntos en el nivel de cimentación son idénticos. La situación es completamente diferente para una estructura larga como es el caso de las tuberías enterradas. Como las ondas sísmicas se propagan fuera de la región epicentral, el movimiento en dos puntos sobre la tubería enterrada estarán fuera de fase permitiendo desplazamientos relativos sobre la longitud de la tubería y deformaciones axiales. Además, los sistemas de tuberías forman una larga y compleja red compuesta de una variedad de componentes que incluyen juntas, tes, codos, puntos rígidos y otros.

Las principales fallas o daños en tuberías enterradas en eventos sísmicos se deben principalmente a los efectos de propagación de ondas y los debidos a deformación permanente del terreno PGD (como es el caso de deslizamientos de taludes, licuación de arenas y asentamiento sísmico). La configuración o amplitud máxima de los desplazamientos sísmicos puede calcularse si se conocen las características geológicas y los parámetros dinámicos de los estratos que integran la masa del subsuelo, además de la respuesta de aceleración del terreno.

Dentro de los casos históricos de falla en tuberías en nuestro país, podemos mencionar los presentados en los sismos de 1985 en los cuales se reportó que el

sistema de tubería de agua potable de la ciudad de México se rompió en más de 7 mil puntos (Munchener, 1986). De acuerdo a las investigaciones realizadas, las causas que originaron las fallas fueron:

- Falla en el material de la tubería. O'Rourke y Ayala (1990) atribuyeron la falla de una tubería de acero soldada de 42 pulgadas de diámetro y 5/16 de pulgada de espesor, grado X-42 a la propagación de ondas sísmicas. El problema se presentó por el material de las tuberías o de sus juntas, que al ser sometidas a esfuerzos provocados por el movimiento del terreno durante la transición de las ondas sísmicas, se rompieron. Este efecto ocurre cuando las ondas se propagan a lo largo de la tubería, desarrollándose deformaciones axiales y flexionantes por el desplazamiento relativo entre ésta y el suelo. (ver foto 1.1)



Foto 1.1 Daño en tubería de acero debido a propagación de ondas. Ciudad de México (1985)

- Grandes desplazamientos del terreno. Otros casos de falla se presentaron en el cruzamiento de una línea por una falla del terreno que experimentó movimientos importantes durante el temblor, como fue el caso del acueducto Tláhuac. Las estrategias que existen para analizar este efecto son: de tipo determinístico, que requiere del diseño del cruzamiento de la tubería por cada falla a fin de resistir los movimientos de la misma durante la vida útil de la obra, y el probabilístico, el cual conlleva un bajo riesgo de ruptura de la tubería que se analiza, con las consecuencias que ello implica. La forma de análisis dependerá de factores tales como: el tipo y la localización de la falla, la probabilidad y el nivel de riesgo, el costo y las consecuencias de ruptura.
- Licuación o densificación de materiales granulares en estado suelto y saturado. Cuando ocurre dicho fenómeno (perdida de resistencia al esfuerzo cortante en el suelo), la tubería puede dañarse debido a diferentes causas, como son:

desplazamiento lateral del terreno junto con la tubería; asentamientos o movimientos bruscos del terreno debido a falla por capacidad de carga de cimentaciones continuas en los sitios donde se encuentra la tubería; y por flotación de la tubería. Su análisis se hace determinado la susceptibilidad a la licuación de los depósitos de suelos (ASCE, 1984 y National Academy, 1985).

- Se detectó, además, otro par de efectos que puede dañar las tuberías: uno es el de las grietas en el terreno, y el otro es debido al deslizamiento de taludes naturales o terraplenes donde pasa la tubería.

Podemos resumir en general de acuerdo con las investigaciones presentadas en la literatura internacional, que las fallas en tuberías debido a sismos se pueden atribuir a las siguientes causas:

- a) Desplazamientos relativos de ambas caras de una falla geológica.
- b) Deformaciones permanentes del terreno PGD (deslizamientos de taludes, licuación inducida por corrimiento lateral).
- c) Propagación de ondas en el suelo (deformaciones transitorias).

De acuerdo a estudios y evaluaciones sísmicas realizadas por Hall y Newmark (1977), y O'Rourke y Castro (1980), la propagación de ondas es el tercer gran efecto que produce daños a las tuberías. Pero debido a que los efectos que le preceden (superficies de fallas y licuación de suelos) pueden ser evitados al seleccionar el terreno donde se colocará la tubería, los efectos de propagación de onda son de mayor interés desde el punto de vista del diseño.

1.2 Objetivos particulares.

En este documento se hará un análisis respecto al cómo se debe tomar en cuenta el efecto de las ondas sísmicas en el comportamiento de las tuberías enterradas para fines de diseño. El análisis comprende fundamentalmente los criterios recomendados en Japón y en los Estados Unidos de América. Se puede observar que actualmente nuestro país no cuenta con una norma oficial vigente para el diseño sísmico de tuberías continuas enterradas.

Por otro lado, como contribución a la investigación del tema se desarrolla un modelo matemático para el análisis de tuberías enterradas continuas, basado en el modelo presentado por Vassilev y Flores-Berrones (1995), empleado en tuberías rectas segmentadas, con el cual se pretende obtener la respuesta de tuberías continuas enterradas, es decir, obtener las esfuerzos y deformaciones axiales del terreno y de la tubería, debidos a efectos de propagación de ondas sísmicas. Como parte central del modelo, se parte que las deformaciones en tuberías continuas son función de la longitud de ondas superficiales.

Con el modelo se realiza un análisis paramétrico para diferentes longitudes de onda y condiciones del terreno. Para validar el modelo se emplean registros de datos reales de tuberías que presentaron daños en sismos anteriores.

1.3 Formato.

En este primer capítulo se presenta información general sobre las principales causas que originan daños en tuberías enterradas cuando son sometidas a efectos sísmicos.

En el capítulo 2 se presentan los aspectos fundamentales a conocer sobre la caracterización sísmica, gotécnica y de las tuberías. Además, se plantean los fundamentos de propagación de ondas en tuberías continuas.

En el capítulo 3 se presentan las principales investigaciones realizadas respecto a la interacción suelo-tubería y la respuesta de tuberías al efecto de propagación de ondas sísmicas, es decir, se presenta un estado del arte.

En el capítulo 4 se hace un análisis detallado de los modelos numéricos investigados.

En el capítulo 5 se presenta la metodología y los diferentes criterios empleados en el diseño de tuberías continuas enterradas propuestas en los códigos de diseño de tuberías.

En el capítulo 6 se presenta el modelo numérico y la validación de éste, comparando los resultados con casos reales documentados.

Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las recomendaciones y conclusiones obtenidas del estudio realizado.

Capítulo 2. Aspectos fundamentales para el estudio de propagación de ondas en tuberías enterradas

2.1 Daños registrados en tuberías enterradas debido a efectos de propagación de ondas sísmicas.

A nivel mundial han existido algunos acontecimientos sísmicos, tales como los sismos de Santa Rosa, E.U. 1969, Coalinga, E.U. 1983, y los temblores de 1985 de Michoacán (Flores, 1986), para los cuales la propagación de las ondas sísmicas fue la principal causa de roturas en los sistemas de tuberías de agua.

En nuestro país las tuberías enterradas han presentado daños y roturas debidos a la propagación de ondas sísmicas, principalmente en los sismos del 14 de marzo de 1979 (Ayala y Rascón, 1979) en las costas de Guerrero, que se sintió en el Distrito Federal con intensidad máxima de VII en la escala de Mercalli modificada, y el del 19 de septiembre de 1985, en la ciudad de México y en Lázaro Cárdenas (Flores, 1986). Para la ciudad de México las zonas II y III (de acuerdo a la regionalización local) son susceptibles de estas fallas, ya que en ellas se puede rebasar la intensidad VII de la escala de Mercalli.

En el primer caso, la causa de falla fue que las juntas no tuvieron la holgura suficiente para absorber las deformaciones ocasionadas por el temblor, por lo que algunos tramos contiguos chocaron, sufriendo impactos en sus caras adyacentes. (ver foto 2.1) Para evitar este tipo de falla se ha propuesto que se deje holgura suficiente en las juntas, donde el tamaño mínimo recomendable de dichas holguras dependerá de los desplazamientos del sismo de diseño, compresibilidad del suelo de desplante, longitud y diámetro de los tramos y de las rigideces de la tubería y de las juntas.

En los acontecimientos de 1985, provenientes de Michoacán, el cociente del daño atribuido a la propagación de ondas, para el sistema de abastecimiento de agua en la zona del lago (zona de suelo blando) de la Ciudad de México, fue de cerca de 0.45 reparaciones por km. Las delegaciones Tlahuac y Xochimilco presentaron una relación de daño de 1.7 rupturas en 7 km.

Dentro de la literatura consultada se encontró que existen varias relaciones para obtener el daño sísmico de tuberías, basadas en correlaciones empíricas entre los daños observados, (reparaciones por kilómetro) y mediciones del movimiento del terreno.

Katayama et al. (1975) dibujaron la relación de daños como una función de la aceleración máxima; en esta correlación no se distinguen las causas. Eguchi (1983) fue de los primeros investigadores en separar los daños debidos a propagación de ondas y los debidos a desplazamiento permanente del terreno. Eguchi resumió la falla de tuberías debidas a propagación de ondas en función de la intensidad de Mercalli

modificada para diversos sismos en los Estados Unidos y desarrolló relaciones de fragilidad para seis diferentes tipos de materiales de tuberías. Posteriormente, Eguchi (1991) modificó su relación y obtuvo una curva bilineal mostrada en la figura 2.1, donde AC = asbesto cemento, CONC = concreto, CI = acero fundido, PVC = Cloruro de polivinilo, WSCJ = acero soldadas con juntas calafateadas, WSGWJ = acero soldado con juntas soldadas, DI = acero dúctil, PE = polietileno. Se hace notar que los daños se incrementan rápidamente para escalas de Mercalli mayores o iguales a 8.

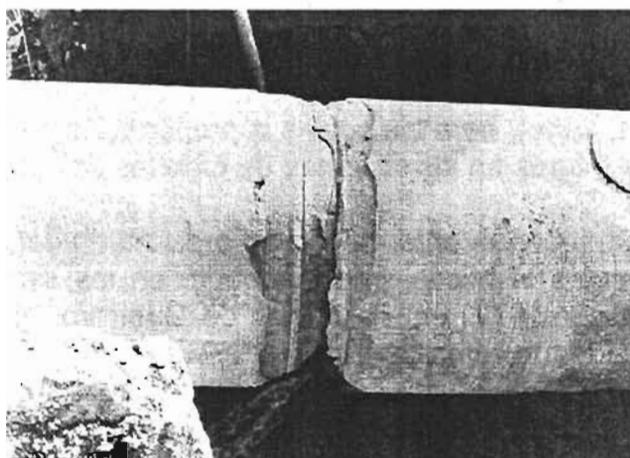


Foto 2.1 Daño por impacto en caras adyacentes de una tuberías, debido a propagación de ondas

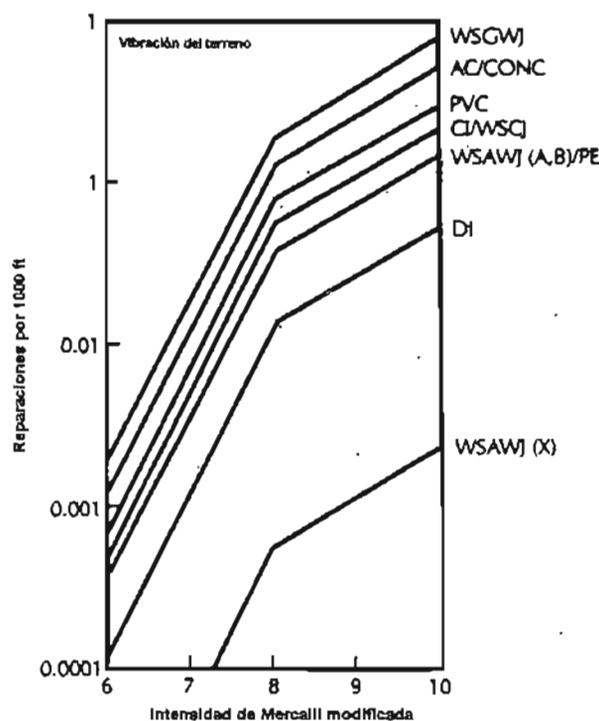


Fig. 2.1 Daño en tuberías debido a propagación de ondas versus intensidad de Mercalli modificada (Eguchi, 1991).

Barenberg (1988), basado en tres sismos ocurridos en Estados Unidos, estableció una relación empírica entre el daño por propagación de ondas en una tubería de acero fundido y la aceleración horizontal máxima o la velocidad de la partícula. En la figura 2.2 se puede observar que se esperaba que el daño de la tubería correlacionara bastante bien con la velocidad máxima horizontal del terreno, puesto que, como será demostrado más adelante, la deformación del terreno y de la tubería es una función de la velocidad máxima.

Incluyendo datos adicionales a partir de otros tres terremotos, O'Rourke y Ayala (1993) prepararon un diagrama actualizado de la relación de daño debido a propagación de la onda versus velocidad máxima del terreno, la cual incluye tuberías de acero fundido, tuberías de concreto, tuberías de concreto pre-tensado y tuberías de asbesto-cemento. Ambas relaciones se muestran en la figura 2.2, donde la línea recta de mejor ajuste de O'Rourke y Ayala para todos los puntos registrados, da los valores más altos de daños en comparación de los dados por Barenberg. Los valores estimados algo más altos de los daños usando la relación de M. O'Rourke y Ayala no fueron debido a la inclusión de otros materiales de tubería, con excepción del acero fundido; se piensan que son debidas al menos en parte a los efectos de la corrosión y de las condiciones variables de la subsuperficie.

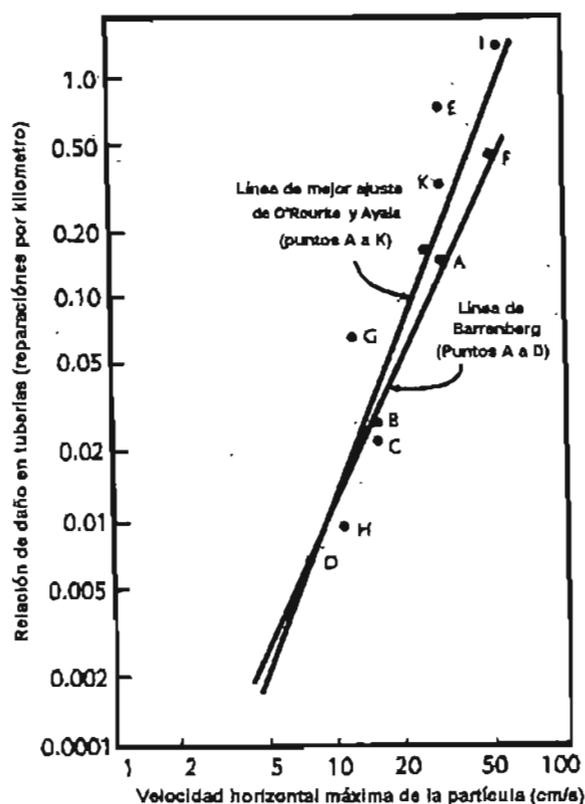


Fig. 2.2 Daño por propagación de ondas en sistemas comunes de tuberías de agua versus velocidad horizontal máxima de la partícula. (Tomado de O'Rourke y Ayala, 1993)

Recientemente, varios investigadores han desarrollado relaciones empíricas de daños debido a propagación de ondas para diversos materiales de tubería (Eidinger et al., 1995) o para diversas gamas del diámetro (Honegger, 1995). Aunque las curvas individuales de regresión difieren algo de las de la figura 2.2, los puntos de referencias todavía caen en la banda general mostrada en la figura 2.2 y la dispersión de los puntos de referencias es similar.

2.2 Caracterización sísmica para el análisis de tuberías enterradas.

2.2.1 Ambiente sísmico

México es de los países con mayor riesgo sísmico en una gran parte de su territorio. La actividad sísmica en México se origina principalmente por los movimientos interplacas de subducción, movimientos de fallas normales en la placa oceánica subducente y movimientos intraplacas en la superficie de la corteza.

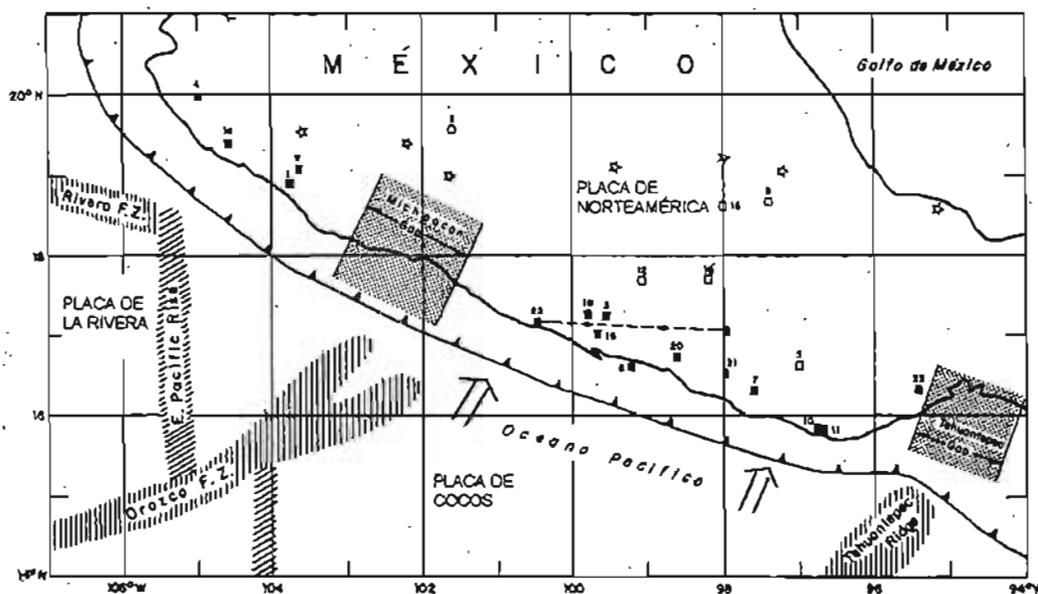


Fig.2.3 Placas tectónicas en la costa de México. (Singh, 1981)

Se ha investigado que los sismos de magnitud Richter mayor de 7.0 a lo largo de la costa de México son causados por la subducción de la placa de Cocos o de la Rivera, bajo la placa de Norteamérica (Singh, 1981). La placa oceánica de Cocos se mueve en dirección de convergencia frontal con las placas de Norteamérica y del Caribe (figura 2.3). A pesar de que el movimiento convergente es constante, la fricción a lo largo del contacto entre las placas impide que estas se deslicen, produciéndose una deformación debido a la acumulación de esfuerzos. Este movimiento convergente entre la placa oceánica de Cocos y la placa continental de Norteamérica, a lo largo de la Trinchera Mesoamericana (TMA) frente a las costas de Colima se estima que tienen una velocidad relativa de unos 5 cm/año y de 8 cm/año cerca de Tehuantepec (Singh and Suárez, 1987). Esto es, cada año se acumulan 5 cm de deslizamiento relativo

entre las placas cercanas a Colima. Parte de este movimiento se acumula en forma de energía elástica, la cual se libera súbitamente a través de un gran temblor. Al ocurrir un temblor, se produce un deslizamiento a lo largo de la superficie de contacto y la placa de Cocos se mueve relativa a la placa de Norteamérica. Al producirse este deslizamiento de placas se producen ondas transversales y longitudinales (ondas de cuerpo) que viajan en diferentes direcciones y transportan la energía liberada. Las ondas de cuerpo que llegan a la superficie terrestre pueden seguir transmitiendo la energía que llevan a través de las ondas superficiales (Rayleigh o Love). Este proceso se ha repetido a lo largo de millones de años. En todos estos años, la placa de Cocos ha penetrado el manto que se encuentra bajo la corteza terrestre. Para poder ver esta placa subducida, se grafican los sismos en una sección transversal; el patrón que se forma se le denomina la zona de Benioff, la cual es una imagen de la placa en subducción.

Kelleher, en 1973, identificó brechas sísmicas a lo largo de la zona de subducción Mexicana, las cuales tienen relativa independencia de movimiento y con alto potencial sísmico (figura 2.4).

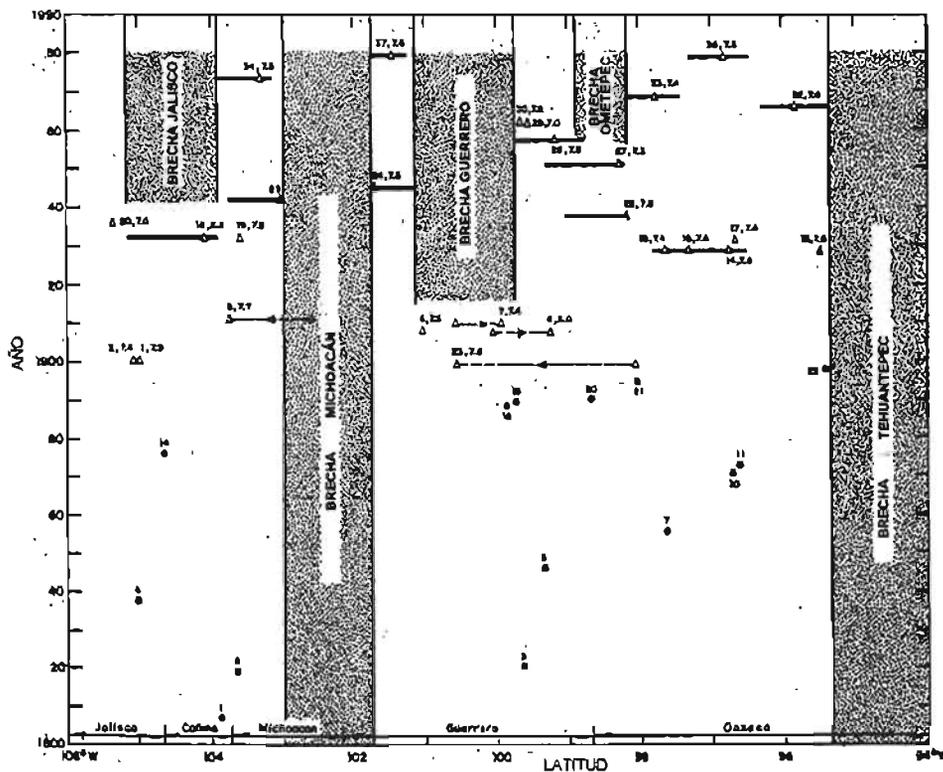


Fig. 2.4 Brechas sísmicas respecto al espacio de tiempo (Singh, 1981)

Descripciones históricas sugieren que en 1787, México sufrió un gran terremoto de magnitud Richter del orden de los 8.5. El sismo del 19 de septiembre de 1985 de magnitud 8.1, fue originado por una falla a una profundidad de 18 km , abarcando una

longitud de 170 Km a lo largo de la trinchera de Acapulco (Munchener, 1986) y rompió la brecha de Michoacán cuyo potencial sísmico era previamente incierto. Actualmente las brechas de Guerrero y de Tehuantepec, son las que parecen tener un alto potencial sísmico. Los periodos de recurrencia estimados (Singh and Suárez, 1987) para sismos interplacas a lo largo de la subducción de México se encuentran entre 30 y 75 años.

Los sismos presentados en los últimos años pueden ser consultados en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes, que está constituida por la información disponible de redes, estaciones, instrumentos, instituciones, acelerogramas y sismos registrados en México en los últimos 36 años. Esta información está procesada en una base de datos homogénea y con formatos estándar. La mayor parte de la información procesada ha sido ya publicada por medio de diferentes catálogos y en discos compactos. (<http://www.mexaceldb.unam.mx/db/>)

Las características de un movimiento sísmico en cualquier sitio están influidas por un número de factores (Seed y Idriss, 1982) , como son:

- a) La magnitud del sismo
- b) Distancia epicentral y profundidad focal del máximo sismo esperado
- c) Características geológicas de la roca a lo largo de la trayectoria de la onda transmitida, del origen al sitio
- d) Mecanismo de la fuente
- e) Las condiciones locales del suelo (efectos de sitio).
- f) Efectos de interferencia de onda relacionados a la dirección y velocidad de la ruptura de la falla.

De éstos, podemos mencionar que la variación de la intensidad del movimiento del terreno, respecto a la distancia de la fuente energética, ha sido estudiada por varios autores, teniendo como resultado varias leyes semi-empíricas de atenuación.

Las fuentes sísmicas pueden variar significativamente en forma y dimensión; se clasifican en fuentes puntuales, lineales y de área. El uso de una fuente puntual ha dado buenos resultados en sismos de baja magnitud. Las fuentes lineales pueden ser usadas para modelar fallas (i.e. la falla de San Andrés tienen una longitud cercana de 970 km). Las fuentes de área pueden extenderse sobre regiones y son menos simples para identificarlas que las fuentes lineales (i.e. alrededores de las fallas de San Andrés y Hayward, cercanas a San Francisco).

2.2.2 Determinación del movimiento sísmico por espectro de diseño

Para evaluar los efectos de propagación de ondas sísmicas en tuberías enterradas, se debe comenzar por obtener un valor del movimiento sísmico del sitio en donde se aloja o se alojará la tubería. Las fuerzas sísmicas producen desplazamientos relativos al suelo de acuerdo a su magnitud, de tal manera que se puede decir que las fuerzas sísmicas producidas en un sitio son directamente proporcionales a las aceleraciones, es decir:

$$F = ma = v\gamma \frac{a}{g} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

Donde:

m = masa del suelo

γ = Peso volumétrico

v = Volumen de el suelo

a =Aceleración del terreno

El factor sísmico se determina generalmente a partir de la aceleración máxima del terreno, que está definida como el valor máximo de la aceleración contenida en un registro particular, como el presentado en la figura 2.5. O bien a través de la aceleración efectiva que está definida como el nivel de aceleración de diseño ($\frac{2}{3} a_{max}$) obtenido de espectros de diseño como el mostrado en la figura 2.6. El uso de mapas de peligro sísmico (fig. 2.7), ayuda también a estimar este parámetro.

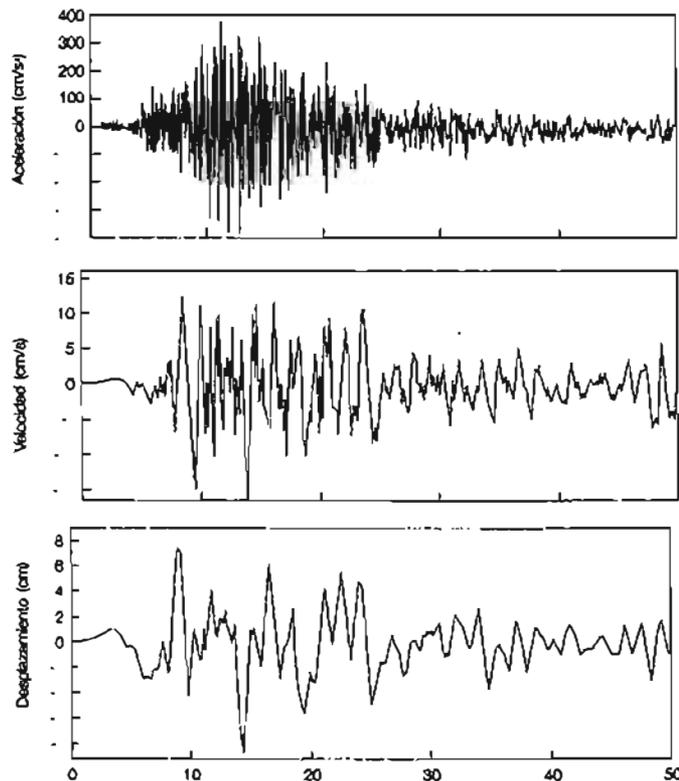


Fig.2.5 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento durante el sismo de Manzanillo, del 9 de octubre de 1995 (J. Aviles, 1997)

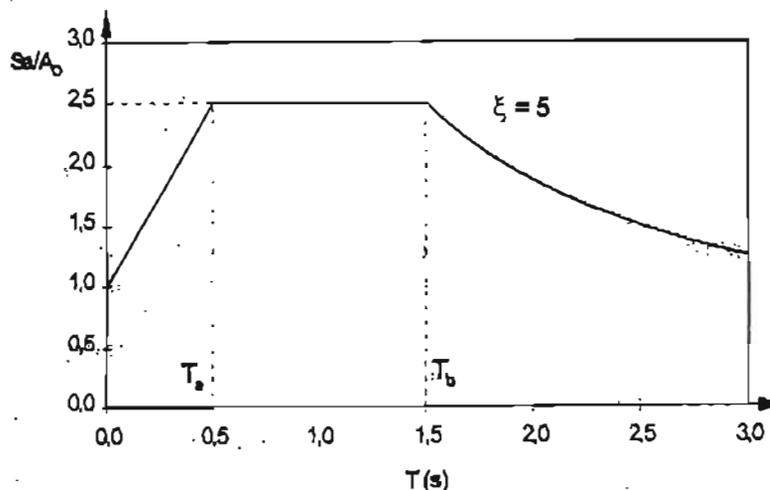


Fig. 2.6 Espectros de diseño normalizado, para 5% de amortiguamiento estructural, para la Republica Mexicana, (según manual de CFE, 1993)

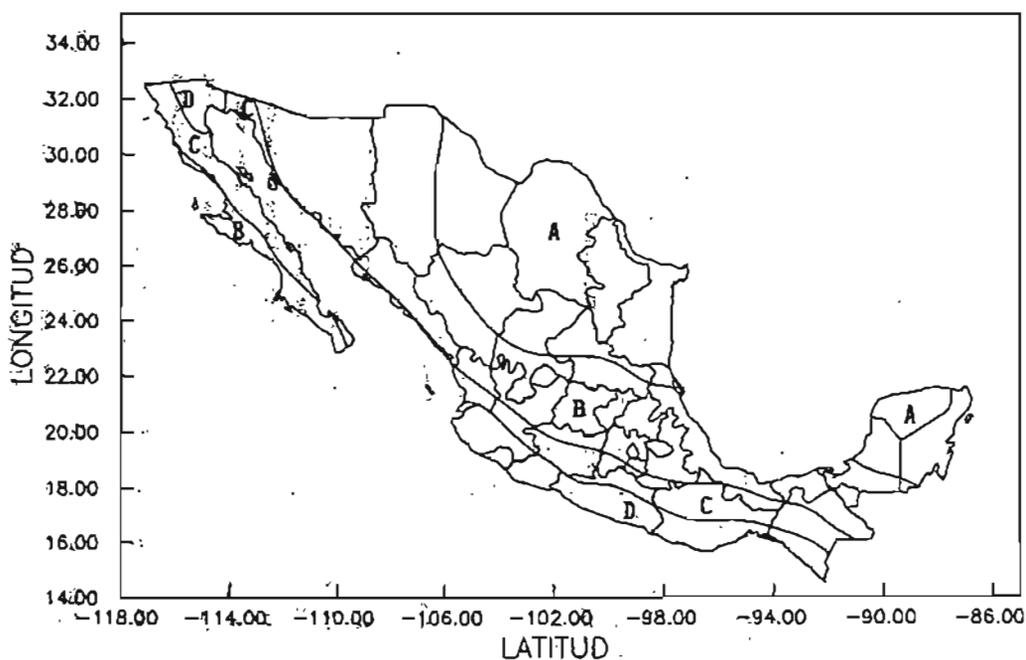


Fig. 2.7 Regionalización sísmica de la Republica Mexicana (MDOC, CFE)

Para nuestro caso en particular se procura obtener la velocidad o la aceleración máxima del terreno ya que, como se demuestra más adelante, estos valores se emplean en la obtención de los desplazamientos o deformaciones axiales máximas del suelo.

Para el caso en que la sismicidad sólo esté representada por la aceleración máxima del terreno, existen relaciones V_{g-max}/A_{g-max} que pueden ser empleadas; un ejemplo de

estas relaciones se da en la tabla 2.1.

Material	V_{g-max}/A_{g-max} (cm/seg) / g		
	Newmark	Seed et al	Ayala y Rascón
Roca	61	66	
Suelo duro		114	
Granular profundo		140	
Aluvial	122		
Arcilla C. de México			304

Tabla 2.1 Relaciones de aceleración máxima y velocidad máxima (O'Rourke y El Hmadi,1988)

Rascón y Muñoz (1985) trazaron gráficas de la relación entre V_{g-max} y A_{g-max} para sismos registrados en suelo blando y duro en el Distrito Federal; después de ajustar a una recta por mínimos cuadrados se obtuvieron las siguientes ecuaciones:

Para suelo blando:

$$\dot{V}_{max} = 0.3A_{max} \quad \dots\dots (2.2)$$

Para suelo duro:

$$\dot{V}_{max} = 0.27A_{max} \quad \dots\dots (2.3)$$

Cuando se requiere una mejor predicción sísmica, es necesario realizar un análisis probabilístico o determinístico en el o los sitios que se estén considerando para ubicar la tubería.

2.2.3 Determinación del movimiento sísmico por análisis probabilístico

El análisis probabilístico consiste básicamente en los siguientes cuatro pasos:

- a) identificación de las fuentes sísmicas potenciales
- b) evaluación de esas fuentes
- c) desarrollo de los modelos de atenuación
- d) producción de las curvas que expresan la tendencia de exceder ciertos niveles del movimiento del suelo para un determinado periodo de retorno.

La caracterización de los orígenes sísmicos involucra al menos dos parámetros: el número de sismos n_w , con una magnitud mayor que m ($m \geq m_0$, en el cual m_0 es la

magnitud más pequeña de consideración en ingeniería) y el índice anual de ocurrencia de sismos v , de cualquier magnitud mayores que m_0 .

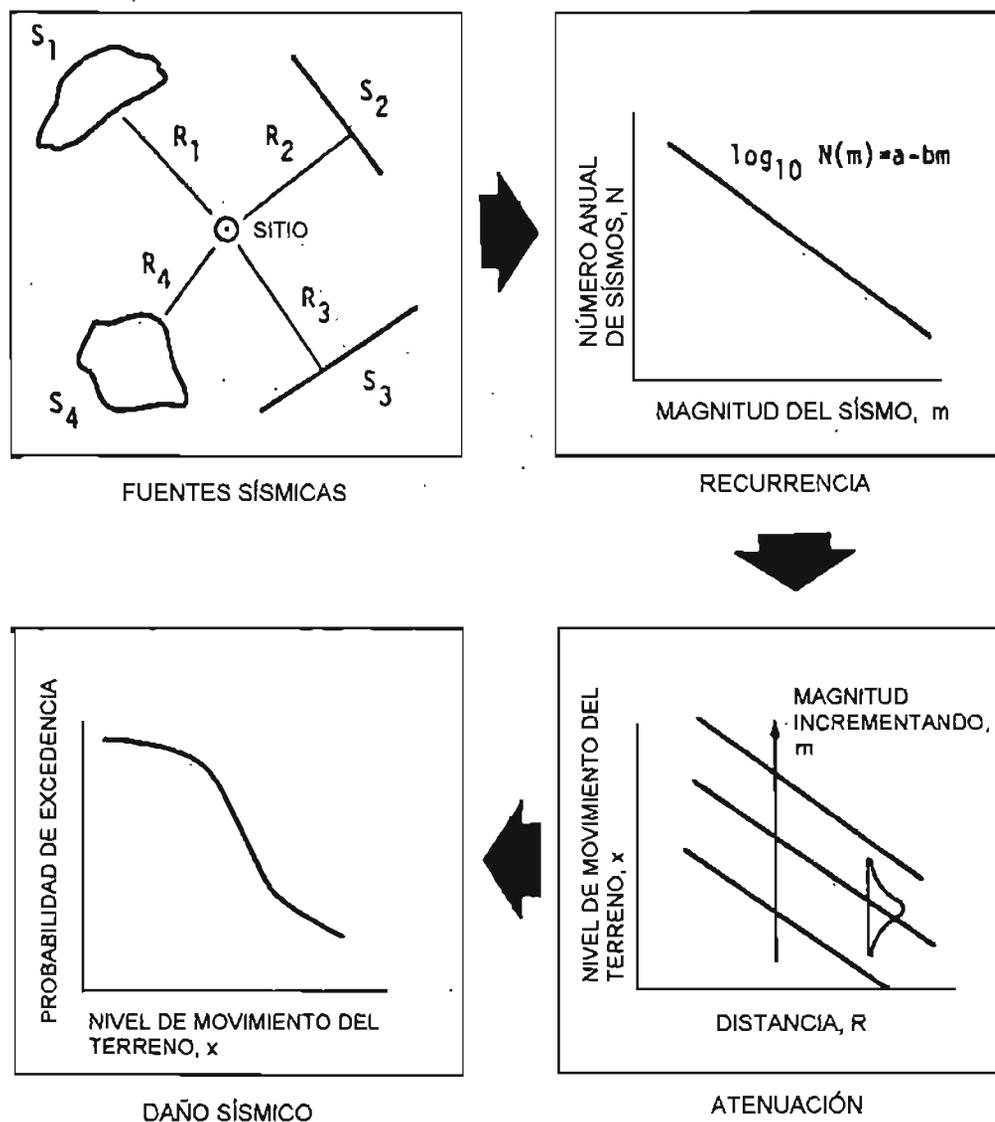


Figura 2.8 Análisis probabilístico (fuente Guía ASCE)

Para tomar en cuenta el peligro sísmico en zonas de la republica mexicana, existe un mapa publicado, (CFE, 1993) en el cual existen zonas sísmicas de A a D (ver figura 2.9), las cuales reflejan de menor a mayor los niveles de aceleración máxima del terreno esperado en un suelo firme. Las fronteras entre zonas coinciden en general con curvas de igual aceleración máxima del terreno para un periodo de recurrencia de 100 años.

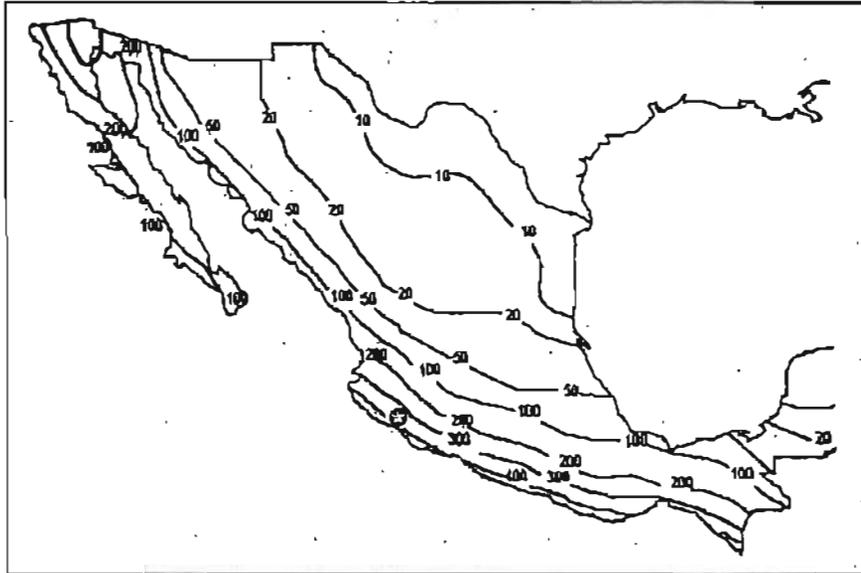


Fig. 2.9 Mapa de aceleración máxima (% g) en terreno firme para 100 años de periodo de retorno (Aviles, 1977)

En el capítulo 4 se presenta un modelo de predicción sísmica propuesto por Sugito(1986) para el análisis de respuesta de tuberías enterradas.

2.2.4 Determinación del movimiento sísmico por análisis determinístico

Un análisis determinístico es generalmente desarrollado para estimar el máximo efecto en un sitio por un sismo de diseño. Los pasos 1 y 3 del análisis probabilístico son empleados de manera determinante en este análisis.

Existen dos formas de realizar el análisis y determinar los movimientos del terreno. Una manera simple es involucrar el uso de ecuaciones o leyes de atenuación directamente. Los espectros de respuesta, así como la aceleración máxima del terreno se determinan substituyendo parámetros adecuados (magnitud, distancia de la fuente al sitio y parámetros locales del sitio) dentro de las ecuaciones de atenuación. En la sección 2.2.5 se discuten estas ecuaciones o leyes.

Un mejor análisis resulta si se conoce la estratigrafía y las propiedades del terreno, de manera que se pueda obtener el efecto de sitio a través de las amplificaciones del movimiento sísmico de la roca basal a la superficie. Esto se produce cuando una onda plana de esfuerzos viaja de un medio de módulo de elasticidad grande (roca) hacia otro medio de módulo de elasticidad pequeño (depósito de suelo); los desplazamientos y aceleraciones se amplifican o se deamplifican.

Numero total de registros 104 Espectros para 5% de amortiguamiento

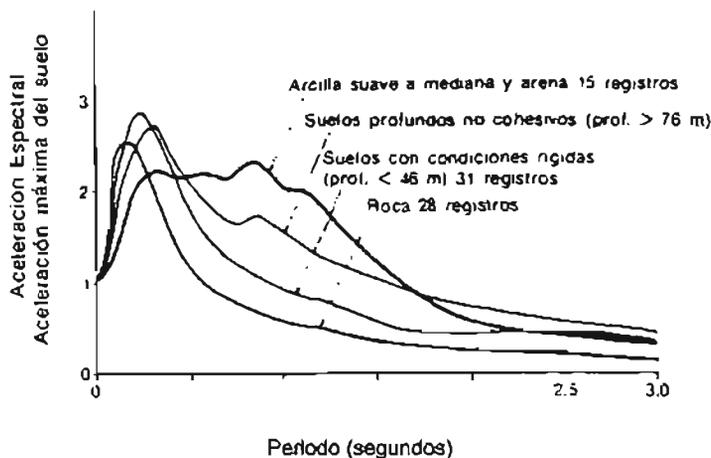


Figura 2.10 Espectro de aceleración promedio para sitios con distintas condiciones (Seed, 1974)

El resultado de este análisis nos produce espectros de respuesta como los presentados en la figura 2.10, donde se aprecia como se modifica la respuesta de acuerdo a las condiciones del sitio. El espectro de respuesta mide la variación de la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) de todos los posibles sistemas de un grado de libertad con amortiguamiento fijo y periodo natural variable, sometido a una excitación sísmica en su base. En vista de las incertidumbres inherentes a la excitación y de las pronunciadas fluctuaciones de la respuesta espectral, para el análisis dinámico de estructuras es preferible especificar un espectro de diseño, el cual representa la envolvente suavizada de espectros de respuesta de temblores característicos en el sitio de interés.

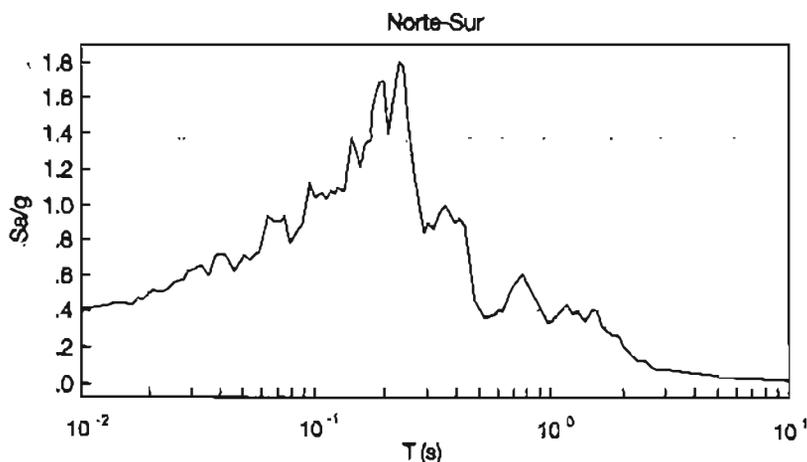


Fig. 2.11 Espectro de respuesta (5% de amortiguamiento) para los componentes horizontal Norte-Sur del sismo de Manzanillo, del 9 de octubre de 1995 (J. Aviles, 1997)

Si se conocen la aceleración máxima del terreno, así como el periodo dominante y la velocidad efectiva del sitio, es posible estimar las ordenadas espectrales esperadas como función del periodo natural y la relación de amortiguamiento estructural.

El cálculo de la respuesta (aceleraciones, velocidades y desplazamientos) de un depósito de suelo debido a movimientos fuertes en la roca basal, puede determinarse por métodos de análisis unidimensionales en el caso de estratigrafías esencialmente horizontales. Existen programas desarrollados para realizar este análisis basados en la solución de la ecuación de onda o basados en la simulación de masas amortiguadas. Para el caso de depósitos de suelo con estratigrafía irregular generalmente se utiliza la técnica de elemento finito. Uno de los primeros programas desarrollados para este propósito fue SHAKE (Schanabel et al., 1972); este programa asume que el comportamiento del suelo ante una excitación cíclica puede ser modelado usando un modelo equivalente lineal. Este tipo de programas de cómputo puede generar la respuesta a cualquier profundidad del terreno.

Dentro de este estudio se utilizó el programa presentado por Bardet et al. (2000) EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits) en el desarrollo de un ejemplo de diseño de una tubería.

2.2.5 Relaciones de atenuación

Muchos autores han desarrollado relaciones de atenuación empíricas para los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento en el terreno. O'Rourke (1992, ver tabla 2.2) presentó un análisis y resumen de las relaciones existentes.

Una relación semi-empírica de gran interés es la realizada por Kamiyama, et al. (1992) para la respuesta máxima del terreno, la cual considera los efectos de condición local del sitio. Los autores encontraron que la respuesta máxima depende de la magnitud del sismo M , la distancia al hipocentro (R_s) y el factor de amplificación del sitio ($AMP(V)$). Por ejemplo la velocidad máxima del terreno V_m puede ser estimada por:

$$V_m = 2.879 \times 10^{0.153M} \times AMP(V) \quad \text{sí} \quad R_s \leq 10^{0.014+0.21M} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$V_m = \frac{3.036 \times 10^{0.511M} \times AMP(V)}{R_s^{1.64}} \quad \text{sí} \quad R_s > 10^{0.014+0.21M} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

Una de las más recientes relaciones es la propuesta por Campbell and Bozorgnia (1994). Los autores usaron 645 acelerogramas cercanos al epicentro de 47 sismos ocurridos entre 1957 y 1993, con el fin de obtener una relación de atenuación más actualizada. Esta relación esta dada por la siguiente expresión:

$$\ln A_m = -3.512 + 0.904M_w - 1.328 \ln \sqrt{R_s^2 + [0.149 \exp(0.647M_w)]^2} + [1.125 - 0.112 \ln(R_s) - 0.0957M_w]F + [0.440 - 0.171 \ln(R_s)]S_{sr} + [0.405 - 0.222 \ln(R_s)]S_{hr} \dots\dots\dots (2.6)$$

Donde A_m es la componente horizontal de la aceleración máxima (g), M_w es la magnitud momento, R_s es la distancia más cercana a la ruptura sísmica (kilómetros), $F=0$ para falla recta y falla normal y 1 para falla inversa, $S_{sr}=1$ para los sitios de roca suave, $S_{hr}=1$ para los sitios de roca dura y $S_{sr} = S_{hr} = 0$ para los sitios aluviales

Ecuaciones de atenuación°					
1	$a = 1800 (r + 25)^{-1.38} \exp(0.5 m)$				
	a en gals r = distancia hipocentral (km) m = magnitud				
2	$\ln y = \alpha + \beta m + \gamma + \delta s$ (4.5 ≤ m ≤ 7.7)				
	y	α	β	γ	δ errores estándar
	a (cm/s ²)	3.40	0.89	-1.17	-0.20 0.62
	v (cm/s)	-1.00	0.07	-0.96	0.07 0.64
	d (cm)	-2.72	1.00	-0.63	0.12 0.69
	m = magnitud; r = distancia hipocentral (km) s = 0 y 1 para sitios de roca y suelo, respectivamente				
3	$\log a = -1.02 + 0.249 m - \log r^p - 0.00255 r^q + 0.26 p$ (5.0 ≤ m ≤ 7.7; $r^p = [h^2 + 7.3^2]^{1/2}$) $\log v = 0.67 + 0.489 m - \log r^p - 0.00256 r^q + 0.17 s + 0.22 p$ (5.0 ≤ m ≤ 7.3; $r^q = [h^2 + 4.0^2]^{1/2}$)				
	m = magnitud de momento p = 0 y 1 para el valor medio, y éste más una cierta desviación estándar aceptable para diseño, respectivamente s = 0 y 1 para sitios de roca y suelo, respectivamente a = en unidades de g y v en cm/seg h = la distancia más cercana a la proyección superficial del área de ruptura (km)				
[4]	$a = 0.0185 \exp(1.28 m) [h_1 + 0.147 \exp(0.732 m)]^{-1.25}$ 5.0 ≤ m ≤ 7.7				
	a = en unidades g m = magnitud h ₁ = distancia más cercana a la superficie de la falla que se deslizó en (km)				

° Los parámetros a, v y d, se definen como los valores de aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del terreno, respectivamente.

Tabla 2.2. Leyes de atenuación (O'Rourke, 1992)

2.4 Características mecánicas y dinámicas del suelo

Es preciso considerar las características dinámicas que rigen el diseño en cada una de las distintas áreas por las que atraviesa una tubería, es decir, los valores máximos espectrales de aceleración, velocidad y desplazamiento, de preferencia a distintas profundidades con respecto al nivel del terreno natural o por lo menos a dicho nivel, así como los periodos y/o frecuencias de vibración dominantes.

Para conocer el comportamiento del terreno desde el punto de vista dinámico se requiere conocer los siguientes parámetros:

- a) la amplitud de desplazamiento del estrato superficial
- b) la longitud o velocidad de onda de los movimientos sísmicos a lo largo de la superficie del terreno
- c) la forma de transferencia de desplazamientos o deformaciones del terreno a la tubería (interacción).

Para la obtención de estos parámetros se requiere obtener: el módulo de rigidez dinámica (G), correspondiente a las distorsiones angulares esperadas durante la ocurrencia del sismo de diseño, la relación de Poisson dinámica (ν), la densidad de masa (ρ), las características de amortiguamiento de los materiales que integran el subsuelo (ζ), los periodos y frecuencias naturales de vibración de cada estrato involucrado (T_m, ω_m), así como la resistencia dinámica y su deterioro ante ciclos de carga repetida.

La velocidad de propagación de ondas de cortante y el amortiguamiento dependen notablemente del nivel de deformación al corte al que es sometido el suelo. En el comportamiento no lineal del suelo el módulo de rigidez al corte decrece y el amortiguamiento aumenta con la deformación.

Los efectos del comportamiento inelástico del suelo se refleja en una reducción de la velocidad efectiva y por ende en un alargamiento del periodo dominante que se tendrían bajo el supuesto de comportamiento elástico.

Las investigaciones del subsuelo que deben realizarse son:

- Exploración del subsuelo, (que incluyen los métodos de campo y pruebas de laboratorio usados normalmente en la mecánica de suelos). Estos deberán permitir la determinación confiable de las características geológicas, la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo.
- Medición directa de los parámetros dinámicos del subsuelo, efectuando pruebas tanto de campo como de laboratorio, para definir con confiabilidad los siguientes factores:

Velocidad de ondas elásticas
Módulo de reacción del suelo k al nivel de contacto de la tubería con el subsuelo.
Períodos dominantes del subsuelo
Módulo dinámico de rigidez
Coeficiente de amortiguamiento
Relación de poisson dinámica
Resistencia dinámica al esfuerzo cortante.

Los aspectos geológicos no sólo tendrán influencia en la selección de alternativas de trazo (tratando de evitar todas aquellas zonas que indiquen inestabilidad, problemas constructivos o tratamiento de suelos), sino que algunos de ellos estarán directamente asociados a los desplazamientos permanentes del terreno. Por ejemplo, en el caso de fallas geológicas activas es importante tener idea del desplazamiento esperado y su velocidad en el periodo que se considere de vida de la tubería, con el fin de construir juntas flexibles capaces de absorber dichos desplazamientos.

La edad, origen y propiedades de resistencia al cortante y compresibilidad de los depósitos del suelo juegan un papel importante en la cuantificación del riesgo sísmico; por ejemplo, las características de esfuerzo-deformación del suelo alrededor de la tubería son clave en la respuesta de la tubería sujeta a ondas sísmicas o a desplazamientos por fallas geológicas.

En el caso de que la tuberías atraviesen depósitos de arenas saturadas se deberá obtener un estudio de susceptibilidad a la licuación por efecto de las vibraciones sísmicas, ya que se han observado grandes daños en numerosas tuberías como consecuencia de este fenómeno (O'Rourke, 1992). Existen dos técnicas para investigar el potencial de la licuación producida por un sismo:

- a) correlaciones empíricas de las condiciones del suelo y los movimientos estimados o medidos del terreno,
- b) análisis dinámico de la respuesta del suelo junto con pruebas dinámicas del laboratorio en muestras de los depósitos de arena.

Estas técnicas se han mejorado significativamente en los últimos años, particularmente a partir del empleo de mesas vibratorias y los modelos centrífugos (Dobry, 1992; Fujii et al., 1992). Algunos de los métodos recientes para evaluar los movimientos que inducen la licuación incluyen los corrimientos laterales, fallas por flujo, hundimientos, pérdidas por capacidad de carga y los efectos de flotación (Ishihara, 1992, 1990a, 1990b).

En lo referente al análisis sísmico para la estabilidad de taludes en áreas donde se localizan tuberías, existen dos tipos de procedimientos convencionales:

- a) los métodos pseudoestáticos que representan los efectos sísmicos con una fuerza horizontal estática equivalente, actuando en el centroide de la masa potencial por deslizarse;

- b) los métodos dinámicos, que son más sofisticados y pueden involucrar el uso de la técnica del elemento finito.

2.5 Características de las tuberías

De acuerdo al tipo de material se consideran dos tipos de tuberías en este estudio. Estas son:

- a) Tuberías de hierro fundido con juntas calafateadas con plomo
- b) Tuberías de acero dúctil con juntas de empalmes de goma

El primer tipo es muy común en sistemas de tubería antiguos. En los Estados Unidos éstas comprenden aproximadamente el 85% de la red de distribución de agua. El segundo tipo es común en sistemas de tuberías recientes. La red de suministro y distribución del Distrito Federal consta de aproximadamente 560 km de tubería con un rango de 20" a 73". La red secundaria es de aproximadamente 11,700 km de tuberías con diámetros en el rango de 2" a 18". Se pone especial énfasis en la tubería mayores de 12" (30 cm) ya que si éstas son dañadas, un mayor número de usuarios son afectados (Elhmadi and O'Rourke, 1989).

Las dimensiones de diámetro exterior y espesor son función de la profundidad de enterramiento, las condiciones estratigráficas, la presión interna y las cargas de tráfico.

Las tuberías de hierro fundido exhiben un comportamiento no lineal aún en niveles bajos de esfuerzo; además, tienen diferentes características en tensión y en compresión. En la figura 2.12 (a) se muestra con línea sólida la curva de esfuerzo deformación para una tubería de hierro fundido. El modelo bilineal es caracterizado por el módulo de Young de la tubería E_p , la resistencia de fluencia a la tensión σ^y , la resistencia a la tensión, σ^u , la resistencia a la fluencia a la compresión, σ^{yc} , la resistencia a compresión σ^c , la deformación máxima a tensión, ϵ^u , la deformación máxima a tensión ϵ^c , la deformación de fluencia a compresión, ϵ^{yc} y la deformación de fluencia a tensión ϵ^y .

Las tuberías de acero dúctil tienen la capacidad de resistir deformaciones plásticas importantes. La relación de esfuerzo deformación tiene un punto de fluencia bien definido. El valor del módulo de Young's es igual a 1.7×10^6 kgf/cm², una resistencia de fluencia mínima de 3.0×10^3 kgf/cm² y una elongación mínima última de 10%. En compresión su comportamiento es ligeramente diferente. Para su estudio se adopta un modelo bilineal para establecer las relaciones de esfuerzo-deformación. Este modelo se muestra con línea punteada en la figura 2.12 (b).

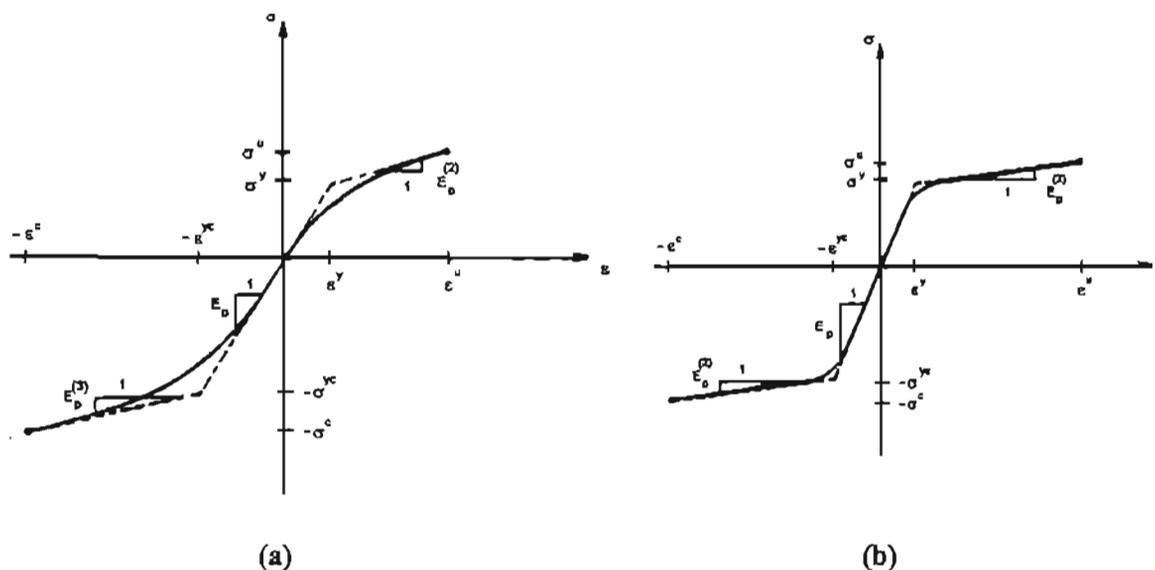


Fig. 2.12 Curvas de esfuerzo deformación para (a) una tubería de hierro fundido y para (b) una tubería de acero dúctil

Para el análisis sísmico, las tuberías se pueden clasificar en dos grandes grupos: las continuas y las segmentadas. Cada una tiene un comportamiento sísmico especial y se requiere un método de análisis diferente para cada caso.

a) Tuberías continuas

Estas tuberías se caracterizan en lo general por el hecho de absorber grandes deformaciones antes de fallar; tal es el caso de las tuberías de acero y las de polietileno de alta densidad. Esta clase de tuberías se modelan frecuentemente como vigas con rigidez axial y flexionante, las cuales están conectadas a un medio elástico o elasto-plástico, es decir, el suelo.

Las tuberías continuas sujetas a movimiento sísmico presentan principalmente tensiones y contracciones. Si la ductilidad no puede resistir las deformaciones impuestas, éstas pueden fallar a tensión. En el caso por compresión pueden fallar por corrugamiento local (wrinkling). Su respuesta puede ser determinada en forma cerrada o a través de soluciones numéricas típicas requeridas en los análisis de tuberías segmentadas.

El criterio de diseño para tuberías de acero, sujetas a movimientos de fallas geológicas, con frecuencia se especifica en función de la máxima deformación tolerable. Las especificaciones para el diseño de obras hidráulicas en Japón, asignan el valor de 0.3% como la deformación permisible máxima para tuberías conductoras de agua, durante sismos excepcionalmente grandes, mientras que las especificaciones para el diseño sísmico de tuberías para gas altamente presurizado (Specifications for Seismic Design of High Pressure Gas Pipelines of Japan, 1982),

recomiendan que el valor permisible de la deformación sea menor del 1%, o la deformación crítica por aplastamiento a la compresión.

b) Tuberías segmentadas

Las tuberías segmentadas se caracterizan por formarse de varios tubos de longitud L , que se unen entre sí por juntas especiales; una junta típica de una tubería de diámetro D , enterrada a una profundidad H , se muestra en la figura 2.13. En estas tuberías el diseño se enfoca a tomar en cuenta que las juntas son los puntos más débiles de una tubería ante movimientos sísmicos. Lo anterior no significa que las tuberías segmentadas no fallarán en alguna otra parte de la misma, sino que cuando menos el 90% de las veces las fallas ocurrirán en las juntas, independientemente del tipo de movimiento del suelo (propagación de ondas sísmicas, deformaciones permanentes del terreno, etc.). Por otro lado, es a través de estas juntas donde se pueden absorber las deformaciones y fuerzas a las que la tubería está sujeta durante las vibraciones sísmicas, y es a través de ellas donde se puede inducir la flexibilidad o ductilidad requeridas para evitar el daño y las fugas que se han observado en áreas de alta intensidad sísmica.

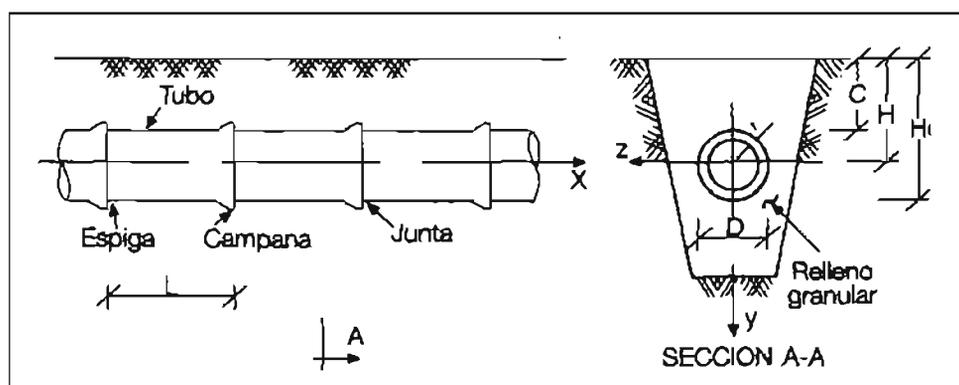


Fig. 2.13. Esquema de una tubería recta segmentada

2.6 Propagación de ondas sísmicas en tuberías enterradas

Cuando una onda sísmica viaja a lo largo de la superficie de tierra, dos puntos cualquiera situados a lo largo de la trayectoria de la propagación experimentarán movimientos desfasados. Esos movimientos inducen esfuerzos axiales y de flexión en una tubería enterrada debido a la interacción en la interfaz suelo-tubería. Para las tuberías divididas en segmentos, el daño ocurre generalmente en las juntas de la tubería. Aunque los daños sísmicos de la propagación de onda es menos común en las tuberías continuas, el mecanismo observado de falla es típicamente el de pandeo local.

En términos de velocidad de propagación, dos tipos de ondas sísmicas son consideradas; las ondas de cuerpo y las ondas de superficie. Las ondas de cuerpo

(ondas P o primarias y ondas S o secundarias) son generadas por fallas sísmicas, mientras que las ondas superficiales (ondas L o Love y ondas R o Rayleigh) son generadas por la reflexión y refracción de las ondas de cuerpo en la superficie del terreno.

Se puede demostrar teóricamente, y se observa experimentalmente, que la velocidad de las ondas es tal que:

$$V_{R,L} < V_s < V_p \quad \dots\dots (2.7)$$

donde V_p , V_s y $V_{R,L}$ son las velocidades de las ondas P, S y de Rayleigh y Love respectivamente. Entre estas dos últimas, no puede establecerse un orden de velocidades porque éste depende de muchos factores y no siempre viajan con la misma velocidad.

Las ondas de cuerpo S conducen más energía y tienden a generar movimientos de terreno mayores que los que producen las ondas P.

2.6.1 Propagación de ondas de cuerpo en tuberías

La velocidad que se utiliza en el análisis de tuberías es la velocidad de propagación horizontal aparente C , que se utiliza para el caso de estructuras de gran longitud tales como puentes y tuberías enterradas. Dicha velocidad se describe como la velocidad de onda sísmica con respecto a la superficie del terreno (fig. 2.14). Para suelos sujetos a ondas P y S la velocidad aparente es mucho mayor que la velocidad de onda correspondiente.

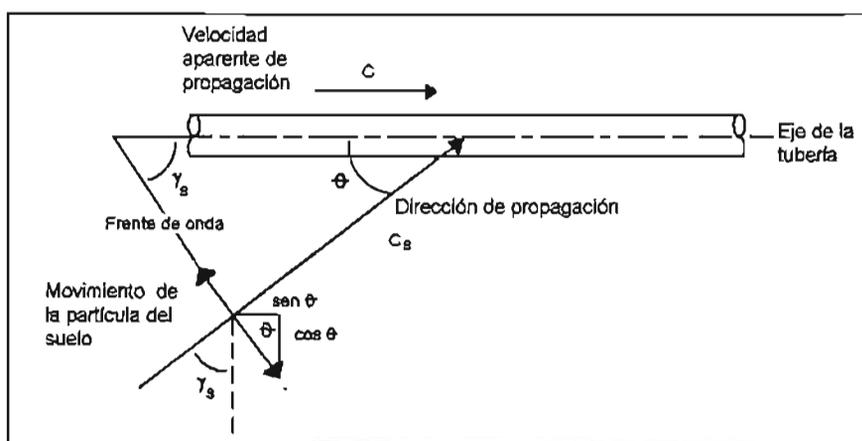


Fig. 2.14 Efecto de onda cortante sobre la tubería

La velocidad de propagación horizontal aparente C para las ondas S y para un sitio en particular puede obtenerse por:

$$C = \frac{C_s}{\sin \gamma_s} \dots\dots (2.8)$$

donde:

γ_s es el ángulo de incidencia de las ondas S con respecto a la vertical

C_s es la velocidad de onda cortante en el terreno donde se aloja la tubería

La formula 2.8 requiere que se conozca el ángulo de incidencia de la onda cortante a la superficie. Este ángulo de incidencia es calculado de la dirección predominante del movimiento del terreno (ϕ_{gp}) para las ondas P, que toma en cuenta la reflexión de las ondas en la superficie libre.

$$\phi_{gp} = \text{arc tan}(a_x / a_z) \dots\dots (2.9)$$

donde a_x y a_z son las aceleraciones horizontal y vertical en la superficie del terreno respectivamente.

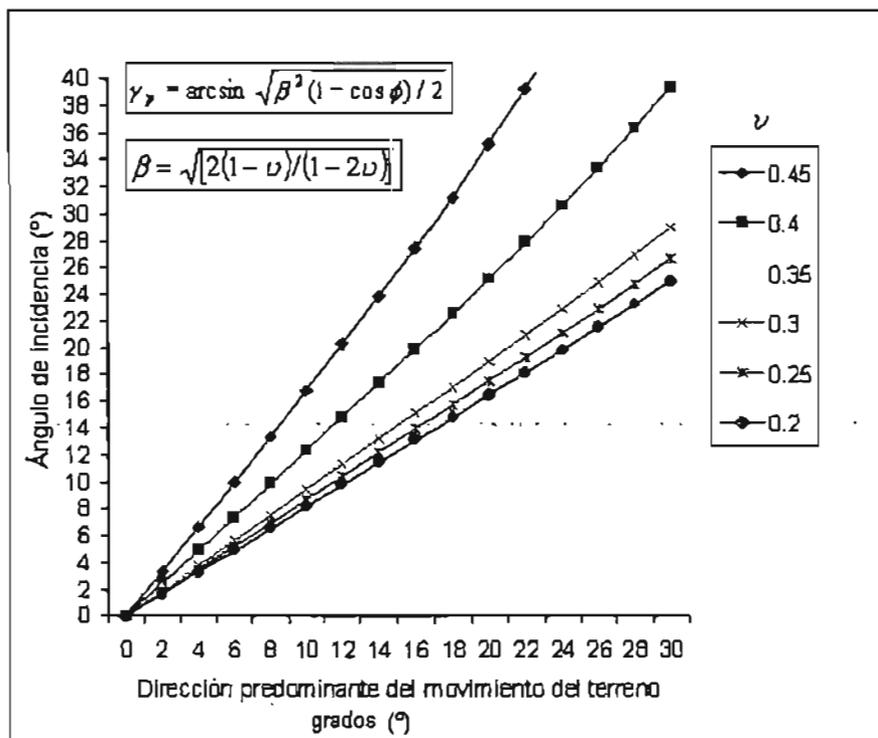


Fig. 2.14 Ángulo de incidencia de ondas P vs. dirección predominante del movimiento del terreno para diferentes valores de la relación de Poisson (ν). (Tomado de O'Rourke, 1982)

Newmark y Rosenblueth (1971), han observado que las ondas P y S tienen aproximadamente la misma trayectoria del origen (roca) a la superficie. Usando el

modelo mostrado en la figura 2.15 se desarrolló una relación entre el ángulo de incidencia de las ondas P en la superficie del terreno, γ_p , y el ángulo de incidencia de las ondas S en la superficie del terreno, γ_s .

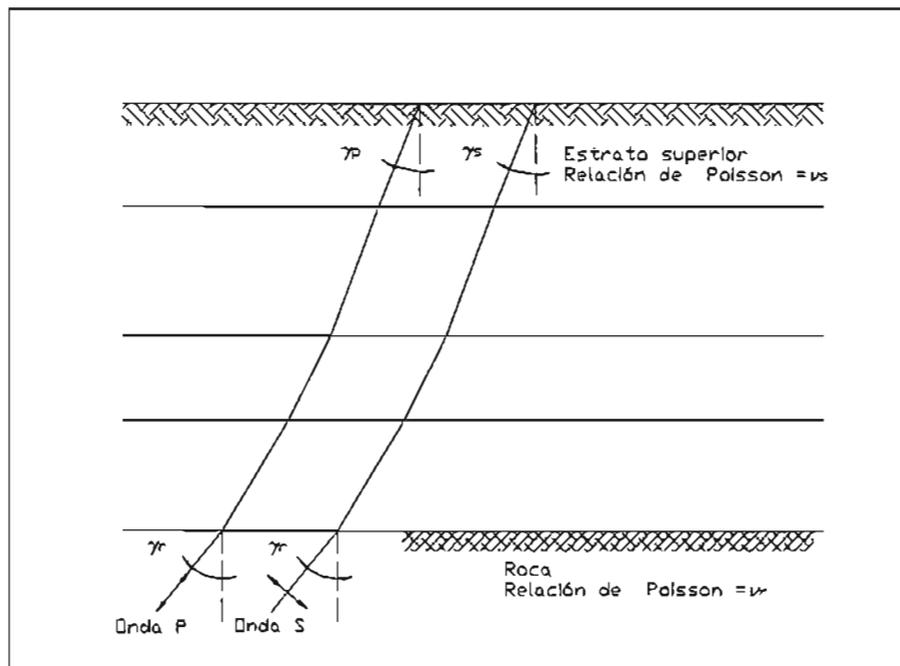


Fig. 2.15 Modelo para determinar la relación entre γ_p y γ_s

El modelo asume una estratigrafía horizontal suprayaciendo en la superficie de la roca. Asumiendo el mismo ángulo de incidencia γ_r , en la superficie de la roca para ambas ondas y aplicando la ley de Snell en las interfaces roca-suelo y suelo-suelo, y utilizando la relación de Susuki, O'Rourke (1982) presentó la siguiente expresión:

$$\gamma_s = 0.87\phi_{sp} \dots\dots\dots (2.10)$$

Para la deducción de la ecuación anterior se usó un valor representativo en la relación de Poisson para la roca (ν_r) igual a 0.25.

2.6.2 Propagación de ondas superficiales en tuberías

Las ondas superficiales que se consideran en el análisis de tuberías enterradas son las ondas R, puesto que las ondas L generan deformaciones flexionantes menos significativas que las deformaciones axiales inducidas por las ondas R. Las ondas R causan un movimiento elíptico en las partículas. La magnitud del movimiento elíptico decrece con la profundidad. La componente horizontal de los movimientos del terreno para las ondas R es paralelo a la trayectoria de propagación, así que de este modo se generan las deformaciones axiales en una tubería tendida paralelamente a la dirección de las ondas de propagación.

Para el caso de ondas Rayleigh, la velocidad de fase C_{ph} , es la empleada en el análisis de la tubería. La velocidad de fase es una función de la velocidad de onda cortante con la profundidad. Dicha velocidad es función de la frecuencia f y la longitud de onda λ de acuerdo a la siguiente expresión.

$$C_{ph} = \lambda \cdot f \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

La variación de la velocidad de fase con la frecuencia se cuantifica por medio de una curva de dispersión. Existen en la literatura soluciones numéricas y analíticas para generar las curvas de dispersión para perfiles de suelo estratificados. (O'Rourke et al., 1984).

Como se verá más adelante existen fórmulas para obtener las deformaciones unitarias en el terreno y en la tubería, asociadas a diferentes velocidades y aceleraciones del terreno de acuerdo a cada uno de los tipos de ondas tratados anteriormente. Se puede asumir que una tubería experimentará los efectos de un solo tipo de onda para un tiempo dado. Debido a los mecanismos sísmicos es difícil predecir qué tipo de onda causará la mayor aceleración o velocidad del terreno. Un criterio que se puede emplear es la situación que guarda la tubería con respecto al origen del sismo. Para distancias cercanas a la falla las ondas de cuerpo generarán mayores amplitudes de movimiento, mientras que en áreas a gran distancia de la falla las ondas de cuerpo tendrán una gran atenuación y las ondas superficiales gobernarán las amplitudes de movimiento.

Capítulo 3. Estado del arte. Respuesta de tuberías a la propagación de ondas sísmicas considerando interacción suelo-tubería.

3.1 Introducción

Como se menciona en el capítulo 1, la propagación de ondas a lo largo de una superficie de suelo produce que dos puntos en el terreno se encuentren fuera de fase, provocando deformaciones axiales y de flexión en la tubería. Por lo general, la deformación axial inducida en una tubería continua recta depende de la deformación del terreno que la rodea, es decir, el terreno le trasmite fuerzas en la interfaz suelo-tubería. Para un movimiento pequeño del terreno, se pueden asumir criterios conservadores donde la deformación de la tubería es igual a la deformación del terreno. Sin embargo, para un movimiento fuerte del terreno, ocurre típicamente un deslizamiento en la interfaz suelo-tubería, dando por resultado que la deformación de la tubería sea menor que la deformación del terreno.

En el análisis de interacción suelo-tubería, las propiedades del suelo que interesan son aquellas relacionadas con la resistencia del suelo, tanto para movimientos axiales, como para movimientos laterales

Para obtener las deformaciones axiales en tuberías enterradas existen varios estudios y modelos de interacción suelo-tubería; en este capítulo se presenta los procedimientos de mayor interés dentro del estado del arte.

3.2 Procedimiento simplificado de Newmark

Los procedimientos simplificados para determinar la respuesta de una tubería debido a la propagación de ondas, fueron inicialmente desarrollados por Newmark (1967), y desde entonces han sido utilizados y/o ampliados por un número de autores. La propuesta de Newmark (1967) se basa en tres suposiciones. La primera suposición, que es común en la mayoría de los procedimientos deterministas, trata con la excitación del terremoto. El movimiento de tierra (es decir, las historias de la aceleración, de la velocidad y del desplazamiento) entre dos puntos a lo largo de la trayectoria de la propagación, es asumido para diferenciar solamente un retraso de tiempo. Es decir, la excitación se modela como una onda que viaja. La segunda suposición es que los términos de inercia de la tubería son pequeños y pueden ser despreciados (Wang y M. O'Rourke, 1978). La tercera suposición es que no hay movimiento relativo en la interfaz suelo-tubería y por lo tanto, la deformación de la tubería iguala la deformación del terreno.

Uno puede hacer inferencia sobre los movimientos relativos dentro dos puntos cercanos en una tubería. Por ejemplo consideremos dos puntos distanciados por un valor b . Consideremos un desplazamiento ρ en un punto y un desplazamiento $(\rho + \Delta\rho)$ en el punto 2. Considerando que una onda sísmica se propaga de un punto 1 hacia un punto 2, con un desplazamiento de la forma dada por:

$$\rho = f(x - ct)$$

En el cual c es la velocidad de propagación de la onda sísmica y t es el tiempo. Entonces las derivadas del desplazamiento ρ con respecto a la dirección x y al tiempo t están dadas por la siguientes relaciones.

$$\frac{\partial \rho}{\partial x} = f'(x - ct) \quad , \quad \frac{\partial^2 \rho}{\partial x^2} = f''(x - ct)$$

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = -c f'(x - ct) \quad , \quad \frac{\partial^2 \rho}{\partial t^2} = -c^2 f''(x - ct)$$

igualando las ecuaciones diferenciales parciales de primer grado tenemos:

$$\frac{\partial \rho}{\partial x} = -\frac{1}{c} \frac{\partial \rho}{\partial t}$$

En el caso en que el desplazamiento ρ está en la dirección x , Newmark (1967) mostró que la deformación horizontal del suelo ϵ_g , en la dirección paralela en la que viaja la onda esta dada por:

$$\epsilon_g = \frac{V_m}{C} \dots\dots\dots (3.1)$$

Donde V_m es la velocidad máxima del terreno y C es la velocidad aparente de propagación de ondas sísmica con respecto a la superficie del suelo. Es importante distinguir que, la velocidad de propagación de una onda es una función que depende solamente de las propiedades del material por el que viaja, mientras que la velocidad de la partícula depende de la intensidad de los esfuerzos inducidos. (ref. Richart, 1970)

De manera similar se utilizan la ecuaciones diferenciales parciales de segundo grado de manera que:

$$\frac{\partial^2 \rho}{\partial x^2} = -\frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 \rho}{\partial t^2}$$

En el caso donde ρ es perpendicular a la dirección x , la máxima curvatura X_p horizontal o vertical en el punto 1 es:

$$X_p = X_g = \frac{a_{max}}{C^2} \quad \dots\dots (3.2)$$

donde a_{max} es la aceleración máxima del terreno durante el evento sísmico en el sitio y C es la velocidad aparente.

La deformación por flexión de una tubería de diámetro D que se mueve igual que el suelo es:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{a_{max} D}{2C^2} \quad \dots\dots (3.3)$$

Las formulas anteriores se aplican para las ondas de cuerpo. Para el caso de ondas superficiales, la deformación paralela al eje de la tubería es:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C_{ph}} = \frac{V_m}{\lambda \cdot f} \quad \dots\dots (3.4)$$

donde λ es la longitud de onda, f es la frecuencia, V_m es la velocidad máxima del terreno y C_{ph} la velocidad de fase, de las ondas Rayleigh. Este último parámetro se definió en la sección 2.6.1.

Las ecuaciones de este método sobrestiman la deformación de la tubería cuando la deformación del terreno es grande, según se indicó anteriormente.

3.3 Procedimientos que consideran la interacción suelo-tubería

3.3.1 Aspectos generales de la interacción suelo-tubería

Para propósitos de análisis, la deformación que sufre el terreno puede descomponerse en dos componentes; una longitudinal (movimiento paralelo al eje de la tubería) y una transversal (movimiento perpendicular al eje de la tubería). En la dirección transversal la interacción involucra deformación relativa y carga en los planos vertical y horizontal. Para los movimientos relativos en la dirección vertical, se debe distinguir entre los movimientos hacia arriba y hacia abajo de la tubería puesto que las fuerzas de interacción son diferentes para estos dos casos.

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 (figura 3.1); este modelo queda definido por dos parámetros: a) las fuerzas máximas por unidad de longitud, transmitidas entre el suelo y la tubería, denotadas por t_u , p_u , q_u , en las direcciones axial horizontal, transversal horizontal y transversal vertical, y b) la deformación máxima x_u , y_u , z_u , en unidades de distancia.

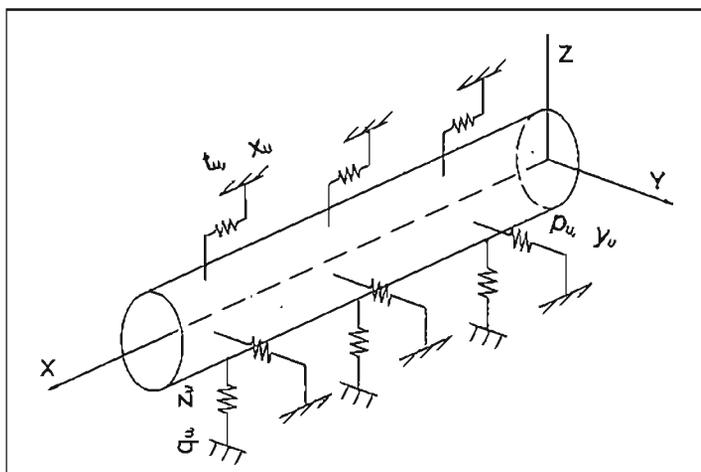


Figura 3.1 Modelo de interacción suelo-tubería

El coeficiente equivalente elástico del resorte del suelo K_g tiene unidades de fuerza por longitud, es simplemente la relación de la máxima resistencia dividida por un medio de la máxima deformación elástica, por ejemplo $2t_u/x_u$ para el caso horizontal axial (longitudinal).

En este estudio nos enfocaremos a la componente axial horizontal (longitudinal), debido a que la deformación por flexión en una tubería debido a la propagación de ondas es un efecto de segundo orden comparado con los efectos de deformaciones axiales.

El movimiento axial de la tubería está restringido por las fuerzas de fricción o cohesión en la interfaz suelo-tubería. Pruebas desarrolladas por Colton et al. (1981) en tuberías a escala natural indican que la relación de fuerza-desplazamiento es lineal en desplazamientos pequeños. En la figura 3.2 se representa con línea sólida la relación entre la fuerza axial por unidad de longitud en la interfaz suelo-tubería, t_u , y el desplazamiento relativo entre el suelo y el tubo. Se observa que la fuerza resistente del suelo alcanza la meseta cuando ocurre deslizamiento entre el tubo y el suelo. La línea punteada representa el modelo elásto-plástico usado para aproximar la curva.

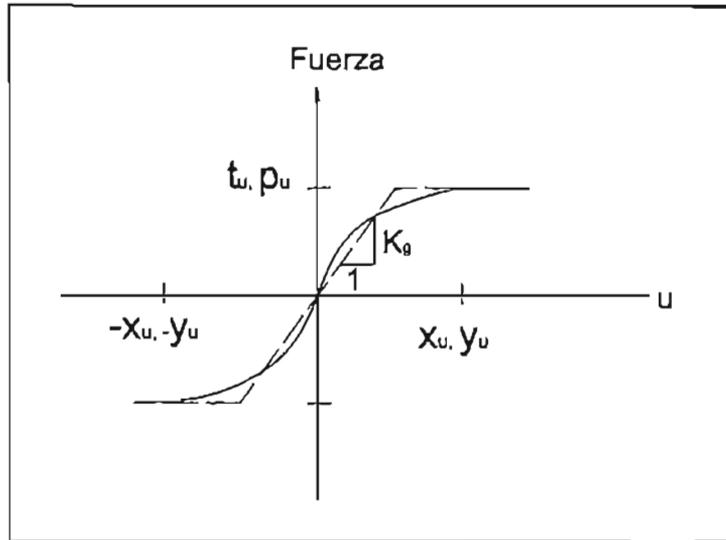


Figura 3.2 Relaciones de carga-deformación en la interfaz suelo-tubería para resorte horizontal (Axial/Transversal).

La fuerza axial transmitida en la interfaz suelo-tubería para el modelo elasto-plástico es función del tipo de suelo teniendo que :

- a) Suelos friccionantes: Para este caso la fuerza t_u , es simplemente el coeficiente de fricción μ_s por el producto del esfuerzo promedio de la presión vertical y horizontal y por el perímetro de la tubería:

$$t_u = \mu_s \left[\frac{1}{2} (1 + k_0) \gamma_m H \right] \pi \phi_p \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

donde γ_m es el peso volumétrico efectivo del suelo, ϕ_p el diámetro del tubo y H es la profundidad al centro del tubo.

Estudios experimentales han mostrado que el coeficiente de fricción entre el suelo y la tubería μ_s , depende principalmente de la naturaleza de la superficie de la tubería, la angularidad de los granos de suelo y la rugosidad relativa entre la superficie de la tubería y los granos de suelo. Resultados obtenidos por Kulhawy and Peterson (1979) mostraron que para superficies rugosas de tuberías de concreto, el deslizamiento ocurre en el suelo cercano a la interfaz y que el coeficiente de fricción, $\mu_s \approx \tan \phi$, donde ϕ es el ángulo de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Para el caso de tuberías de concreto con superficie lisa el valor de μ_s , se encuentra en el rango de $\mu_s / \tan \phi$ entre 0.8 y 1.0, es decir en promedio ($\mu_s \approx 0.9 \tan \phi$). Brumund and Leonards (1973) también observaron que $\tan \phi$ es una frontera superior a μ_s , al estudiar dos tipos de superficie, mortero-arena y acero pulido-arena. Los resultados par la primera superficie fueron similares a los de Kulwath y Peterson. Para el caso de la superficie de acero pulido el valor medio fue de $0.5 \tan \phi$.

La magnitud de k_0 para suelos friccionantes medianamente sueltos se han reportado entre 0.35 y 0.47. Sin embargo como la compactación es un factor que se puede controlar, se pueden esperar valores más altos de k_0 . O'Rourke et al. (1984) recomiendan usar un valor de 1.0.

b) Suelos cohesivos. El valor de t_u en este caso depende de la resistencia no drenada al corte del suelo S_u .

$$t_u = \pi \phi_p \alpha S_u \quad \dots\dots (3.6)$$

Donde S_u es la resistencia al esfuerzo cortante en prueba no drenada del suelo que rodea a la tubería y α es un coeficiente de adhesión empírico que varía con respecto a S_u .

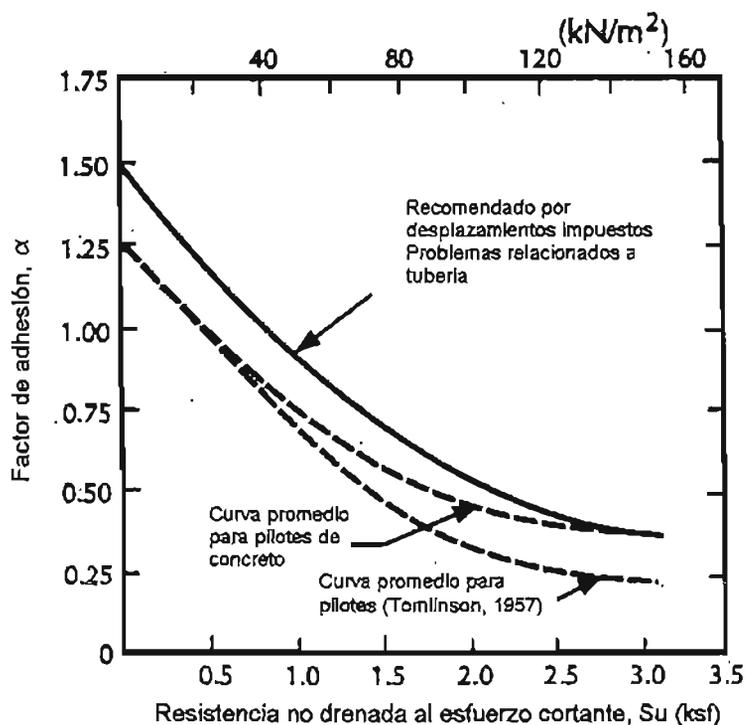


Figura 3.3 Factor de adhesión vs. Resistencia no drenada al esfuerzo cortante (ASCE, 1984)

La guía ASCE (1984) recomienda utilizar la grafica presentada en la figura 3.3 para la relación entre α y S_u , en ésta, el factor de adhesión es una función decreciente del la resistencia no drenada del suelo.

Respecto a la rigidez axial (segundo parámetro que define la interacción suelo-tubería), la literatura tiene varias relaciones para la obtención de este. O'Rourke &

Nordberg (1991) llegaron a la conclusión de que se puede estimar con la siguiente expresión:

$$k=2G_s \dots\dots\dots (3.7)$$

Donde G_s , es el módulo dinámico de rigidez al cortante

Investigaciones realizadas por Matsubara y Hoshiya (2000), encontraron que la rigidez axial estática k_l , para un medio infinito depende del módulo de rigidez al cortante del suelo y de la relación λ dada por:

$$\lambda = \frac{\alpha}{b}$$

donde :

α = radio donde los desplazamientos del terreno son cero

b = radio de la tubería enterrada

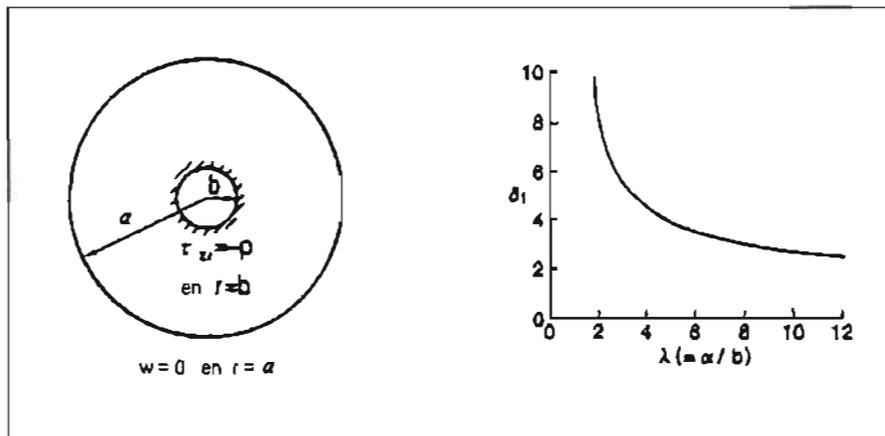


Figura 3.4 Modelo analítico y relación entre δ_1 y λ

La relación propuesta por Matsubara y Hoshiya para la rigidez axial es:

$$k_l = \delta_l G_s$$

Donde:

$$\delta_l = \frac{2\pi}{\log \lambda}$$

Cuando λ se incrementa la constante del resorte decrece y la relación decrece muy marcadamente cuando λ llega a ser igual a 10. La relación de la constante del resorte del suelo es constante con un valor de 2.7 sobre G . (ver figura 3.4)

Matsubara y Hoshiya consideraron también el caso de efectos dinámicos, encontrando que la rigidez axial del suelo depende del módulo de rigidez al cortante y de la frecuencia adimensional $\omega b/V_s$ (ω = frecuencia circular, b = radio de la tubería: V_s = velocidad de onda de cortante). Los valores encontrados para δ_1 se encuentran entre el intervalo de 1.0 y 2.8.

3.3.2 Procedimiento de Sakurai y Takahashi.

En lo referente a la suposición de Newmark con respecto a la inercia de la tubería, Sakurai y Takahashi (1969) desarrollaron un modelo analítico simple para una tubería recta rodeada por un medio elástico infinito (suelo). Utilizaron el principio de D'Alembert para manejar la fuerza de inercia.

Para una tubería sujeta a desplazamiento de terreno u_g , el equilibrio para un segmento de la tubería es:

$$\rho \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} - E \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} = K_g (u_g - u_p) \quad \dots\dots (3.8)$$

Donde u_p es el desplazamiento de la tubería en la dirección longitudinal, suponiendo que es la dirección de propagación de ondas. E es el módulo de elasticidad de la tubería, K_g es la rigidez lineal del suelo por unidad de longitud y ρ es la densidad de masa de la tubería.

Los resultados analíticos de la ecuación 3.8, que no consideran desplazamiento en la interfaz suelo-tubería, indican que la deformación de la tubería es prácticamente igual a la deformación en campo libre y por lo tanto, los efectos de la inercia son insignificantes. Este resultado con respecto a la inercia es de esperarse ya que el peso volumétrico de una tubería llena de fluido no es considerablemente mayor respecto al del suelo circundante.

3.3.3 Procedimiento de Shinozuka y Koike

Con relación a la suposición de Newmark con respecto a no tener desplazamiento en la interfaz del suelo-tubería, Shinozuka y Koike (1979) modifican la ecuación 3.8 como sigue:

$$\rho \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} - E \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} = \tau_s / t \quad \dots\dots (3.9)$$

Donde τ_s es la fuerza cortante en la interfaz suelo-tubería por unidad de longitud y t es el espesor de la pared de la tubería. Despreciando los efectos de inercia Shinozuka y Koike (1979) desarrollaron un factor de corrección entre las deformaciones del suelo y la tubería. Para el caso de que no exista deslizamiento en la interfaz suelo-tubería (i.e., los resortes de suelo permanecen elásticos), el factor de conversión es:

$$\beta_o = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{AE}{K_g}} \quad \text{..... (3.10)}$$

Que significa que la deformación de la tubería es β_o veces la deformación del suelo, es decir:

$$\varepsilon_p = \beta_o \varepsilon_g \quad \text{..... (3.11)}$$

Este resultado se da mientras la deformación por cortante en la interfaz suelo-tubería γ_o , es menor que la deformación crítica por cortante γ_{cr} , es decir, antes que el deslizamiento ocurra en la interfaz suelo-tubería.

Considerando que γ_o esta dada por:

$$\gamma_o = \frac{2\pi}{\lambda} \frac{Et}{G} \varepsilon_g \beta_o \quad \text{..... (3.12)}$$

y la deformación por cortante crítica estimada por Shinozuka y Koike es:

$$\gamma_{cr} = \frac{t_u}{\pi DG} \quad \text{..... (3.13)}$$

donde t_u es la resistencia máxima en la dirección axial horizontal, G es el módulo dinámico al esfuerzo cortante y D es el diámetro de la tubería, si $\gamma_o > \gamma_{cr}$ el factor de conversión es:

$$\beta_c = \frac{\gamma_{cr}}{\gamma_o} q \beta_o \quad \text{..... (3.14)}$$

Donde q es un factor cuyo intervalo es de 1 a $\pi/2$ y cuantifica el grado de desplazamiento en la interfaz suelo-tubería.

En su análisis, Shinozuka y Koike (1979) asumieron que la deformación crítica por cortante es 1.0×10^{-3} . Es decir, para el $\gamma_o \leq 1 \times 10^{-3}$, el deslizamiento no ocurrirá, mientras que para $\gamma_o > 1 \times 10^{-3}$, el deslizamiento ocurre en la interfaz suelo-tubería.

3.3.4 Procedimiento de M. O'Rourke y El Hmadi

También en lo referente a la suposición de Newmark respecto a la no existencia de desplazamiento relativo, O'Rourke y El Hmadi (1988) utilizan un procedimiento diferente para estimar la deformación axial máxima inducida en una tubería continua debido a la propagación de ondas.

Considere un modelo de una tubería enterrada mostrada en la figura 3.4. La tubería tiene un área de sección transversal A y un módulo de la elasticidad E . La resistencia del suelo al movimiento axial de la tubería se modela por un resorte lineal con la rigidez K y un deslizador que limite la fuerza del resorte del suelo a la resistencia friccionante máxima t_u en el interfaz tubería-suelo.

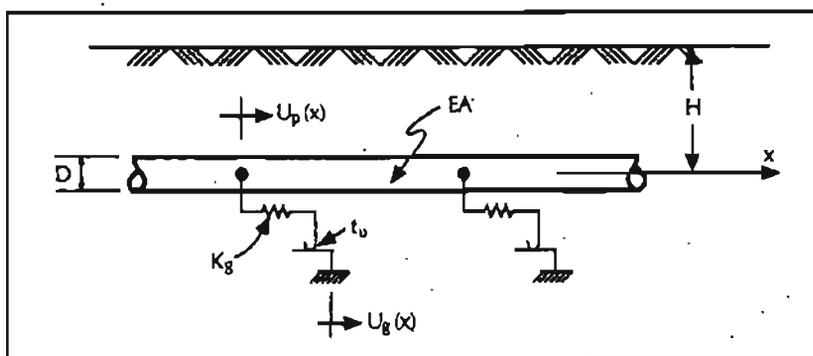


Figura 3.4 Modelo de tubería continua. (O'Rourke y El Hmadi, 1988)

Si el sistema permanece elástico, es decir, la deformación de la tubería permanece debajo de la deformación por fluencia y la fuerza del resorte del suelo sigue estando debajo de t_u , la ecuación diferencial para el desplazamiento axial $U_p(x)$ de la tubería es:

$$\frac{d^2}{dx^2} U_p(x) - \beta^2 U_p(x) = -\beta^2 U_g(x) \quad \dots\dots (3.15)$$

Donde $U_g(x)$ es el desplazamiento del terreno paralelo al eje de la tubería.

Ahora bien, si la deformación del terreno entre dos puntos separados por una distancia L_s es modelada por una onda sinusoidal con longitud $\lambda = 4 L_s$, la deformación del terreno $U_g(x)$ (i.e., el desplazamiento de la base de los resortes del suelo) esta dada por:

$$U_g(x) = \varepsilon_g L_s \sin \frac{\pi x}{2L_s} \tag{3.16}$$

Donde, ε_g es la deformación promedio del terreno sobre una distancia de separación L_s .

Tomando en cuenta esta suposición la solución de la ecuación diferencial (3.15) es:

$$U_p = \varepsilon_g L_s \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \text{sen} \frac{\pi x}{2L_s} \tag{3.17}$$

Donde $\beta^2 = K_g / (AE)$

Por lo tanto la deformación de la tubería se encuentra dada por:

$$\varepsilon_p = \frac{dU_p}{dx} = \frac{\pi}{2} \varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \cos \frac{\pi x}{2L_s} \tag{3.18}$$

La solución elástica dada en la ecuación 3.18 es válida para cuando la deformación de la tubería se encuentra por debajo de la deformación de fluencia y la fuerza máxima en el resorte del suelo es menor que la resistencia por fricción en el interfaz del suelo-tubería. Esto es:

$$\varepsilon_g L_s \left[1 - \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] < \frac{t_v}{K_g} \tag{3.19}$$

De la ecuación 3.19, la deformación por deslizamiento ε_s esta definida como:

$$\varepsilon_s = \frac{t_v}{K_g L_s} \left[\frac{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2}{\left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] \tag{3.20}$$

Para un relleno denso, la deformación por deslizamiento se traza en la figura 3.5 como una función de la distancia de separación L_s . En este diagrama se consideran dos diferentes diámetros nominales de tubería de grado X-60, $D = 30$ cm (12 in) y 91 cm (36 in), así como dos profundidades del enterramiento, $H = 0.75$ m (2.5 ft) y 1.5 m (5 ft).

Puesto que las deformaciones de deslizamiento son menores que las deformaciones a las cuales resultarían dañadas las tuberías, el daño por propagación a la tubería continua implica típicamente un cierto deslizamiento en la interfaz del suelo- tubería.

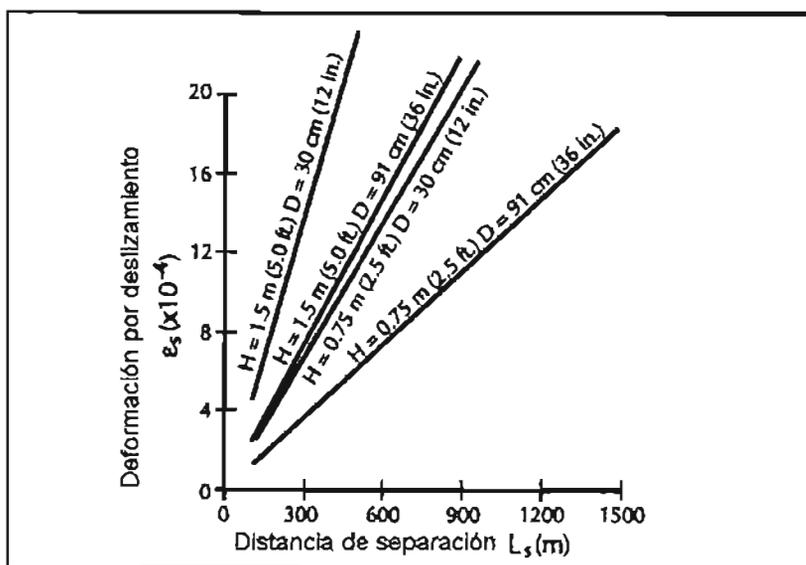


Figura 3.5 Distancia de separación para un relleno moderadamente denso (O'Rourke y Elhmadi, 1988)

Con esto en mente, O'Rourke y El Hmadi consideran el caso del límite superior donde el deslizamiento ocurre en toda la longitud entera de la tubería. Para una onda con longitud de onda λ , los puntos de la deformación cero del terreno (los puntos A y B), como se muestra en la figura 3.6, están separados por una distancia horizontal de $\lambda/2$. Suponiendo una fuerza de fricción uniforme por unidad de longitud de t_u , la deformación máxima de la tubería en el punto C debido a la fricción esta dada por:

$$\epsilon_p = \frac{t_u L_s}{AE} \quad \dots\dots(3.21)$$

donde $L_s = \frac{\lambda}{4}$.

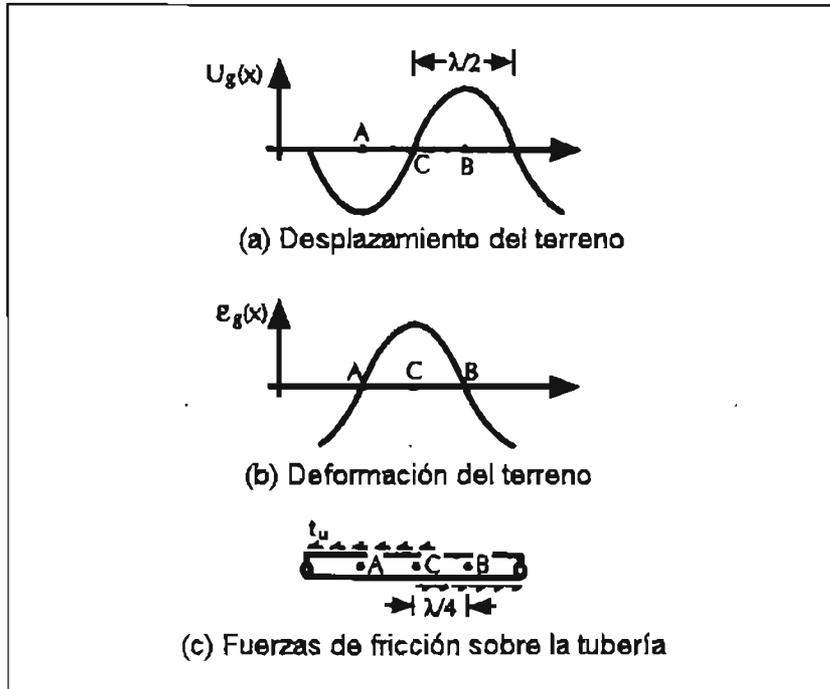


Figura 3.6 Modelo de deformación por fricción para efectos de propagación de ondas en tuberías enterradas, (O'Rourke y Elhadi, 1988)

Para las ondas R, O'Rourke y El Hmadi (1988) desarrollaron un procedimiento de análisis para estimar la deformación máxima de la tubería. Este procedimiento compara la deformación axial en el suelo con la deformación en la tubería continua debido a la fricción del suelo a lo largo de su longitud. Se asume que la deformación del suelo es debido a la propagación de ondas R paralelo al eje de la tubería. Debido a la naturaleza dispersiva de la propagación de las ondas R (es decir, velocidad de fase una función de incremento de la longitud de onda), la deformación del suelo es una función decreciente de la distancia de separación o de la longitud de onda (ver ecuación 2.11). Por otro lado la deformación de la tubería debido a la fricción en la interfaz tubería-suelo es una función creciente de la distancia de separación o de la longitud de onda (ver ecuación 3.21). En una distancia de separación particular (es decir, para una longitud de onda particular), la deformación para fricción iguala a la deformación del suelo. Esta deformación única entonces se convierte en la deformación máxima, la cual puede ser inducida en una tubería continua por la propagación de las ondas R. La figura 3.7 muestra la deformación del terreno y la deformación de la tubería en función de la distancia de la separación para una tubería elástica.

Como se muestra en la figura 3.7, para una distancia de separación más corta de L_s , $L_s < L_s \text{ crit}$, la fuerza de fricción de la tubería actúa sobre la longitud

completa (es decir de A a B en la figura 3.6) y por lo tanto la deformación de la tubería es linealmente proporcional a L_s . Sin embargo para una $L_s > L_{s\text{ crit}}$, la fuerza de fricción de la tubería actúa sólo cerca de los puntos A y B resultando la deformación de la tubería igual a la deformación del terreno en el punto C. Se debe hacer notar que este procedimiento asume que la velocidad máxima del terreno V_{max} , es la misma para todas las frecuencias (longitudes de onda) de la propagación de ondas R y que todas las frecuencias están presentes en el registro.

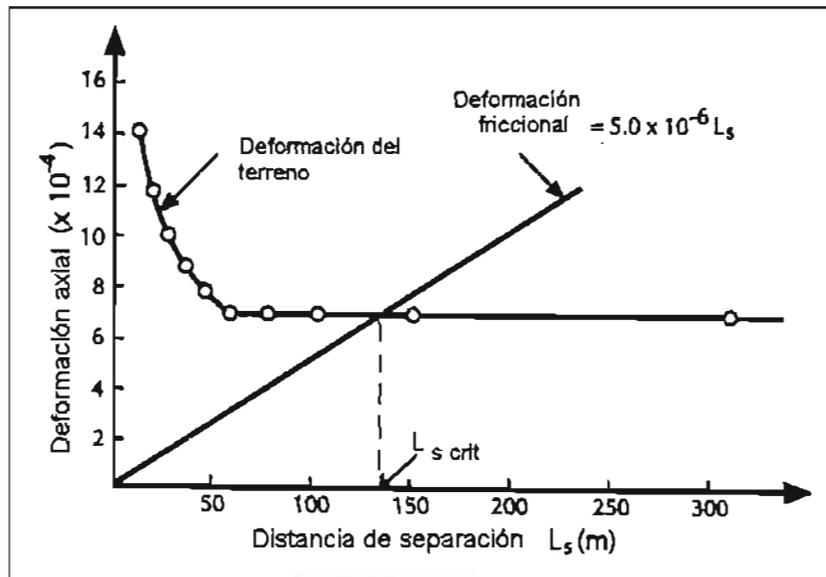


Figura 3.7 Deformación por fricción y deformación del terreno versus distancia de separación

3.4 Comparación entre procedimientos

Se presenta la comparación de los tres procedimientos descritos anteriormente. La comparación se basa en la propagación de las ondas R teniendo una curva de dispersión $v = 0.48$ mostrada en la figura 3.8 ($v =$ módulo de Poisson). La velocidad máxima de la partícula se toma como 0.35 m/s. En la tabla 3.1 se presentan las deformaciones del terreno para tres frecuencias obtenidas de la ecuación 3.4, junto con la deformación estimada en una tubería continua recta de $D = 1.07$ m y un espesor $t = 8$ mm (5/16").

Como se puede apreciar en la tabla 3.1, las deformaciones de las tuberías obtenidas con los tres procedimientos es prácticamente la misma cuando se tienen deformaciones pequeñas en el terreno. En este caso la tubería y el suelo se mueven juntos, por lo que la deformación del suelo y la tubería es la misma. Sin embargo, para grandes deformaciones en el terreno las deformaciones de la tubería obtenidas por Shinozula y Koike así como las del procedimiento de M. O'Rourke y El Hmadi son mucho menores que las deformaciones en el terreno. Esto es, aunque la deformación del terreno es grande, las distancias correspondientes a un cuarto de longitud de onda sobre la cual la fuerza de fricción del suelo actúa son comparativamente pequeñas. Se

puede observar que las deformaciones obtenidas por Shinosuka y Koike para $q=\pi/2$, son prácticamente las mismas que las obtenidas por el procedimiento de M. O'Rourke y El Hmadi.

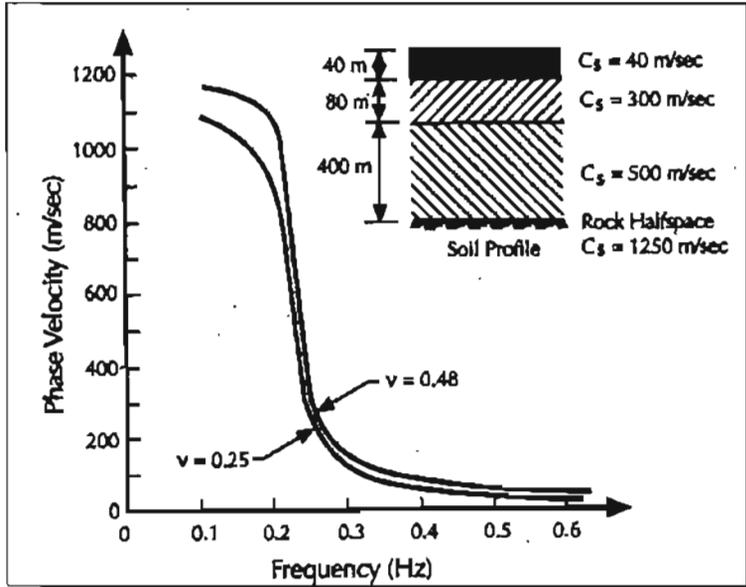


Figura 3.8 Curva de dispersión y perfil del suelo para el sismo histórico de 1985 en México. (O'Rourke y Ayala, 1990)

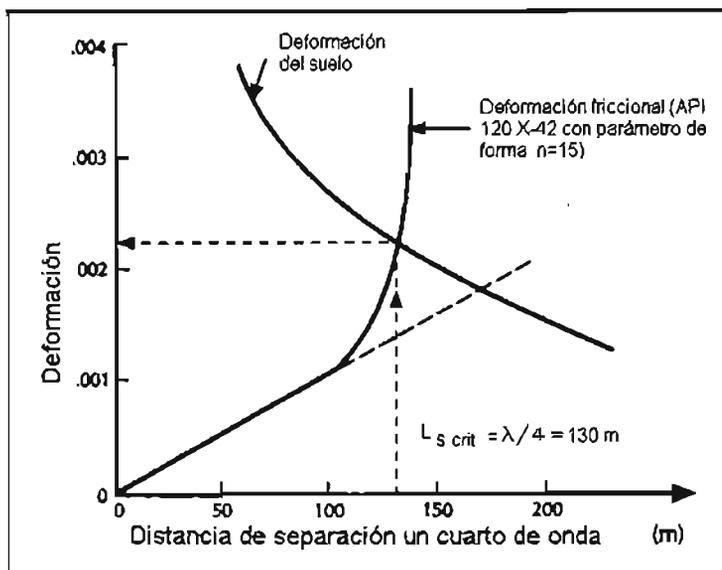
f (Hz)	C_{ph} (m/s)	Longitud de onda (m)	ϵ_g ($\times 10^{-3}$)	Deformación de tubería ($\times 10^{-3}$)		
				Newmark	Shinosuka y Koike $q = 1$	O'Rourke y El Hmadi $q = \pi/2$
0.2	900	4500	0.39	0.39	0.31	0.39
0.3	137	456	2.5	2.5	0.77	1.3
0.4	92	230	3.8	3.8	0.4	0.6

Tabla 3.1 Comparación para tuberías continuas rectas.

3.5 Comparación con casos históricos.

Durante el terremoto 1985 de Michoacán una tubería de acero con $D = 107$ cm (42 in), $t = 0.8$ cm (5/16 in) X-42 del API 120, fue dañada en varios puntos dentro de la zona del lago en la ciudad de México. Como estudio de este caso, M. O'Rourke y Ayala (1990) estimaron la deformación de compresión de la tubería debido a la propagación de ondas R.

La figura 3.9 muestra la curva de dispersión para la onda fundamental R, correspondiendo a las condiciones del subsuelo de la zona del lago en la Ciudad de México (O'Rourke y Ayala, 1990). Debe señalarse que el perfil del terreno para este sitio consiste en una capa de 40 m de arcilla blanda con una velocidad de onda de cortante de 40 m/s. Bajo esta capa, hay dos estratos más rígidos con velocidades de onda de corte de 300 y 500 m/s respectivamente. En el fondo está la roca con una velocidad de onda de corte de 1250 m/s.



After M. O'Rourke and Ayala, 1990

Figura 3.9 Deformaciones por fricción y del suelo para la tubería de Ciudad Nezahualcoyotl

Para una tubería rodeada por arena suelta con $\gamma=110 \text{ lb/ft}^3$ ($17,2 \text{ kN/m}^3$) y un coeficiente de la fricción $\mu=0.5$, la deformación por compresión estimada usando el procedimiento M. O'Rourke y EL Hmadí era cerca de 0.002. El diagrama correspondiente de la deformación del terreno y la deformación por fricción se muestra en la figura 3.9. Note en esta figura que la deformación por fricción es proporcional al cuarto de longitud de onda (es decir, distancia de la separación) para deformaciones menores de 0.001 ($\lambda/4 \approx 100 \text{ m}$). Para distancias de separación más grandes, aunque la fuerza axial sigue siendo proporcional a la distancia de la separación, la deformación no es proporcional debido a que ahora estamos en la zona no lineal del diagrama de esfuerzo-deformación del acero. La deformación por pandeo local se estima cercano a 0.0026 basado en que $D/t=134$. Es decir, el procedimiento analítico sugiere que la tubería está muy cercana al pandeo. Debe decirse que la tubería, de hecho, sufrió una falla por pandeo local en varios puntos separados por distancias de 300 a 500 m (984 a 1640 ft). Esto corresponde razonablemente bien con los 130 m (426 ft), distancia del cuarto de longitud de onda en la figura 3.9. Es decir, las regiones de compresión alta se encuentran a una longitud de onda aparte, o 520 m (1706 ft), del cuarto de longitud de onda crítica de 130 m (426 ft).

Capítulo 4. Modelos numéricos utilizados en tuberías sujetas a propagación de ondas sísmicas.

4.1 Uso de modelos numéricos en el diseño sísmico de tuberías

En el capítulo anterior se mencionaron algunos procedimientos para la obtención de los desplazamientos y deformaciones en una tubería sujeta a propagación de ondas, así como la interacción que tiene ésta de acuerdo al tipo de terreno o relleno donde se encuentra alojada. Las relaciones de velocidad aparente de propagación presentadas en las ecuaciones (3.1) a (3.3) son aplicadas a suelos que presentan una estratigrafía uniforme en la dirección horizontal. Sin embargo estudios realizados por diferentes autores (Wang y M. O'Rourke, 1978, Taki et al., 1983, Hall, 1995, Vassilev y Flores-Berrones, 1999) han mostrado que el daño en tuberías enterradas se presenta con mayor frecuencia en áreas con condiciones de estratigrafía variable (i.e. propiedades de suelo diferente a lo largo de la dirección horizontal). Para la obtención de la respuesta en tales condiciones u otras (por ejemplo: la inclinación en la interfaz suelo-roca o inclinación en la superficie) se ha recurrido al uso de métodos numéricos, tal es el caso del método de elemento finito.

A continuación se presentan los aspectos más importantes de algunos modelos numéricos existentes, que ligan las condiciones del sitio con los modelos ya vistos de interacción suelo-tubería. Con ello se obtiene un sistema integral que permite evaluar las situaciones más críticas respecto a los niveles de esfuerzos y deformaciones alcanzados en la tubería. Dentro de los modelos presentados se da un especial énfasis al modelo de Hindy y Novak por contener conceptos básicos, que han sido utilizados para la construcción de otros modelos.

4.2 Modelo de masas concentradas de Hindy y Novak

Hindy y Novak, (1979), investigaron la respuesta de tuberías enterradas, evaluando los esfuerzos axiales y de flexión de la tubería por efecto de propagación de ondas sísmicas en la dirección longitudinal y transversal a la tubería y con diferentes ángulos de incidencia. Para considerar la interacción dinámica suelo-tubería, se utiliza un modelo de masas concentradas que representa a la tubería. Las reacciones del suelo se derivan de teorías estáticas y dinámicas para un medio continuo. El nivel de esfuerzos en la tubería es provocado por el movimiento del terreno.

El modelo evalúa la respuesta de la tubería para los siguientes casos:

- a) Se toma en cuenta la interacción dinámica suelo-tubería
- b) El sitio está caracterizado por un suelo homogéneo
- c) El sitio está compuesto por dos diferentes tipos de suelo, que se encuentran separados por un plano vertical.

4.2.1 Reacción del suelo en dirección transversal.

La interacción del suelo y la tubería se define por la relación entre el movimiento de la tubería y las reacciones del suelo a ese movimiento. El caso básico consiste en conocer cuándo la tubería vibra en la dirección perpendicular a su eje con desfaseamiento o con diferentes amplitudes.

La reacción del suelo a un movimiento armónico en la dirección transversal de la tubería puede ser descrita por medio de la rigidez dinámica compleja por unidad de longitud, k_u , si se supone una viscoelasticidad lineal con amortiguamiento del material de tipo histerético independiente de la frecuencia,

$$k_u = G[S_{u1}(a_0, \nu, \tan \delta) + iS_{u2}(a_0, \nu, \tan \delta)] \quad \dots\dots (4.1)$$

donde :

$a_0 = R\omega\sqrt{\rho/G}$, siendo R el radio de la tubería, ω la frecuencia, ρ la densidad de masa del suelo, y G el módulo de rigidez al cortante

ν = relación de Poisson

δ = amortiguamiento del material

S_{u1} y S_{u2} = son parámetros dimensionales de rigidez del suelo y amortiguamiento respectivamente, en vibración lateral de la tubería.

La parte real de la ecuación representa la rigidez del suelo, mientras que la parte imaginaria representa el amortiguamiento. La ecuación (4.1) nos da una idea básica de las propiedades de reacción del suelo, sin embargo un análisis de la respuesta en forma más clara puede obtenerse de la analogía dinámica de la solución estática de Mindlin (1964) o de soluciones de elemento finito. En el análisis presentado por Hindy y Novak (1979) las reacciones en el suelo son descritas de manera aproximada utilizando la combinación de la solución estática de Mindlin con la solución dinámica de deformación plana.

La tubería de longitud igual a 2L (ver figura 4.1b) se divide en 2n elementos, de longitud b y carga uniformemente distribuida P. Para obtener los desplazamientos en la superficie de la tubería, utilizando una distancia finita igual a R, se emplea la solución de Mindlin. Debido a que los desplazamientos varían en el perímetro, se toma un desplazamiento promedio, que puede encontrarse en los puntos que se encuentran a 135° a partir del eje vertical (ver figura 4.1a).

La respuesta u_{ij} en el centro del elemento i, debido a la carga uniforme pb (carga P) aplicada al elemento j, es obtenida por integración numérica de la solución de Mindlin con respecto a y sobre la distancia b. De esta manera se obtienen líneas de deflexión como la mostrada en la figura 4.1 b.

Con las líneas de deflexión se obtiene la matriz de flexibilidad como $F_{ji} = \frac{u_{ij}}{pb}$.

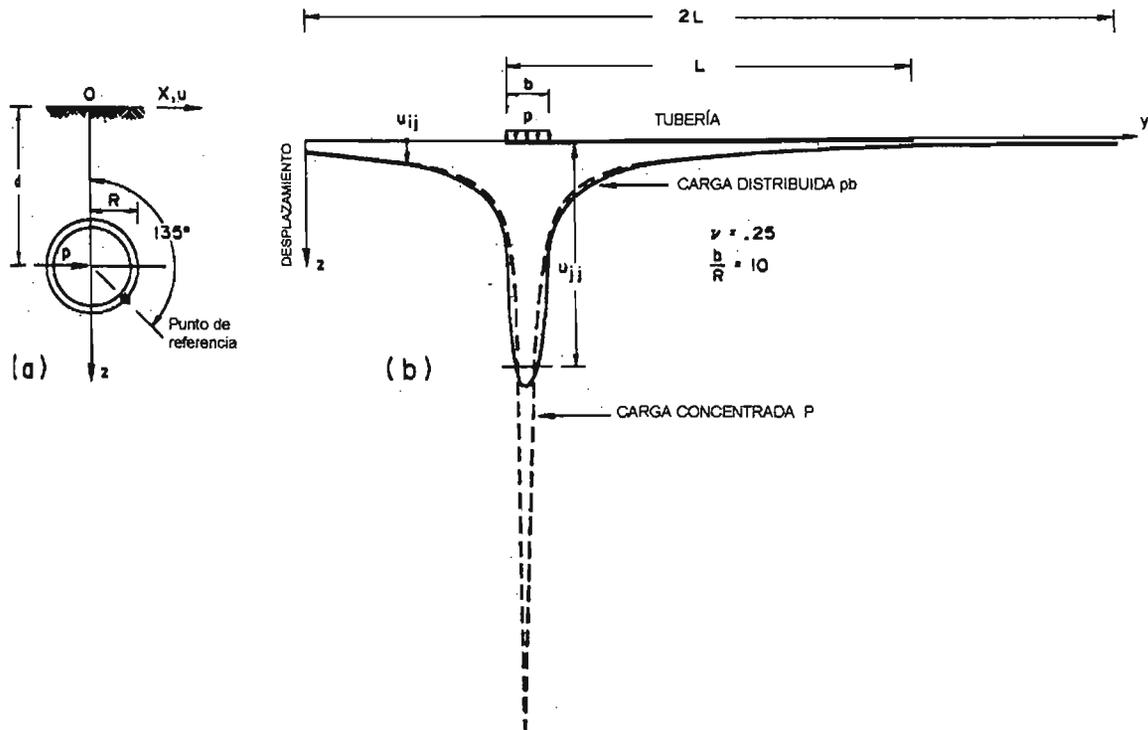


Figura 4.1 Notación y desplazamiento horizontal del suelo debido a una sección uniformemente cargada y debido a una carga concentrada. (Tomado de Hyndi y Novak, 1979)

Considerando el comportamiento de los desplazamientos, (disminuyen muy rápido a poca distancia del área cargada) se supone un medio Winkler, de manera que la rigidez del suelo, k_{ij} , del elemento j , se determina por:

$$k_{ij} = \frac{pb}{u_{ij}} \dots\dots\dots (4.2)$$

Esta rigidez se puede relacionar con la parte real de la ecuación (4.1) como:

$$\frac{pb}{u_{ij}} = GS_{u1}^M \dots\dots\dots (4.3)$$

Donde S_{u1}^M es el parámetro de rigidez adimensional del suelo por unidad de longitud obtenida de la solución de Mindlin (superíndice M), por lo tanto :

$$S_{u1}^M = pb/(u_{ij}G) \dots\dots\dots (4.4)$$

Esta rigidez es la utilizada para obtener la matriz de rigidez del sistema.

Para la predicción de la respuesta sísmica, se debe evaluar el amortiguamiento del suelo. Las fuerzas de amortiguamiento están en la parte imaginaria de la reacción compleja del suelo. El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente C_s está definido como la fuerza de amortiguamiento en una amplitud de vibración dividida entre la frecuencia. Para el caso de deformación plana generada a lo largo de una longitud l , es:

$$C_s = \frac{GS_{u2}l}{\omega} = \frac{G\bar{S}_{u2}Rl}{V_s} \quad \dots\dots (4.5)$$

donde:

$$\bar{S}_{u2} = \frac{S_{u2}}{a_0}$$

V_s es la velocidad de onda cortante del suelo

Los valores de \bar{S}_{u2} están dados en la figura 4.2

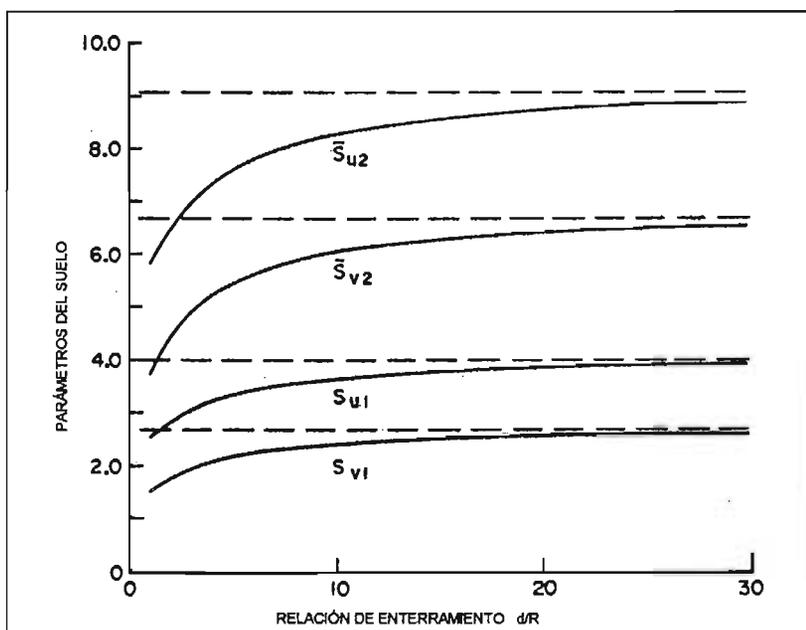


Figura 4.2 Variación de los parámetros adimensionales de la rigidez del suelo para diferentes profundidades de enterramiento para el caso de deformación plana. (Hyndi y Novak, 1979)

4.2.2 Reacción del suelo en la dirección longitudinal.

Para el caso de la dirección axial (a lo largo de la tubería), las reacciones del suelo son otra vez descritas combinando la solución dinámica de deformación plana, con la

solución estática de Mindlin. Para la solución de deformación plana, la rigidez del suelo asociada con una vibración armónica en la dirección axial de la tubería es:

$$k_v = G[S_{v1}(a_0, D_s) + iS_{v2}(a_0, D_s)] \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

Donde:

S_{v1} y S_{v2} = son parámetros adimensionales de rigidez del suelo y amortiguamiento en vibración axial de la tubería, para la parte real e imaginaria respectivamente.

D_s =relación adimensional de amortiguamiento, que usualmente puede tomarse como:

$$D_s = \tan \delta .$$

Novak et al., (1978). encontraron que los valores obtenidos para la rigidez axial en la dirección longitudinal varían entre 1.5 a 2.75 veces el módulo de rigidez al cortante G .

Los parámetros adimensionales de la rigidez y el amortiguamiento para la dirección axial se muestran en la figura 4.2 para diferentes relaciones de profundidades de enterramiento d y radio de la tubería R .

4.2.3 Ecuaciones de la respuesta de la tubería y su solución.

Se asume que la tubería está expuesta a los efectos de un movimiento sísmico del terreno, descrito por una historia de tiempo, con una velocidad frontal de propagación de onda V y un ángulo de incidencia θ . El movimiento de la partícula que depende del tipo de ondas, se resuelve con una componente axial y una componente lateral relativa a la tubería. La componente lateral (perpendicular a la tubería) genera la flexión en la tubería y los movimientos longitudinales generan una respuesta axial.

Se emplea un modelo de masa amortiguada (figura 4.3), donde la tubería es dividida en n dovelas de igual longitud, l , y la masa de cada dovela esta concentrada en su parte media. A las masas discretizadas se asocian las constantes de amortiguamiento y de rigidez. Para evitar la necesidad de considerar las rotaciones explícitas y reducir el número de grados de libertad, la rigidez a la flexión de la tubería se evalúa usando el patrón de desplazamientos indicado en la figura 4.3(b).

Una sección de la tubería , i , tiene una matriz de rigidez estándar del elemento, $[k]$, en donde se relacionan las translaciones en los extremos, u , y rotaciones ψ , para las fuerzas , P y momentos M en los extremos.

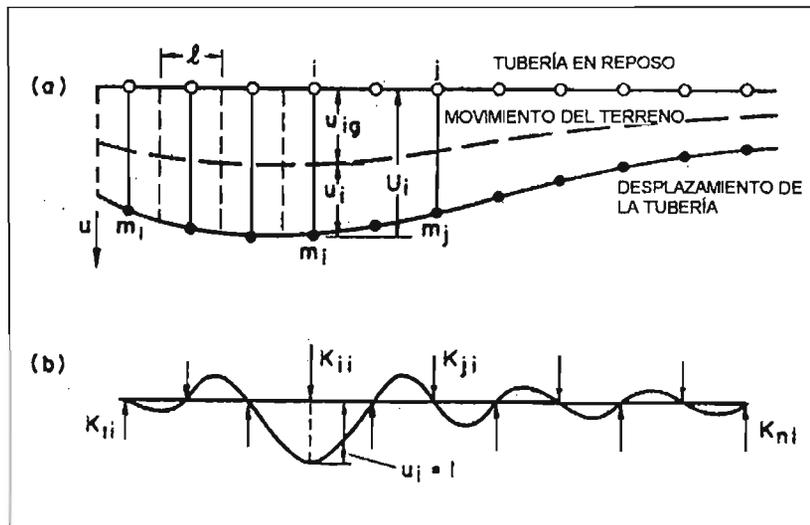


Figura 4.3 Modelo de masas concentradas de la tubería. (Hyndi y Novak, 1979)

De las matrices de los elementos, la matriz de rigidez estructural de la tubería completa es ensamblada. La matriz de rigidez estructural se particiona en submatrices y se establece la condición de equilibrio. De acuerdo con la figura 4.3.b, las momentos externos se pueden despreciar y la rigidez es calculada como fuerzas externas asociadas con un desplazamiento $u_i = 1$ y siendo los desplazamientos igual a cero en los demás puntos. Se resuelve la matriz de rigidez estructural de la tubería $[K_p]$ para todas las rigideces al mismo tiempo.

Los elementos de la matriz de rigidez de la tubería son ensamblados a la matriz de rigidez del suelo $[K_s]$, para obtener la matriz de rigidez total del sistema suelo-tubería $[K]$.

El amortiguamiento de la tubería es menor que el amortiguamiento del suelo. Por lo que la matriz de amortiguamiento del sistema suelo-tubería $[C]$, es tomada igual a la matriz de amortiguamiento $[C_s]$, obtenida por la expresión (4.5).

Una vez obtenidas las matrices de amortiguamiento y de rigidez se establecen las ecuaciones de movimiento, haciendo las siguiente consideración: la resistencia del suelo al movimiento de la tubería se genera por los movimientos relativos entre la tubería y el suelo, u_i (figura 4.3b), de manera que la resistencia de la tubería se obtiene del desplazamiento absoluto, U_i . Así que las ecuaciones de movimiento de la tubería quedan representadas en forma matricial como:

$$[m]\{\ddot{U}\} + [C_s]\{\dot{u}\} + [K_p]\{U\} + [K_s]\{u\} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

Donde:
 $[m]$ es la matriz diagonal de masas

[C_s] es la matriz de amortiguamiento del suelo
 [K] es la matriz de rigidez total del sistema suelo-tubería [K]= [K_p] + [K_s] ,
 {U} es el vector de desplazamientos absolutos {U} = {u_g} + {u} ,
 {u_g} es el vector de desplazamientos del terreno
 {u} es el vector de desplazamientos relativos entre el suelo y la tubería.

Por lo tanto, la ecuación de movimiento en términos de desplazamientos relativos es:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [C_s]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[m]\{\ddot{u}_g\} - [K_p]\{u_g\} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

o bien en términos de desplazamientos absolutos:

$$[m]\{\ddot{U}\} + [C_s]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = [C_s]\{\dot{u}_g\} + [K_s]\{u_g\} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

La ecuación anterior no sólo contiene la aceleración del terreno, sino que también contiene desplazamientos y velocidades del terreno.

Esta última ecuación se utiliza para obtener la respuesta del sistema en términos de los esfuerzos de la tubería. La ecuación se resuelve utilizando métodos numéricos. Los mejores resultados obtenidos para este caso se alcanzaron con el método de Wilson, el cual se utilizó en los estudios paramétricos presentados por Hindy y Novak (1979).

Los resultados obtenidos por Hyndi y Novak se presentan a continuación. Los resultados se presentan comparando las respuestas tomando en cuenta o no la interacción suelo-tubería. En el caso en que se desprecia la interacción suelo-estructura se considera una onda plana que viaja a lo largo de la tubería con una velocidad C (velocidad de fase o velocidad aparente) y se aplican las formulas dadas por Newmark.

4.2.4 Resultados numéricos y análisis paramétrico del modelo de Hindy y Novak

- a) Variación de la deformación de la tubería con respecto al ángulo de incidencia θ en un medio homogéneo.

La deformación axial de la tubería, con respecto al ángulo de incidencia, fue máxima para un θ = 90 grados, es decir, cuando la onda P sigue la dirección de la tubería. La deformación por flexión máxima fue para un θ =entre 50 y 60 grados (ver figura 4.4). Las deformaciones considerando efectos de interacción son menores que en el caso que se desprecia este efecto. La reducción en el esfuerzo axial es mayor que el esfuerzo por flexión. Para el caso de la onda S la deformación por flexión máxima ocurre para θ = 90 grados, mientras que la deformación axial máxima ocurre en θ = entre 40 y 45 grados (ver figura 4.5).

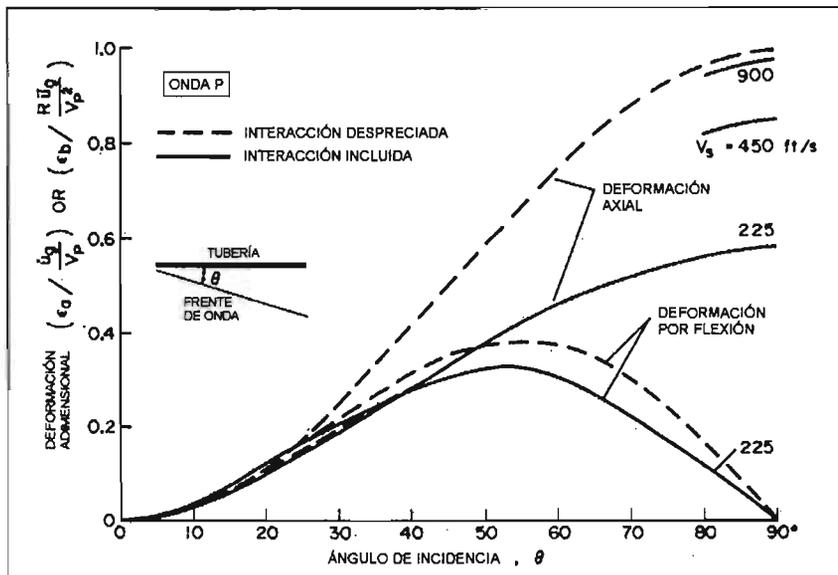


Figura 4.4 Variación de la deformación axial y de flexión en la tubería con respecto al ángulo de incidencia θ de ondas P (Hindy y Novak, 1979)

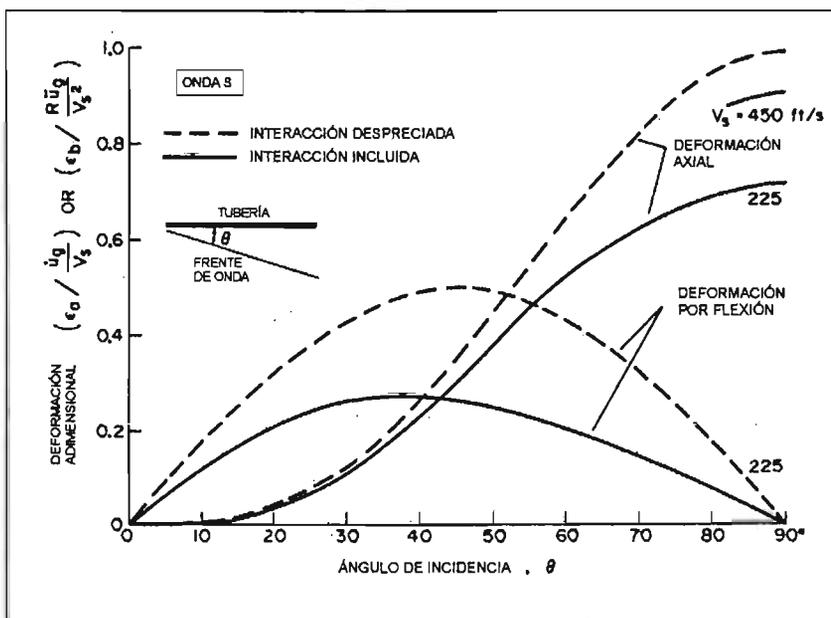


Figura 4.5 Variación de la deformación axial y de flexión en la tubería con respecto al ángulo de incidencia θ de ondas S (Hindy y Novak, 1979)

b) Variación de esfuerzos con respecto a la velocidad de onda de cortante. en un medio homogéneo.

En la figura 4.6 se muestra la variación de esfuerzos en la tubería con respecto a la velocidad de onda cortante para el casos críticos en donde el ángulo de incidencia es

igual a 90 grados. Para valores altos de V_s los valores de de los esfuerzos en la tuberías son pequeños la tubería sigue al suelo durante la vibración. Conforme V_s decrece, los esfuerzos en la tubería se incrementan rápidamente y el efecto de interacción reduce los esfuerzos significativamente. En la figura 4.6 se aprecia también que los efectos de interacción son más significativos en el caso axial que en la flexión.

Hindy y Novak también midieron la respuesta de la tubería variando su radio exterior, encontrando que al incrementar el diámetro los esfuerzos axiales disminuyen mientras que los esfuerzos de flexión aumentan. Pero el efecto de interacción incrementa ambos tipos de esfuerzos.

Finalmente, Hindy y Novak, estudiaron el caso de un medio compuesto por dos tipos de suelo de diferente rigidez, separados por una frontera vertical. Los resultados para una onda S, se presentan en la figura 4.7 donde se muestra que los esfuerzos en la tubería son altos cercanos a la frontera y su valor máximo puede exceder los valores calculados para un medio homogéneo ignorando la interacción suelo tubería.

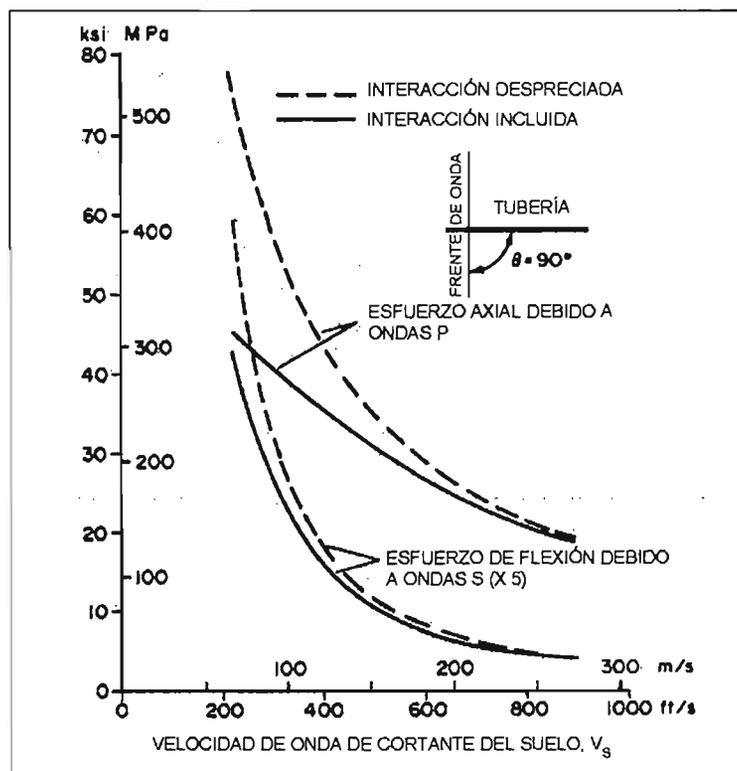


Figura 4.6 Variación de los esfuerzos en la tubería con respecto al a velocidad de onda cortante (propagación de onda a lo largo de la tubería, $\theta = 90^\circ$) (Hindy y Novak, 1979)

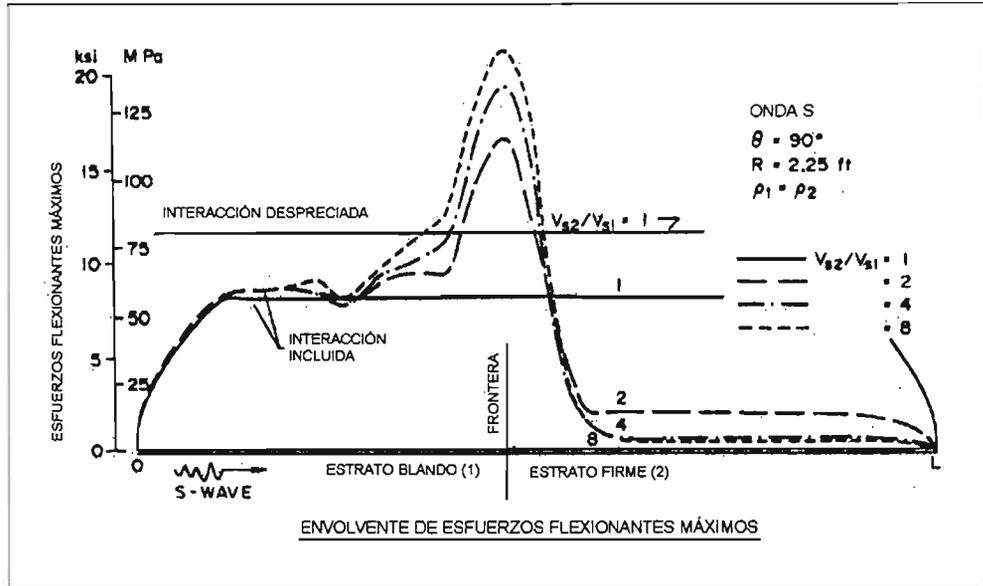


Figura 4.7 Esfuerzos flexionantes máximos en la tubería debido a propagación de ondas S de suelo blando a firme (Hindy y Novak, 1979)

El modelo de Hindy y Novak fue validado con los estudios experimentales de Nasu et al. (1973),

4.3 Modelo dinámico (análisis de respuesta multiparticularizada)

Este modelo (Kubota, 1981), se aplica para terrenos no homogéneos compuestos por diferentes tipos de suelo con diferentes características de vibración. Consiste en un análisis de respuesta multiparticular, donde el subsuelo se representa por un gran número de pequeñas masas unidas por resortes y amortiguadores. Aquí se supone que la roca basal, la estratigrafía del subsuelo blando y la tubería forman un conjunto interconectado que se estudia cuando está bajo los efectos de respuesta a las vibraciones que transmite la roca basal.

Este método parte de las consideraciones siguientes:

- Las tuberías enterradas no alcanzan la resonancia en el terreno.
- La magnitud de la deformación que experimentan las tuberías enterradas está determinada por la rigidez del tubo y del subsuelo en forma simultánea.

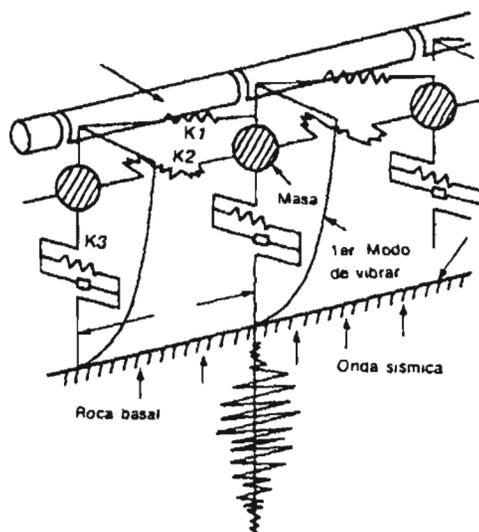


Figura 4.8. Modelo dinámico. (Kubota, 1981)

- En lo que se refiere a las vibraciones del terreno, se toman en cuenta aquellas que corresponden al paso de las ondas sísmicas al cortante.
- Cada elemento del terreno está representado por un sistema de partículas. Las ramificaciones y juntas de las líneas de tuberías tienen la libertad necesaria de expandirse, contraerse y sufrir flexiones o rotaciones.

Para el análisis dinámico, se pueden emplear registros sísmicos o espectros de respuesta promedio. Los registros sísmicos que se empleen en este análisis deben reflejar la información propia de las condiciones geológicas del sitio de la obra y sus características sísmicas.

Los espectros de respuesta usados para el análisis deberán incluir las características de los movimientos sísmicos descritos en el punto anterior, o, en su defecto, se podrán emplear espectros de respuesta promedio, siempre y cuando la decisión del sistema de diseño se tome con base en el sismo de diseño y el periodo de recurrencia correspondiente.

Las funciones de los resortes K_1 , K_2 , K_3 del modelo mostrado en la figura 4.8 se presentan en la siguiente tabla:

Resorte	Función	Parámetros más importantes
K_1	Trasmite la vibración del terreno a la tubería	K: Módulo de rigidez del subsuelo
K_2	Muestra la relación entre diferentes masas del subsuelo	E: Módulo de Young del terreno G: Módulo dinámico de rigidez del suelo l' : Distancia entre masas del subsuelo
K_3	Trasmite la vibración de la roca basal a las masas del subsuelo blando	M: Masa efectiva del subsuelo T_G : Periodo natural del terreno h: Características de amortiguamiento del terreno

Tabla 4.1 Funciones de los resortes y parámetros más relevantes

Las masas del suelo y las constantes de resorte se calculan de las siguiente forma:

a) Masas efectivas

La masa efectiva M del suelo se obtiene mediante la relación:

$$M = m \cdot l' \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

donde l' es la distancia entre las partículas de masa efectiva (M) y m representa directamente la masa del suelo por unidad de longitud y está dada por:

$$m = dm^2 \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

donde dm es la masa equivalente dada por:

$$dm = \int_0^H \gamma \cdot F(x) \cdot dx \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

- H : espesor del suelo blando
- γ : peso volumétrico del suelo
- X : distancia medida en dirección vertical
- $F(X)$: configuración del modo con que vibra el terreno blando, tomando como origen de deformaciones a la roca basal.

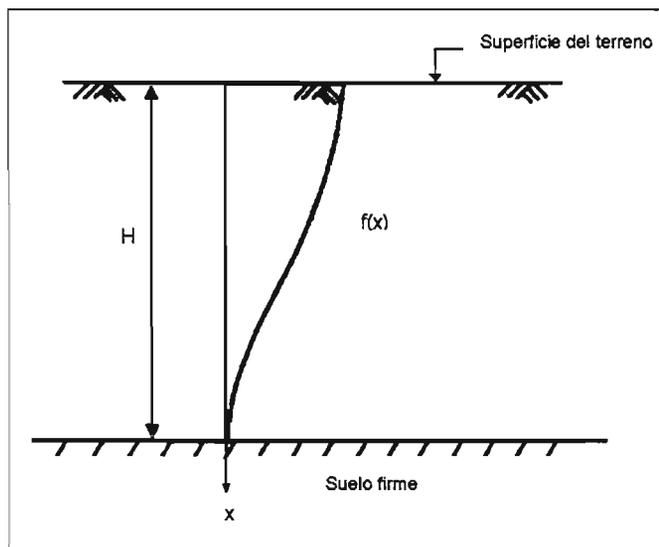


Figura 4.9 Configuración del modo de vibrar

El modo de vibración, es obtenido del método de elemento finito o del modelo multiparticularizado y se representa por la siguiente ecuación:

$$F(x) = a \cdot f(x) \quad \dots\dots (4.13)$$

donde:

$f(x)$: configuración del modo de vibrar del terreno blando, por efectos de la aceleración aplicada al paso de las ondas sísmicas. Su valor máximo puede ser 1. (ver figura 4.9)

a : aceleración del terreno

b) Factor de participación

El factor de participación del terreno $f'(x)$ en cualquier posición aleatoria en el terreno esta dado por:

$$f'(x) = dm \cdot F(x) \quad \dots\dots (4.14)$$

c) Constante del resorte (K_1):

Para la dirección axial:

$$K_{1a} = K_s \cdot \pi \cdot D \cdot l \quad \dots\dots (4.15)$$

Para la dirección transversal:

$$K_{1r} = K_h \cdot D \cdot l \quad \dots\dots (4.16)$$

Donde:

D : Diámetro exterior de la tubería

l : longitud de la tubería

K_h : Valor K en la dirección perpendicular a la dirección axial (tn/m³)

K_s : Valor K en la dirección axial (tn/m³)

d) Constante del resorte (K₂):

Para la dirección axial:

$$K_{2a} = \int_b^H f'(x) \cdot \frac{E}{l'} \cdot dx \quad \dots\dots (4.17)$$

Para la dirección perpendicular a la axial:

$$K_{2r} = \int_b^H f'(x) \cdot \frac{G}{l'} \cdot dx \quad \dots\dots (4.18)$$

donde los parámetros G y E están definidos en la tabal 4.1

e) Constante del resorte (K₃):

$$K_3 = \frac{4\pi^2 \cdot M}{T_G^2 \cdot g} \quad \dots\dots (4.19)$$

donde:

M : la masa dada en la ecuación (4.10)

T_G : Periodo natural del terreno (periodo predominante)

g : aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

4.4 Modelo matemático de juntas friccionantes y modelo cuasiestático para tuberías segmentadas

El modelo matemático de juntas friccionantes presentado por Rascón y Muñoz (1985), se utiliza en tuberías rectas segmentadas, unidas con juntas flexibles. El modelo de juntas friccionantes considera un comportamiento elástico del tubo, el suelo y las juntas.

Este método considera un tramo de tubería k (ver figura 4.10), donde los desplazamientos del suelo en sus extremos anterior y posterior son D_k(t) y D_{k+}(t) respectivamente, t denota el tiempo, en tanto que los correspondientes

desplazamientos del tubo en dichos extremos son $X_{2k-1}(t)$ y $X_{2k}(t)$. Todas estas coordenadas se miden con respecto a la posición que tiene el tubo antes del sismo.

El método obtiene los desplazamientos relativos entre el extremo posterior y anterior del tubo k , tomando en cuenta que la fuerza que se opone al deslizamiento está dada por:

$$F_f = \mu P \quad \dots\dots (4.20)$$

Donde :

μ = coeficiente de fricción entre el empaque y el tubo.

P = Fuerza entre empaque y tubo

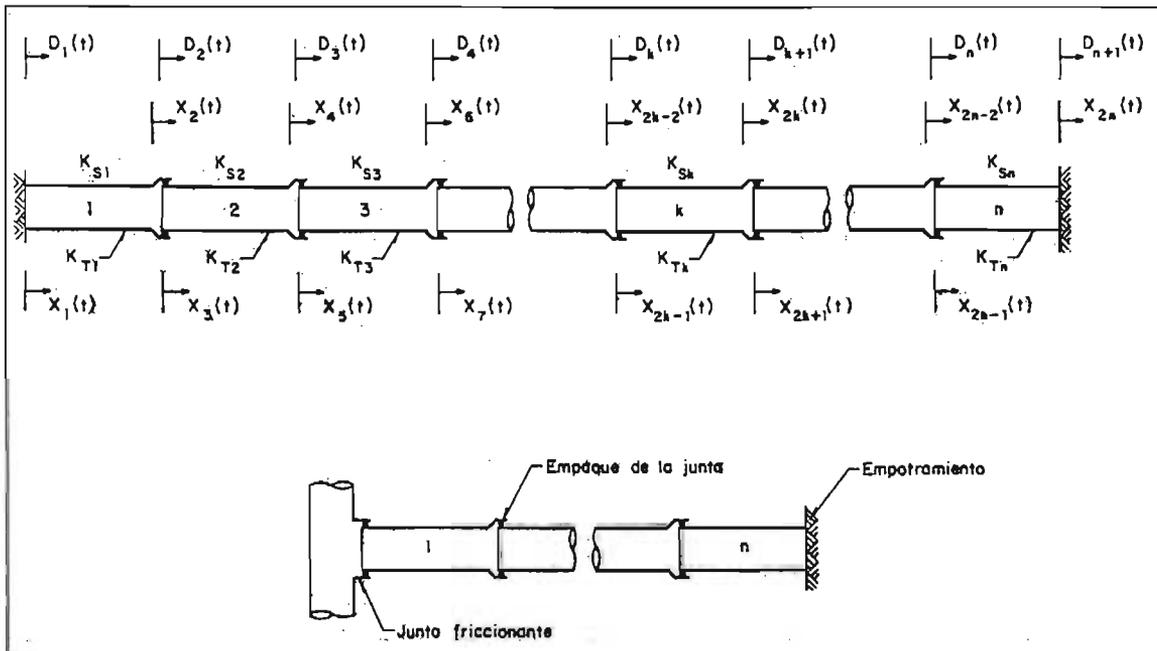


Figura 4.10 Idealización de la tubería en el método de juntas friccionadas

El efecto del suelo en el análisis se considera mediante un elemento elástico longitudinal con una rigidez por unidad de longitud.

El método cuasiestático suministra una mejor precisión que el método de juntas friccionadas, ya que considera un mayor número de propiedades del tubo y el suelo. El modelo teórico se muestra en la figura 4.11; los resortes (K_i) entre cada segmento de tubería representan la rigidez de la junta, pudiendo suponerse para cada uno de ellos una relación carga-desplazamiento elástica o elastoplástica. La resistencia del suelo se representa también mediante un resorte con una relación carga-desplazamiento elastoplástica (K_i).

En ambos métodos, con ayuda de conceptos del análisis matricial de estructuras se establece la ecuación de equilibrio del sistema suelo-tubería. Para su solución es necesario conocer los desplazamientos del terreno en las diferentes secciones de la tubería. Éstos se obtienen de registros sísmicos obtenidos en el sitio de interés o mediante un proceso de simulación de temblores.

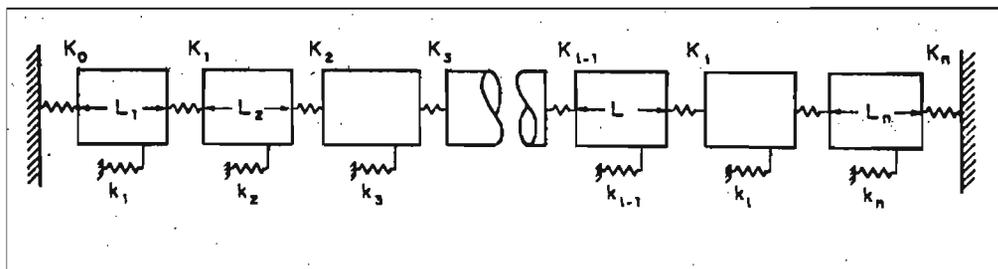


Figura 4.11 Modelo de tubería para el método cuasiestático

El análisis se lleva a cabo para cada segmento de la tubería y para la historia completa de desplazamientos del terreno. Conocidos los desplazamientos de la tubería, se calculan las extensiones o contracciones en las juntas y los desplazamientos relativos entre el terreno y las diferentes secciones de la tubería, y en consecuencia las deformaciones y curvaturas máximas de la misma.

4.5 Modelo matemático de Vassilev y Flores-Berrones para tuberías segmentadas basado en el Método del Elemento Finito (MEF).

Recientemente, Vassilev y Flores-Berrones (1995) desarrollaron un modelo matemático basado en el Método del Elemento Finito (MEF), en una formulación bidimensional para estudiar el comportamiento de una tubería recta segmentada sujeta a los efectos de la propagación de una onda sísmica. En dicho modelo se utiliza el análisis cuasiestático para evaluar la respuesta de la tubería; se supone al suelo un medio elástico, homogéneo (y/o no-homogéneo), isotrópico (y/o isotrópico transversal), bajo condiciones de deformación plana (figura 4.12).

Se emplean 3 tipos de elementos : un elemento isoparamétrico bidimensional para el suelo, un elemento viga de dos nodos para la tubería y elementos resortes en las fronteras. El suelo que rodea la tubería es representado por elementos finitos de cuadriláteros de cuatro nodos y la interacción toma lugar por una conexión elástica entre los nodos de los elementos finitos de la viga y el elemento plano (suelo).

La posibilidad de deslizamiento en la interfaz suelo-tubería se evalúa para el caso en que la deformación sísmica superficial sea grande; dicho deslizamiento ocurre cuando la resistencia al cortante del suelo en esa interfaz ha sido vencida por la acción sísmica.

En un caso isotrópico, el suelo es caracterizado por su módulo de elasticidad (E_s) y su relación de Poisson ν . Si el suelo es estratificado y su propiedad son diferentes en dos direcciones perpendiculares, las características del suelo incluirán el módulo de elasticidad y la relación de Poisson en los dos planos isotropicos.

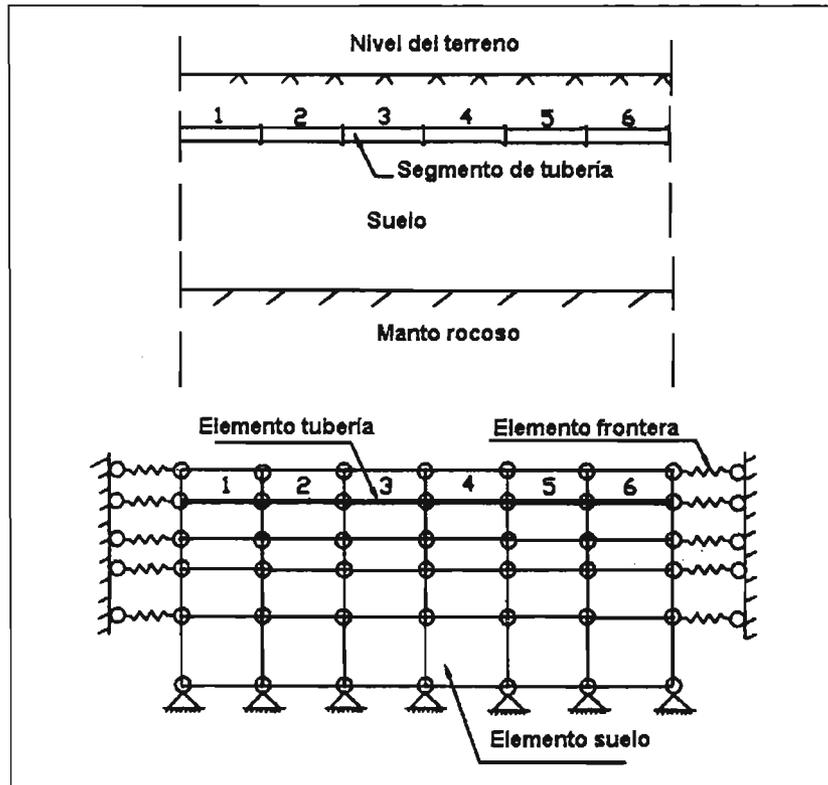


Fig. 4.12 Modelo de elemento finito para tuberías segmentadas

Usando este modelo se determinan los esfuerzos axiales y flexionantes de la tubería, los desplazamientos relativos entre el suelo y la tubería, así también las expansiones y contracciones en cada junta.

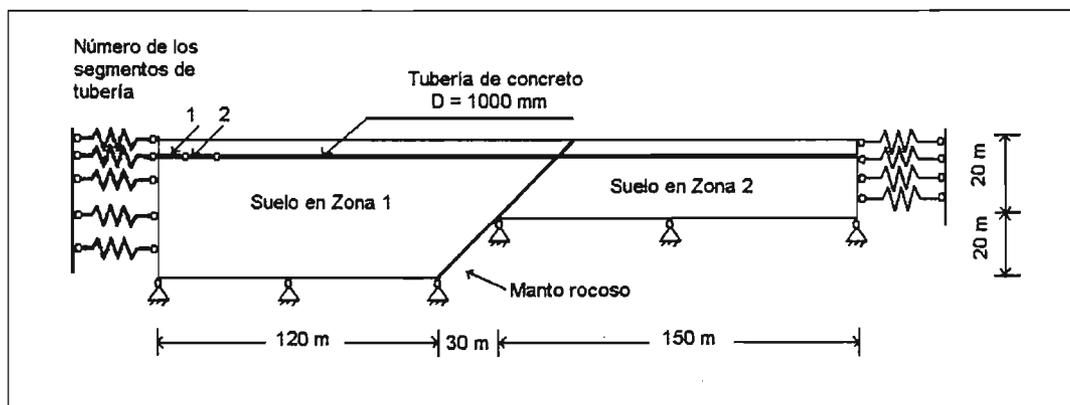


Fig. 4.13 Perfil del suelo y condiciones de frontera

En la figura 4.13 se presenta un caso típico donde la profundidad del manto rocoso varía a lo largo de la tubería. Los resultados utilizando el modelo matemático de Vassilev y Flores, sobre el estado de esfuerzos y las deformaciones para el perfil señalado en la figura 4.13, se muestran en la figura 4.14. Se puede observar que si no se toma en cuenta el deslizamiento entre los tubos y el suelo, los esfuerzos en los tubos se incrementan (figura 4.14, a). Haciendo la misma consideración para el análisis de la expansión-contracción máxima en las juntas (figura 4.14, c), se observa que esta es aproximadamente 35 mm; si el valor admisible es sólo de 20 mm, un tramo de aproximadamente 24m (tubos núm. 4 al 7) se encuentra vulnerable a daños sísmicos.

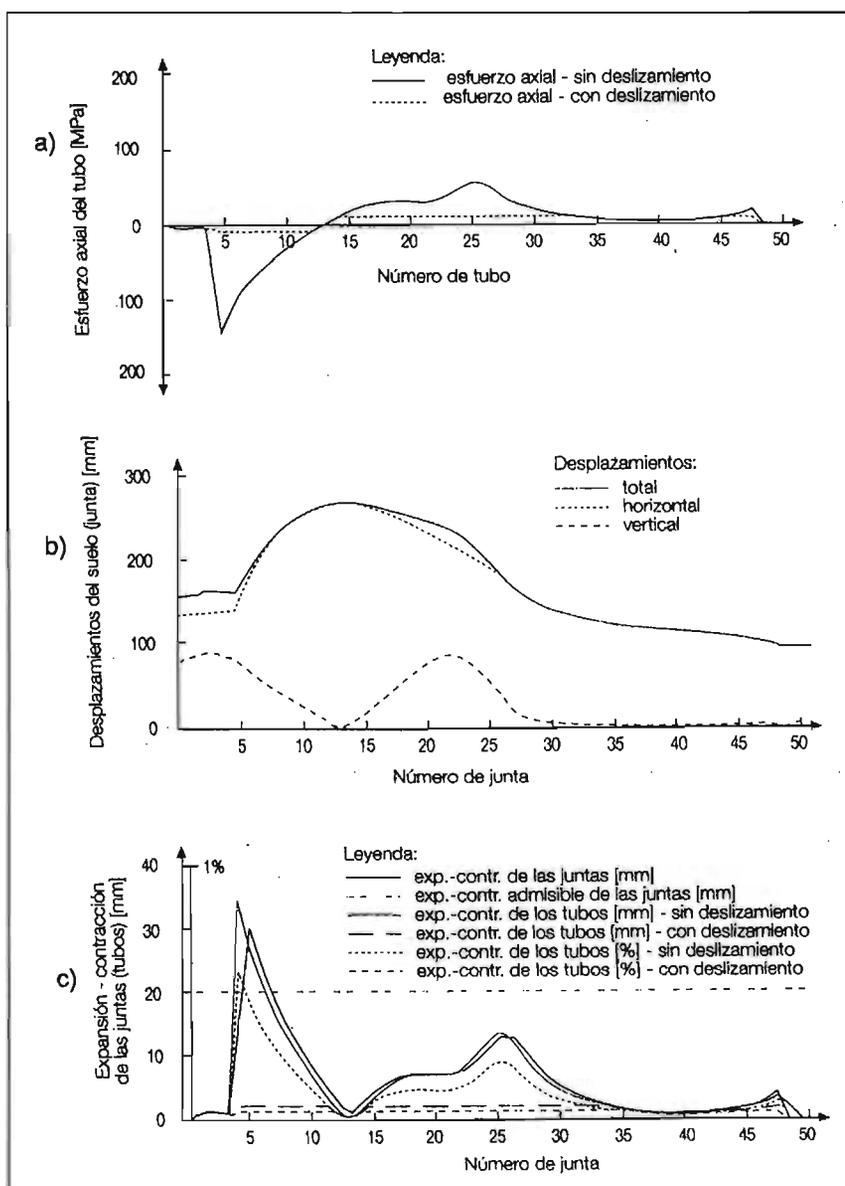


Fig. 4.14 Esfuerzos axiales y desplazamientos en los tubos (juntas); rigidez uniforme del suelo a lo largo del perfil longitudinal ($E_1 = E_2 = 50 \text{ Mpa}$) (Vassilev y Flores-Berrones, 1995)

La influencia del cambio de la rigidez del suelo a lo largo del perfil longitudinal de la tubería se muestra en las ilustraciones 4.15 y 4.16. Cuando la zona 1 es más rígida que la zona 2 (figura 4.15), el estado de esfuerzos y deformaciones es semejante al caso en el cual las dos zonas tienen la misma rigidez (figura 4.14). Sin embargo, una diferencia marcada se observa en la zona de contacto entre las dos zonas; el tramo que comprende los tubos núm. 25 a 27 tiene ahora una expansión-contracción que también rebasa a la permisible.

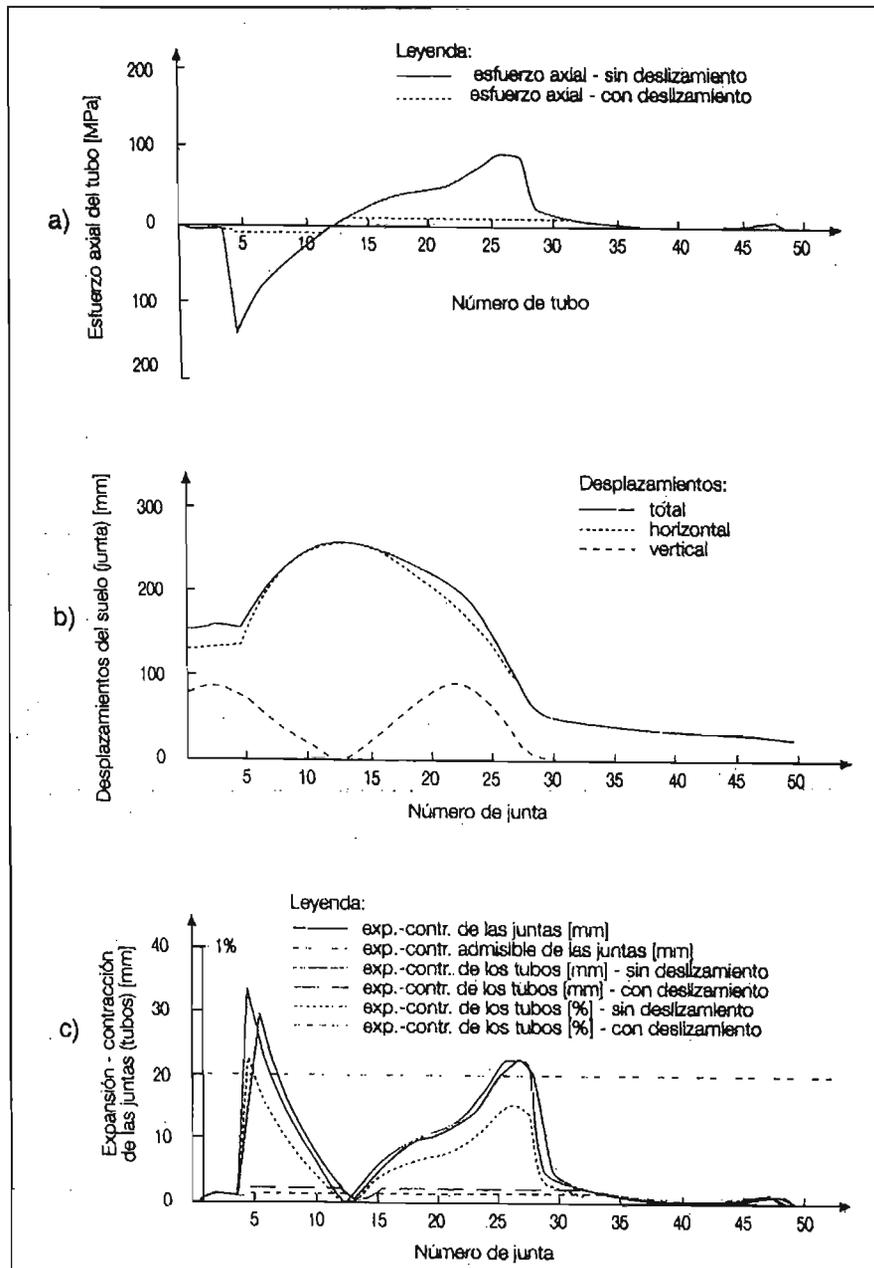


Fig. 4.15 Esfuerzos axiales y desplazamientos en los tubos (juntas); en la zona 1 el suelo más rígido que en la zona 2 ($E_1 = 150 \text{ Mpa}$, $E_2 = 50 \text{ Mpa}$) (Vassilev y Flores-Berrones, 1995)

Más favorable es el caso en el cual el suelo de la zona 2 es más rígido (figura 4.16). En este caso, los esfuerzos en los tubos son menores de 50 Mpa si no hay deslizamiento, o menores de 10 Mpa si ocurre deslizamiento. Los desplazamientos del suelo respecto a los de los tubos disminuyen más de dos veces (figura 4.16,b) si los comparamos con los de las figura 4.14,b y 4.15,b. La expansión-contracción también disminuye casi tres veces en este caso; si la expansión-contracción permisible sigue siendo 20 mm, en este último ejemplo no hay tramos vulnerables de deformaciones sísmicas.

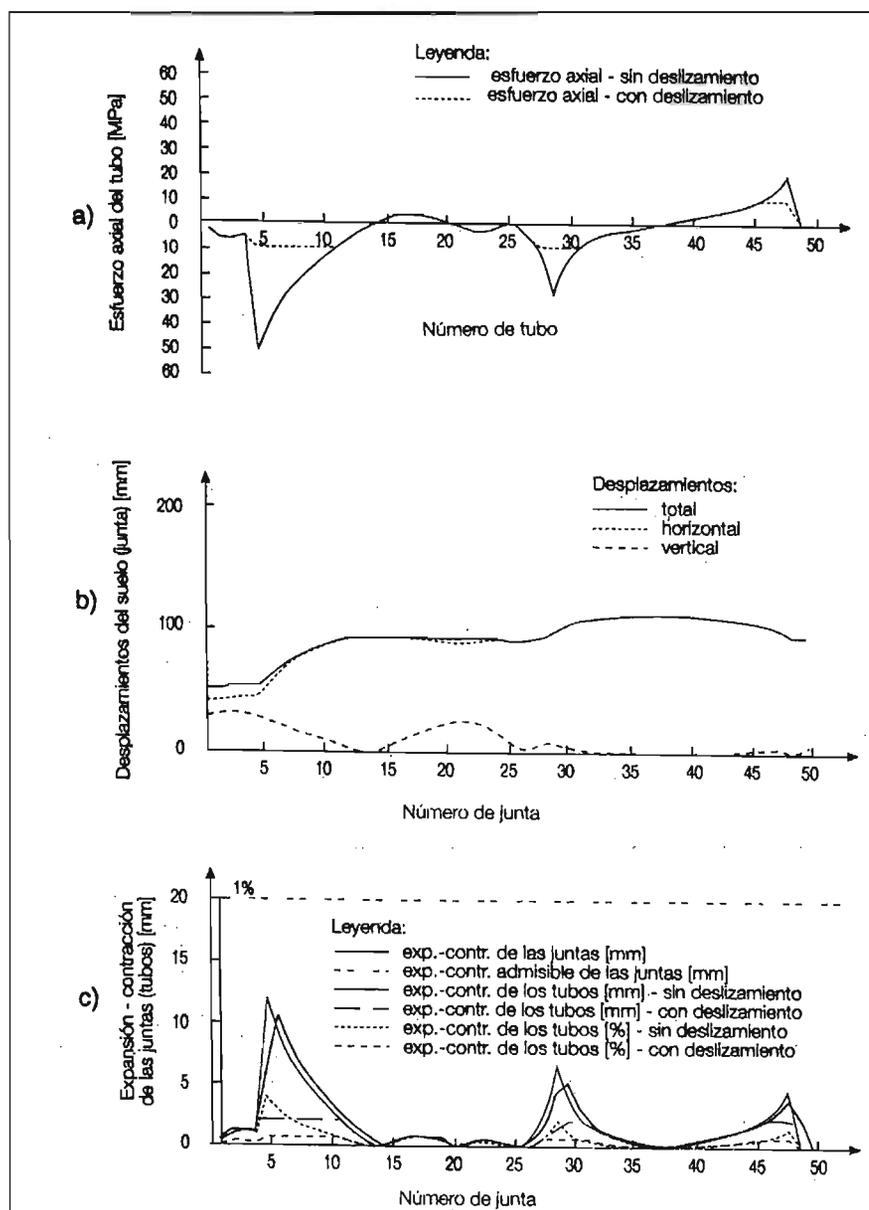


Fig. 4.16 Esfuerzos axiales y desplazamientos en los tubos (juntas); en la zona 2 el suelo más rígido que en la zona 1 ($E_1 = 50 \text{ Mpa}$, $E_2 = 150 \text{ Mpa}$) (Vassilev y Flores-Berrones, 1995)

4.6 Otras condiciones del sitio estudiados con modelación numérica

Nishio et al. (1983) llevaron a cabo una serie de pruebas en laboratorio para estudiar la amplificación de la respuesta del terreno debido a la interfaz de suelo-roca inclinada. Las figuras 4.17 y 4.18 muestran dos modelos básicos considerados por ellos. El fondo del modelo fue excitado (sacudido) como una unidad, por ondas incidentes verticales (i.e. sin efectos de propagación de onda horizontal). Para la superficie inclinada en el modelo 2 (figura 4.17), las deformaciones en el terreno fueron mayores en las zonas cercanas a la superficie inclinada. Para la situación de un valle (i.e. las dos superficies inclinadas) en el modelo 3. (figura 4.18), las deformaciones en el terreno fueron simétricas con respecto al centro del valle y las deformaciones del terreno fueron mayores sobre las superficies inclinadas. Ellos también emplearon modelos numéricos obteniendo los resultados mostrados en la figura 4.17 y la figura 4.18 que coinciden bien con los resultados experimentales observados para la componente Este-Oeste en el sitio de Shiogama registrado durante 1978 en el sismo de Off Miyagi Ken Oki,

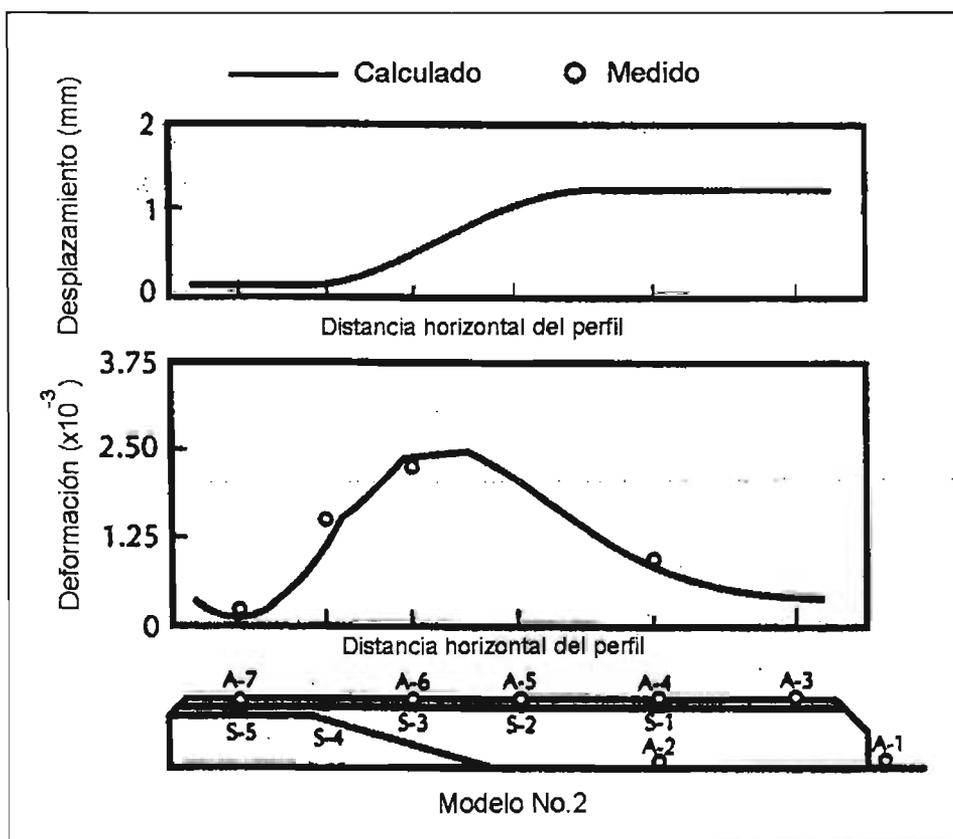


Figura 4.17 Deformaciones axiales y modelo para un medio valle (Nishio et al., 1983)

Se ha propuesto que para estimar la respuesta del terreno en sitios complejos, se aprovechen las técnicas de elemento finito en análisis unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales. Por ejemplo Ando et al. (1992) usó un programa

de elemento finito bidimensional para analizar la respuesta dinámica del sitio mostrado en la figura 4.19. En esta figura, el área sombreada es un terraplén (depósito) con una velocidad de onda cortante 166 m/s, mientras que la velocidad de onda de cortante en el terreno natural es de 300 m/s.

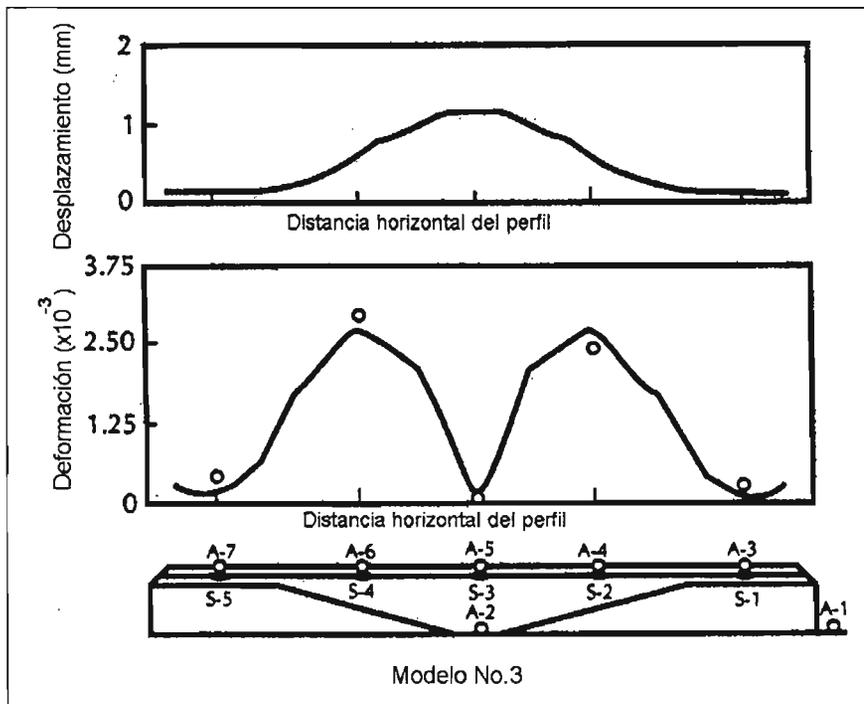


Figura 4.18 Deformaciones axiales y modelo para un valle (Nishio et al., 1983)

Usando el sismo de 1978 de Off Miyagi Prefecture el cual tuvo una aceleración máxima del terreno de 25 gals, Ando et al determinaron las deformaciones en las tuberías como se muestran en la figura 4.20

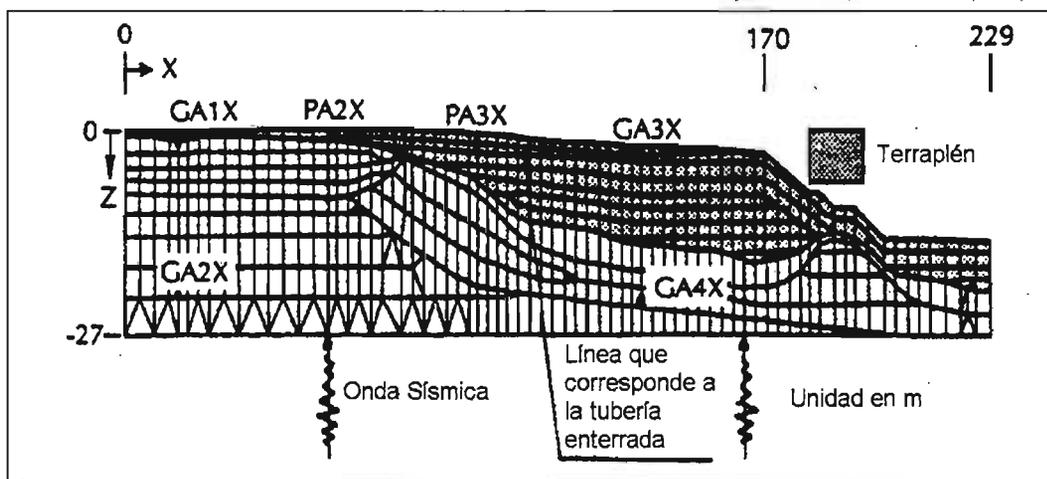


Figura 4.19 Perfil de un sitio complejo

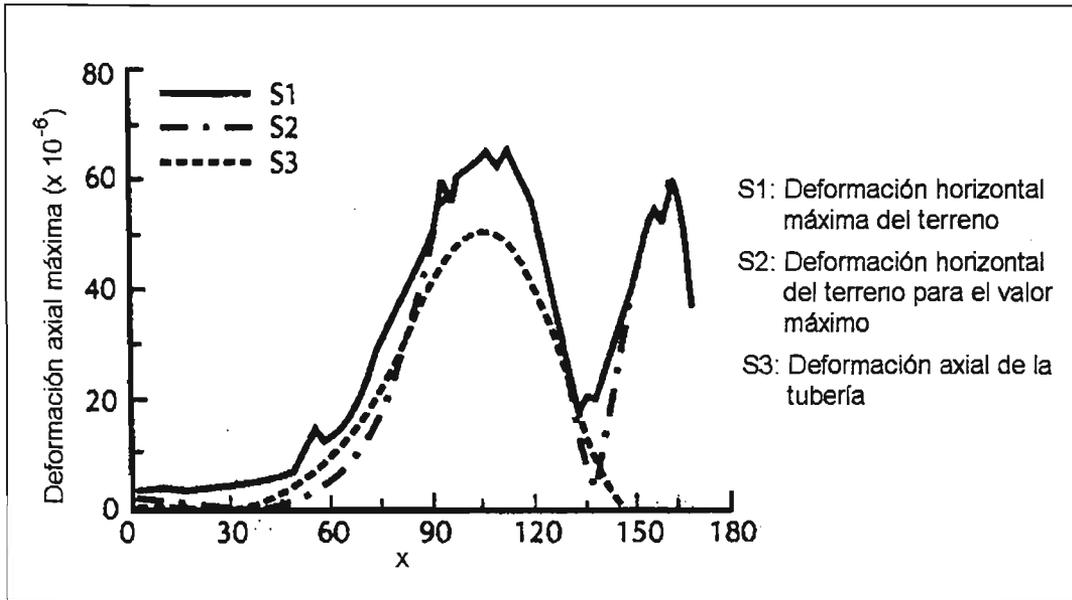


Figura 4.20 distribución de esfuerzos en un sitio complejo. (Ando et al., 1992)

Nuevamente a todos los puntos a lo largo de la base del modelo se les dio un movimiento en el mismo instante, produciendo así ondas de cuerpo que se propagaron verticalmente. La deformación del terreno es mayor donde la superficie de la roca es inclinada y en la zona del talud del depósito. La deformación máxima del terreno debido a la complejidad del sitio es aproximadamente 10 veces mayor que en el terreno uniforme natural. Los resultados numéricos coinciden bien con los valores observados durante el mismo sismo.

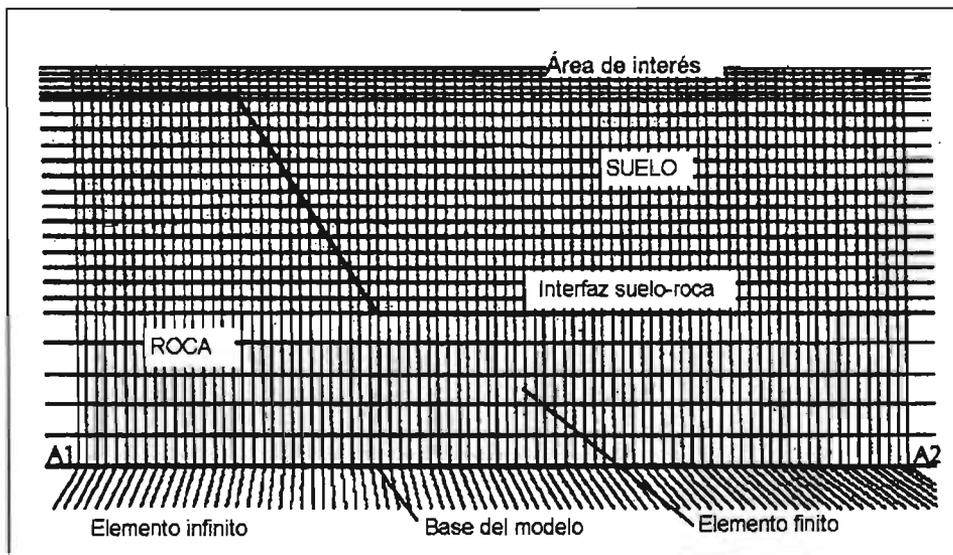


Figura 4.21 Área de interés en el modelo de elemento finito de Liu and O'Rourke

O'Rourke y Liu (1997) desarrollaron un método simplificado para calcular la respuesta del terreno en un sitio similar al utilizado por Nishio et al., (1983) es decir en un sitio con una interfaz suelo-roca inclinada.

Para comprobar los resultados del método desarrollaron un modelo numérico. En este modelo se consideran los efectos del material que se encuentra inmediatamente fuera del área de interés, como se muestra en la figura 4.21. Específicamente, elementos infinitos son usados para eliminar la reflexión en la frontera fuera del sitio. Las ondas de cortante se generan con registros de aceleración o desplazamientos descritos a lo largo de la línea A1-A2 y propagadas verticalmente hacia la superficie. Arriba de la línea sólida gruesa se encuentra un estrato de suelo con un rango de velocidad entre 150 m/s y 1000 m/s, la relación de Poisson es de 0.32 y un peso volumétrico del suelo de 2000 kg/m^3 (120 pcf), mientras bajo la línea gruesa se encuentra roca con una velocidad de onda cortante entre 1250 y 2500 m/s, relación de Poisson es de 0.20 y tiene una densidad de 3200 kg/m^3 .

Se utilizaron tres registros de aceleración del sismo de San Fernando en 1971, en la base del modelo.

Liu y O'Rourke analizaron la respuesta máxima del sitio para ángulos de interfaz del suelo-roca $\alpha=10^\circ$, $\alpha=45^\circ$ y $\alpha=90^\circ$. Ellos encontraron que el desplazamiento y que la velocidad del terreno son menores en la capa de suelo superficial y mayores en el estrato profundo; este contraste se incrementa cuando el espesor del estrato aumenta. La deformación es pequeña para el suelo a la izquierda de la interfaz suelo-roca y alcanza su valor máximo cercano a la interfaz inclinada suelo-roca. La deformación máxima decrece conforme se va alejando de la interfaz inclinada suelo-roca. Esta deformación decrece debido a la deflexión de las ondas en la parte inclinada del suelo-roca por un lado y la reflexión entre el terreno superficial y la subsuperficie horizontal de suelo-roca por el otro.

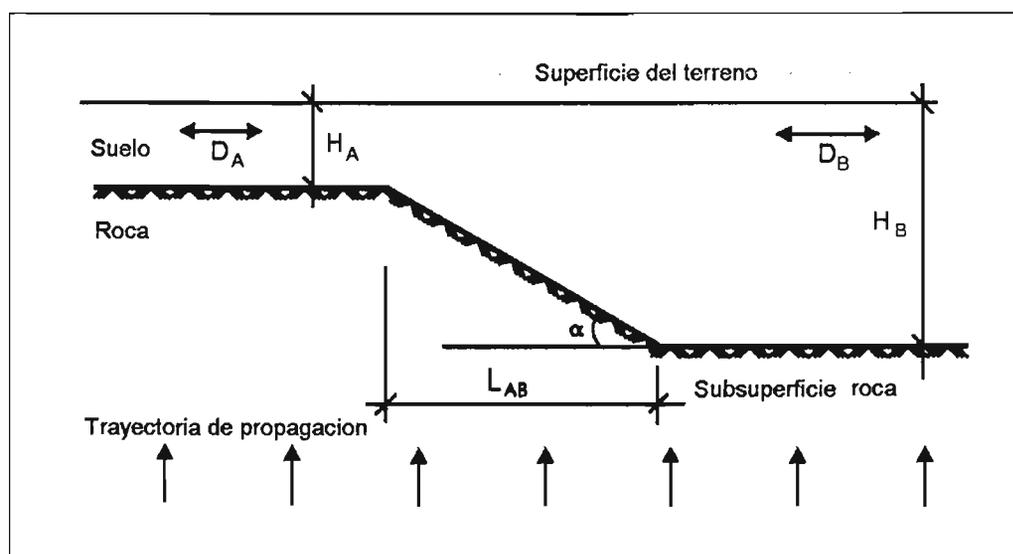


Figura 4.22 Perfil de un sitio con interfaz Roca-Suelo inclinada (Onda cortante)

De acuerdo a las comparación de resultados con el modelo numérico, la expresión simplificada para estimar la deformación del terreno sobre una superficie de roca inclinada es :

$$\varepsilon_g = \begin{cases} (D_B - D_A) \left(\frac{0.5 \tan \alpha}{H_B - H_A} + \frac{\pi}{2TC_s} \right) & \alpha \leq 45^\circ \\ (D_B - D_A) \left(\frac{0.5}{H_B - H_A} + \frac{\pi}{2TC_s} \right) & \alpha > 45^\circ \end{cases} \dots\dots\dots (4.21)$$

Donde: D_A es el desplazamiento máximo del terreno en el estrato de suelo superficial; D_B es el desplazamiento máximo del terreno en el estrato de suelo profundo; H_A es el espesor del estrato superficial de suelo; H_B es el espesor del estrato profundo de suelo; C_s es la velocidad de onda de cortante y T es el periodo predominante en la superficie del terreno sobre el estrato de suelo profundo. (ver figura 4.22)

4.7 Modelo de predicción no estacionario utilizado en sistemas de tuberías enterradas

Sugito, M. (1986) desarrolló modelos de predicción sísmica que puedan ser aplicados a una metodología general de micro-zonificación sísmica y a la respuesta de tuberías enterradas con el fin de evaluar el riesgo sísmico.

En el diseño sísmico de estructuras se han empleado diferentes procedimientos donde resaltan los diseños basados en la aceleración máxima, parámetro que no es suficiente en el caso de periodos largos. Así también se han publicado trabajos basados en el espectro de respuesta en términos de la aceleración, los cuales se usan actualmente como una carga sísmica a la estructura. Recientemente, los trabajos se extienden a la respuesta estructural inelástica (Milutinovic and Kameda, 1984), en los cuales la aceleración máxima equivalente, definida por la aceleración máxima y la duración del movimiento fuerte, es relacionada con la respuesta estructural inelástica de sistemas bi-lineales. Sugito (1986) destaca la importancia de considerar la historia de los movimientos para una magnitud dada y la distancia de la fuente al sitio, así como la variación de las características espectrales. Estas consideraciones conducen a la obtención de un modelo de simulación no estacionario que representa, de manera clara, el movimiento del terreno y para lo cual se propuso la evaluación del espectro de potencia evolutivo.

En el campo de la ingeniería sísmica se ha demostrado el significado que tiene las bases de datos numéricas. El grupo de investigación para el diseño de fuerzas sísmicas en Japón desarrolló la base de datos numérica denominada SERM-II (Seismic Risk and Microzonation-II) en donde se han almacenado acelerogramas de movimientos sísmicos fuertes y los datos del perfil del suelo para estaciones de

observación, así como datos de pruebas de penetración estándar (SPT) realizadas en diferentes sitios. Para obtener los modelos de predicción de movimiento sísmico del terreno, se empleó esta base de datos y se generó un nuevo conjunto de datos que incluye la aceleración modificada del movimiento de la superficie de la roca. Este conjunto de datos se conoce como MSMD-R (Modified Strong Motion Dataset on Rock Surface), y consiste en 91 componentes que se clasifican en tres grupos: (A) movimiento de la superficie de la roca estimado a partir de los acelerogramas registrados en sitios aluviales y diluviales, (B) movimiento de la superficie de la roca a partir del movimiento modificado de la roca basal, y (C) movimiento de la superficie de la roca registrado directamente en superficie de roca. El conjunto de datos MSMD-R se utiliza para el desarrollo del modelo de predicción de movimiento sísmico del terreno en superficie de roca libre, donde se incluyen los modelos para el movimiento sísmico de terreno no estacionario, así como los modelos para el movimiento de terreno máximo, la duración del movimiento, y los espectros de respuesta.

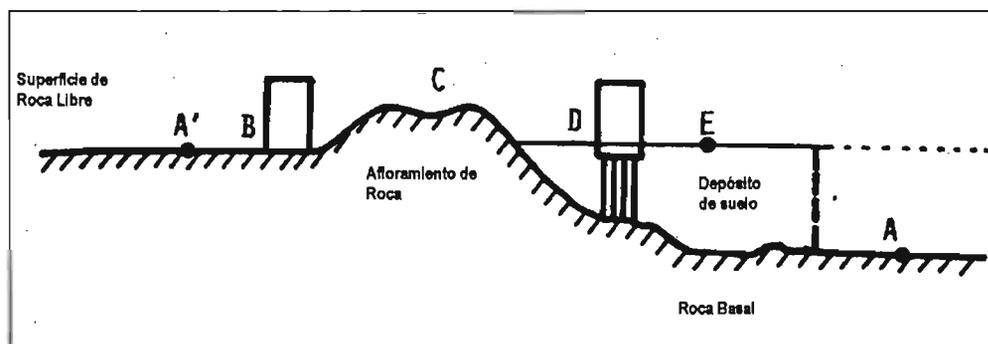


Fig. 4.23. Ilustración de roca basal y superficie de roca libre

Los modelos de predicción de movimiento sísmico se basan en la aceleración modificada del movimiento en la superficie de la roca, debido a que, principalmente en depósitos localizados sobre roca basal, las características de amplificación del suelo no tienen un comportamiento lineal, ya que es bien sabido que el módulo de rigidez G y el amortiguamiento de un suelo dependen del nivel de deformaciones, sobre todo es notorio en deformaciones tales como $\varepsilon > 10^{-3}$.

Para obtener datos en la roca basal se emplean comúnmente los registros obtenidos en la superficie del terreno. La figura 4.23 muestra la definición de superficie de roca libre, así como otras condiciones de un sitio.

Para la obtención de la aceleración modificada en la superficie de la roca en el caso del grupo A se tuvo que eliminar la contribución del movimiento de la onda superficial. Sugito propuso una técnica simplificada de la separación de ondas de cuerpo y de ondas superficiales para acelerogramas de movimiento fuerte. Esta técnica utiliza el espectro de potencia evolutivo para confirmar las características de la dispersión de

las ondas superficiales contenidas en datos de movimiento fuerte. Los parámetros de separación utilizados se denotan por t_d , f_{dl} y f_{du} , en dominio del tiempo y de la frecuencia, respectivamente. El parámetro t_d está definido como el tiempo cuando el espectro de potencia evolutivo de baja frecuencia comienza a incrementar, mientras que f_{dl} y f_{du} son la frecuencias baja y superior de separación de ondas superficiales. (ver figura 4.25). Para el caso de estratificación, se emplearon técnicas de multi-reflexión.

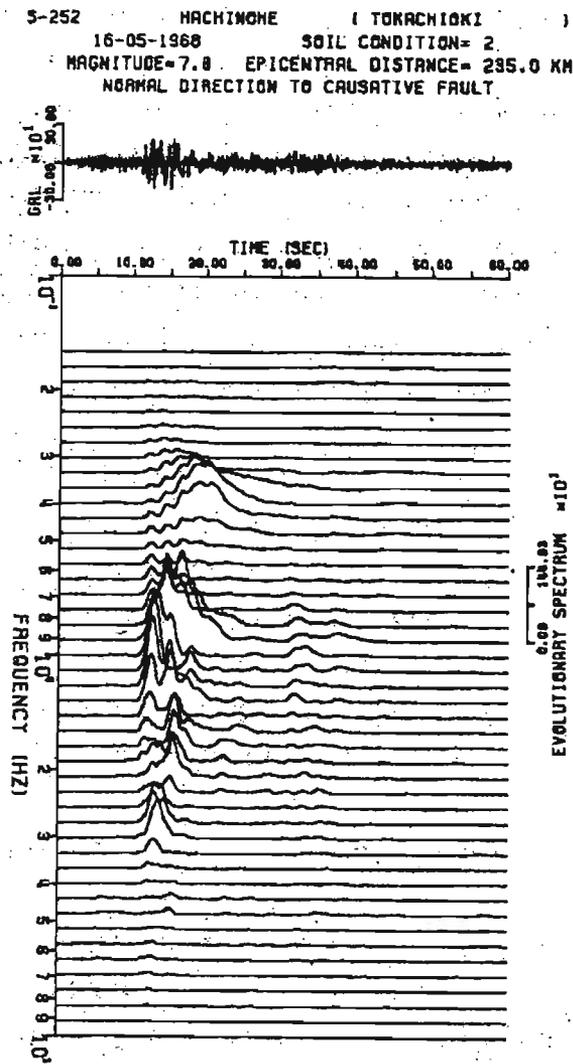


Fig. 4.24 Espectro de potencia evolutivo con historia de aceleración (S-252 Hachinohe, Dirección al epicentro, 1986 sismo de Tokachi-oki)

Sugito analizó las deformaciones del terreno causadas por las ondas de cuerpo y las ondas superficiales, para ello separó dichas ondas de los datos originales. Dentro de sus conclusiones a este análisis precisó que la separación de las ondas de cuerpo y de las ondas superficiales es importante para la estimación de la deformación local del terreno causada por la propagación superficial de la onda.

El efecto de duración de movimiento del terreno sobre la deformación cortante efectiva γ_e , se obtuvo por:

$$\gamma_e = 0.6 \left(\frac{T_d}{T_m} \right)^{0.1} \gamma_{max} \dots\dots\dots(4.22)$$

Donde :

- γ_{max} = deformación cortante máxima
- T_d = duración del movimiento
- T_m = valor medio de Td para los datos

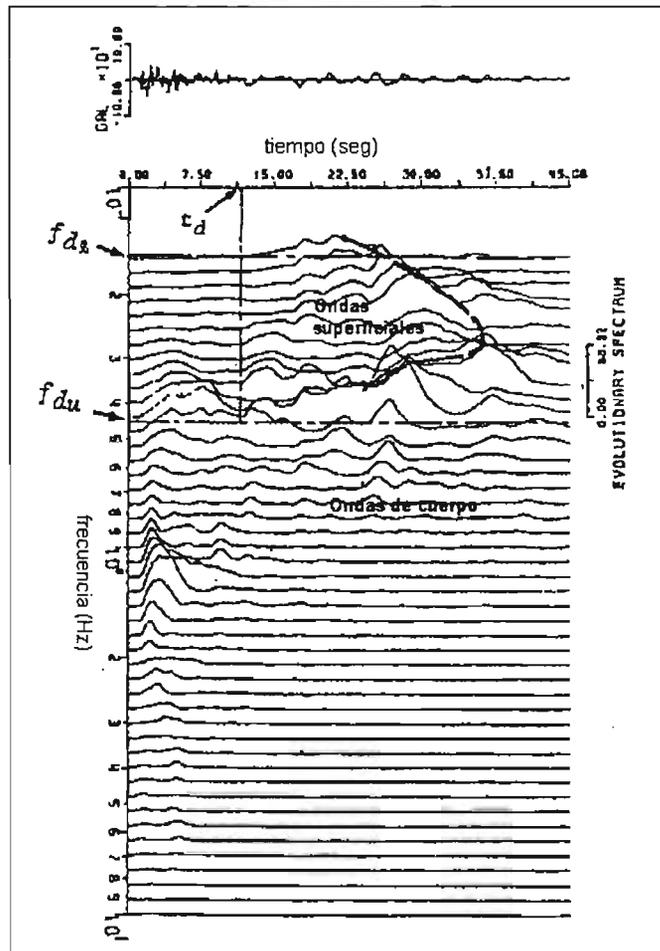


Fig. 4.25 Descripción esquemática para el tiempo t_d del espectro de potencia evolutivo con parámetros de separación (Sugito, 1986).

Para la relación entre el módulo de corte, amortiguamiento y nivel de esfuerzos se aplicaron las formulas propuestas por Hardin y Drnevich (1972).

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r}, \quad \frac{h}{h_{\max}} = \frac{\gamma/\gamma_r}{1 + \gamma/\gamma_r} \dots\dots\dots(4.23)$$

Donde :

G_{\max} = módulo de rigidez al cortante para la condición inicial

h_{\max} = factor de amortiguamiento máximo

γ_r = deformación de referencia

De acuerdo con los registros modificados de movimientos fuertes en Japón, Sugito propuso dos modelos de predicción de movimiento sísmico no estacionario: Uno es el modelo de predicción para movimiento sísmico no estacionario en la superficie de la roca (EMP-IB) para una magnitud del sismo y una distancia epicentral. El otro es el modelo de predicción para movimientos fuertes del terreno cercanos al sitio (EMP-IIB) en función de la geometría de la falla incluyendo el tamaño de la falla, el momento sísmico, la velocidad de la ruptura y el patrón de la ruptura.

La técnica de micro-zonificación propuesta toma en cuenta los efectos no lineales de amplificación del suelo en el caso de depósitos sobre roca basal, evaluando así los efectos debidos a las condiciones locales del sitio cuando se presenta un movimiento sísmico considerable.

Para el uso de la micro-zonificación del sismo, el factor β que se emplea en la conversión entre el movimiento del sismo en superficie de roca y la superficie del suelo, considera el efecto no lineal de la amplificación de las capas del suelo sobre la roca basal. El factor de conversión, β definido para la aceleración máxima, la velocidad máxima, los espectros de la respuesta de la aceleración y los espectros de energía evolutivos, se modela en función de los parámetros simples de ablandamiento (S_n), profundidad (D_p) y la intensidad de movimiento del terreno en la superficie de la roca. El análisis de la respuesta de sismo de tuberías enterradas segmentadas se discute de acuerdo al comportamiento de la respuesta de tuberías comúnmente usadas en sistemas reales. Dos modelos fueron seleccionados para el análisis de la respuesta basado sobre un examen detallado de las características estructurales de tuberías enterradas en el sistema de abastecimiento de agua de la ciudad de Kyoto. De los resultados del análisis de la respuesta se obtuvo lo siguiente:

[1] Se examinó los detalles de las estructuras y de los materiales a lo largo de las rutas del sistema de abastecimiento de agua de la ciudad de Kyoto para establecer modelos analíticos de las tuberías que se utilizan comúnmente en los sistemas de líneas vitales. De esta evaluación se propusieron dos modelos analíticos típicos para las tuberías enterradas conectadas con juntas: el modelo I (EMP-IB) para la parte recta sin ninguna estructura adicional, modelo II (EMP-IIB) para la parte recta con la sección embebida en concreto.

[2] De acuerdo con los datos experimentales para las tuberías y los suelos, se examinaron los parámetros físicos incluyendo el resorte no lineal del suelo y el resorte para el análisis de la respuesta.

[3] Se demostró que el desplazamiento de la junta y el esfuerzo total de la tubería son generalmente más grandes en la sección embebida en concreto (modelo II) que en la parte recta (modelo I). La razón del valor más grande del desplazamiento de la junta en la sección embebida en concreto es que la distancia entre las dos juntas es más grande que aquella para las tuberías ordinarias. El esfuerzo de flexión, que ocurre en la sección embebida en concreto, hace que el esfuerzo total de la tubería sea mucho más grande. Sobre esta base se propusieron fórmulas simplificadas de la valoración para el desplazamiento de la junta, el esfuerzo axial de tuberías, y la deformación por flexión de tuberías en la sección embebida en concreto, como las funciones de amplitud de deformación del terreno en direcciones longitudinales y transversales y la longitud de onda evidente en la dirección longitudinal.

[4] Se demostró, desde el punto de vista del diseño resistente a sismo de tuberías enterradas conectadas con juntas, que el método para la mitigación de los esfuerzos por flexión en la sección embebida en concreto es instalar la junta flexible cercana a la parte embebida en concreto. La eficacia del método se ha demostrado claramente como la disminución notable de la esfuerzo de flexión en el caso de la longitud más corta de la tubería no cubierta.

Capítulo 5. Metodología y criterios para el análisis y diseño de tuberías continuas enterradas

5.1 Criterios de diseño empleados por los códigos para el diseño sísmico en tuberías enterradas.

Dentro de los códigos y estándares de diseño existen una serie de procedimientos básicos a seguir para el diseño de tuberías enterradas. Los códigos de diseño sísmico son divididos en dos grupos. El primer grupo está basado en la teoría de propagación de ondas sísmicas y el segundo considera el caso de deformaciones permanentes del terreno, licuación y fallas geológicas. En el presente estudio atenderemos solamente los criterios del primer grupo.

Los criterios que se presentan a continuación pertenecen a guías y códigos de diseño desarrollados por Japón y Estados Unidos. Los métodos empleados en el Japón para el diseño de tuberías enterradas son: el coeficiente sísmico, coeficiente sísmico modificado, deformación sísmica y análisis dinámico. El método de deformación sísmica es descrito en el presente capítulo debido a que es el más utilizado.

5.2 Criterios empleados por la ASCE

En general los estándares para el diseño resistente a sismos inician con consideraciones de seguridad de la parte recta de la tubería, la cual tiene un diámetro y espesor de acuerdo al volumen y a la presión interna del gas transportado. Esta forma la mayor parte del sistema de la tubería

La guía ASCE, (1984) (*“Guide for the Seismic Design of Oil and Gas Pipelines System”*) considera sólo la respuesta estática de la tubería al paso de las ondas sísmicas. En esta guía se recomienda el uso del método simplificado presentado por Newmark (ver inciso 3.2). Para obtener resultados satisfactorios se emplea el criterio de rango de resistencia del suelo, dado por:

$$\frac{A_p E_i}{t_u} \leq 10^6 \quad \text{..... (5.1)}$$

Donde:

t_u = resistencia axial última (longitudinal) por unidad de longitud del suelo sobre la tubería.

E_i = modulo inicial de elasticidad de la tubería

A_p = Área de la sección transversal de la tubería.

Cuando la deformación del terreno no puede ser transferida completamente a la tubería (cuando existe deslizamiento entre suelo y tubería), se presentan dos casos. En el primer caso se supone que la onda sísmica es de forma sinusoidal, incidente horizontalmente, y que la deformación del suelo necesita transferirse en un cuarto de la longitud de onda, L^* . Cuando se presenta el deslizamiento entre suelo y tubo, la fuerza máxima o esfuerzo máximo resistente se obtiene a través de un criterio de falla de cortante del suelo (figura 5.1, A). Por lo que la deformación máxima que se puede presentar por esta condición es:

$$\epsilon_{\max} = \frac{t_u L^*}{4E_i A_p} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

Donde:

L^* = longitud de onda aparente de la onda sísmica predominante asociada con la velocidad de terreno máxima. $L^* = C T$.

T = periodo de la onda sísmica.

C = Velocidad de propagación de onda.

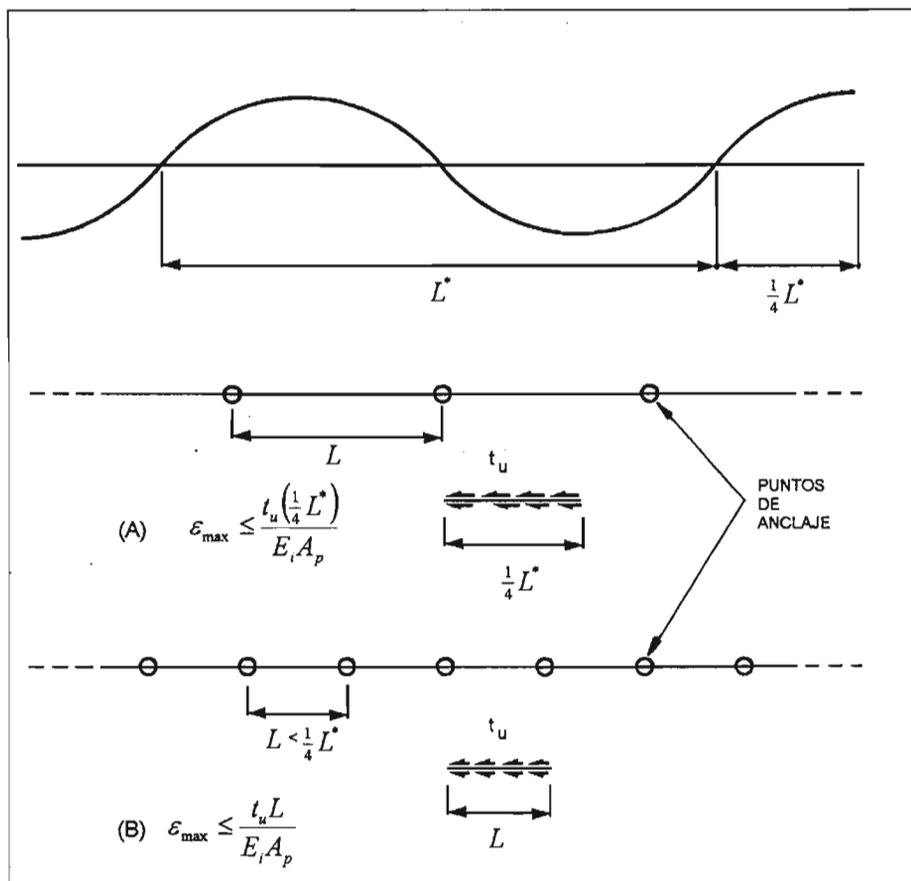


Figura 5.1 Longitud de la tubería usada para determinar la deformación máxima inducida por una onda sísmica

El segundo caso sucede cuando existen puntos de anclaje en tramos menores a un cuarto de la longitud de onda (figura 5.1, B), por lo que el valor de L, expresado en la ecuación 5.2 será la distancia entre los puntos de anclaje.

De igual forma, en la guía ASCE editada por Eidinger y Avila (1999), "*Guidelines for the seismic evaluation and upgrade of water transmission Facilities*", para evaluar el efecto de propagación de ondas en tuberías enterradas continuas, se utiliza el método simplificado de Newmark.

En esta guía se recomienda, además, que cuando se tengan ondas de cuerpo propagándose paralelamente al eje de la tubería se utilice la velocidad de onda aparente de la onda P para calcular la deformación axial del terreno y la tubería. La velocidad de onda aparente de la onda S se utiliza para calcular la curvatura.

Para el caso de ondas superficiales que viajan paralelas al eje de la tubería se recomiendan utilizar las velocidad de las ondas R para calcular la deformación del terreno, mientras que la velocidad de las ondas L es utilizada para la curvatura. Para el caso de sitios estratificados se recomienda el método presentado por O'Rourke et al. (1984) para evaluar la velocidad de propagación de las onda R a diferentes profundidades de enterramiento.

5.3 Método de deformación sísmica de la *Japan Society of Civil Engineering*

El método de la deformación sísmica (recomendado por el manual *Critería of Earthquake-Proof Measures For a Water Supply System del Japan Water Works Association*, 1988), se emplea en el cálculo de la resistencia sísmica cuando el comportamiento es gobernado principalmente por el movimiento del terreno que rodea la estructura durante el evento sísmico. Esto permite que los esfuerzos en la sección transversal sean calculados a través de los desplazamientos y deformaciones del terreno.

Los pasos a seguir para la obtención de las deformaciones en la tuberías son:

1.- Cálculo del coeficiente horizontal sísmico de diseño en la roca basal

Para el cálculo de presiones de tierra durante un sismo usado en estructuras enterradas, se utiliza el coeficiente horizontal sísmico de diseño en la roca basal, k_h' , por medio de la siguiente expresión:

$$k_h' = \frac{3}{4} \Delta_1 k_0 \dots\dots\dots(5.3)$$

donde k_0 es el coeficiente horizontal sísmico estándar de diseño de valor igual a 0.2 o mayor; Δ_1 es un coeficiente sísmico regional determinado por datos obtenidos de sismos e intensidades sísmicas en el pasado. Para $k_0 = 0.2$, $k'_h = 0.15\Delta_1$.

2.- Cálculo del desplazamiento del terreno.

El valor del desplazamiento del suelo a una profundidad x cualquiera, dentro de un estrato superficial de espesor H , se puede obtener suponiendo un movimiento, en la base de dicho estrato, del tipo

$$u_g = u_0 e^{i\omega t} \dots\dots\dots(5.4)$$

donde u_g , es el desplazamiento del estrato en la base, u_0 la amplitud del desplazamiento y $e^{i\omega t}$ representa el carácter dinámico de dicho desplazamiento. Por otro lado, tomando en cuenta la ecuación de onda de corte en una dimensión, dada por:

$$\frac{\partial u_x}{\partial t^2} = V_s \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} \dots\dots\dots(5.5)$$

donde V_s , es la velocidad de onda de corte dentro del estrato, y u_x es el desplazamiento del suelo dentro del estrato a la profundidad x , al calcular el desplazamiento horizontal del terreno, u_h , se llega a la siguiente expresión:

$$u_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T_g k'_h \cos \frac{\pi x}{2H} \dots\dots\dots(5.6)$$

donde S_v , es velocidad de respuesta normalizada, en cm/seg por unidad de coeficiente sísmico que se puede obtener de la figura 5.2, T_g es el periodo natural de la capa superficial de suelo, y se obtiene de resultados de pruebas realizadas en la superficie para determinar la velocidad de onda de cortante, o por la expresión

$$T_g = 4H / V_s \dots\dots\dots(5.7)$$

H representa el espesor de la capa superficial de suelo; k'_h es el coeficiente sísmico de la roca basal.

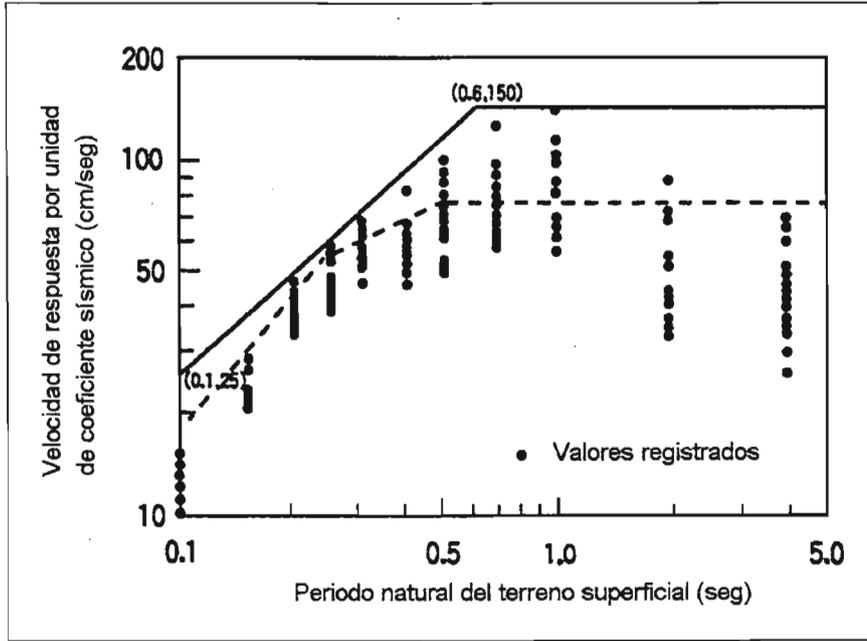


Figura 5.2 Velocidad de respuesta observada en varios sismos (Sato et al., 1992)

Una vez que se tiene el desplazamiento u_h del suelo y cuando se trata de una tubería enterrada continua, el cálculo de los esfuerzos axial δ_L , de flexión δ_B y combinado δ_x , se obtienen a través de las siguientes expresiones:

$$\delta_L = \alpha_1 \frac{\pi U_h}{\lambda} E \dots\dots\dots(5.8)$$

$$\delta_B = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D U_h}{\lambda^2} E \dots\dots\dots(5.9)$$

$$\delta_x = \sqrt{\gamma \delta_L^2 + \delta_B^2} \dots\dots\dots(5.10)$$

Donde:

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + (2\pi / \eta_1 \lambda')^2} \dots\dots\dots(5.11)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + (2\pi / \eta_2 \lambda)^2} \dots\dots\dots(5.12)$$

son los coeficientes de transferencia.

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{k_{g1}}{EA}} \quad (l/cm) \dots\dots\dots(5.13)$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{k_{g2}}{EI}} \quad (l/cm) \quad \dots\dots\dots(5.14)$$

son relaciones de la rigidez del suelo y la rigidez del tubo.

λ = longitud de la onda sísmica predominante asociada con la velocidad de terreno máxima. $\lambda = c T_g$.

λ' = longitud de onda aparente de la onda sísmica predominante asociada con la velocidad de terreno máxima. $\lambda' = \sqrt{2}\lambda$

T_g = periodo de la onda sísmica.

K_{g1} = es la rigidez longitudinal del suelo.

K_{g2} = es la rigidez transversal del suelo.

E = Módulo de Young

I = Momento de inercia del tubo.

D = Diámetro externo de la tubería

A = Área de la sección transversal de la tubería

El manual de diseño sísmico publicado por Kubota Ltd. (1981) recomiendan que:

$$k_{g1} \approx k_{g2} \approx 3 \frac{\gamma V_s^2}{g} \quad \dots\dots\dots(5.15)$$

Donde:

γ = Peso volumétrico del suelo que rodea la tubería enterrada

g = aceleración de la gravedad

5.4 Criterio para la deformación permisible

La deformación permisible se determina a partir de la curva de fatiga para diseño, mostrada en la figura 5.3, en la cual el número de ciclos N se obtiene de una manera semiempírica, usando para ello los registros de los sismos más fuertes del área (Taki et al., 1983). Un valor permisible de 1% es utilizado en el Japón.

En el caso de tuberías rectas la deformación permisible debe ser menor al 1% o la permisible por pandeo, ya que el pandeo o aplastamiento por compresión axial en regiones plásticas se puede originar con deformaciones menores al 1%, dependiendo de la relación D_m/t , en la cual t es el espesor de la pared del tubo y D_m es su diámetro interior. De acuerdo con Kato et al. (1973), la deformación por pandeo se estima con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{4}{3} \sqrt{n} \frac{t}{D_m} \quad \dots\dots\dots(5.16)$$

en la cual $n = 0.11$. Aplicando un factor de seguridad de 1.25 y utilizando la expresión anterior, la deformación permisible por pandeo es iguala $35(t/D_m)\%$. Esta deformación se puede también obtener haciendo mediciones directas sobre las tuberías usadas, en cuyo caso se recomienda usar igualmente un factor de seguridad de 1.25 (Taki et al., 1983).

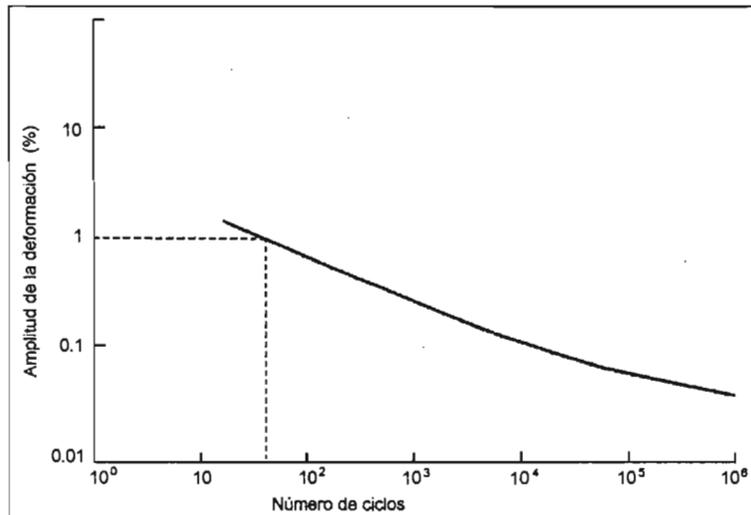


Figura 5.3 Curva de fatiga de diseño (Taki , et al., 1983)

Si por alguna circunstancia el valor permisible de los esfuerzos o las deformaciones es excedido, será necesario instalar apropiadamente una junta flexible que se pueda expandir, aumentar el espesor de la tubería de ser necesario y reducir los esfuerzos y deformaciones hasta obtener valores menores a los permisibles.

La figura 5.4 presenta un diagrama de flujo donde se resume el procedimiento propuesto para determinar las deformaciones que el suelo produce sobre una tubería continua y su comparación con los valores permitidos. Un procedimiento semejante se utilizaría para comparar los esfuerzos producidos por el efecto sísmico con los permitidos. Cuando estos últimos son rebasados, se deberán hacer los cambios necesarios en las dimensiones y tipo de la tubería, hasta lograr resultados satisfactorios.

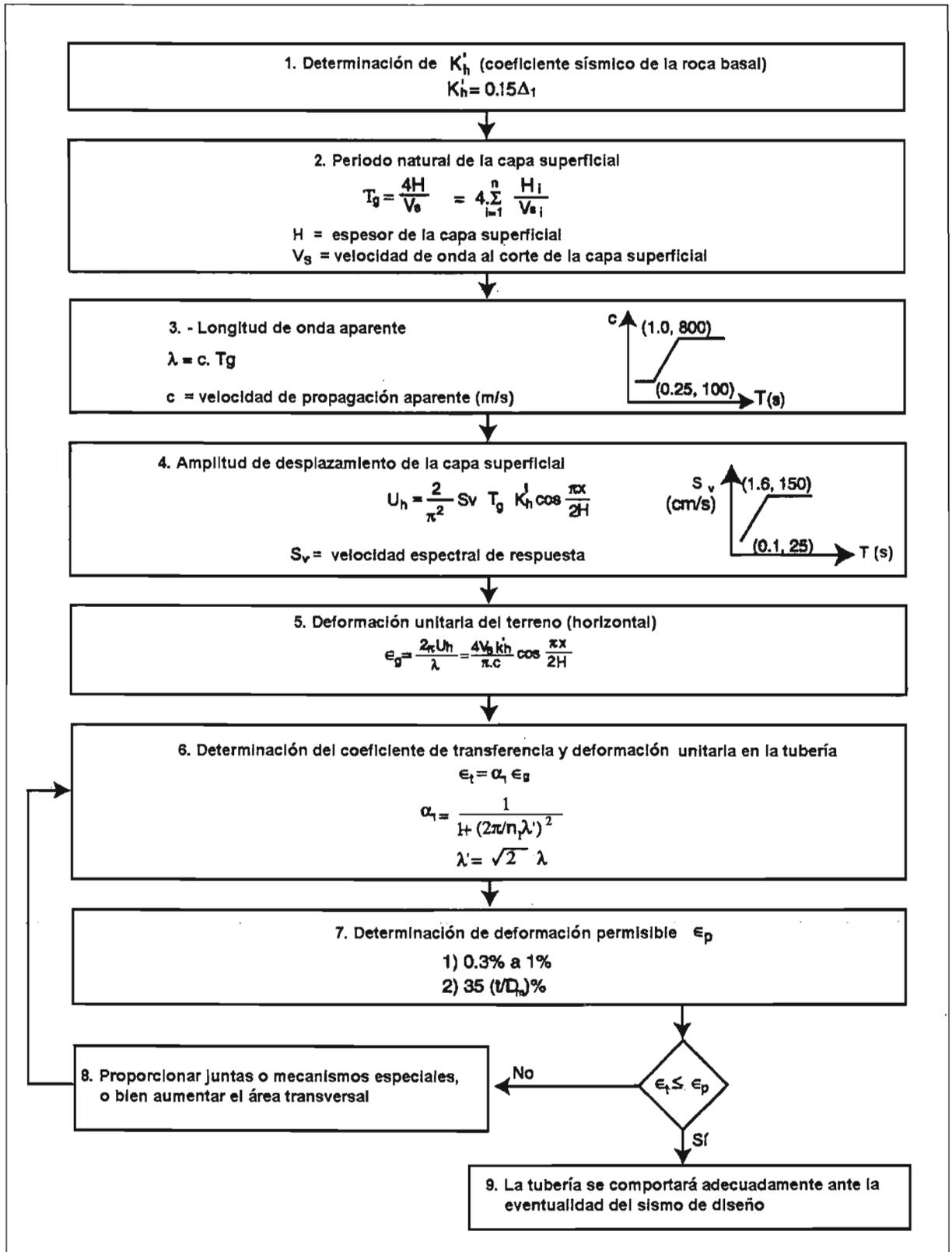


figura 5.4 Metodología propuesta por Flores-Berrones de acuerdo al método de deformación sísmica de la JSCE.

5.5 Ejemplo utilizando el método de deformación sísmica de la Japan Society of Civil Engineering

Se presenta un ejemplo donde se obtiene la deformación del terreno y de una tubería utilizando el método simplificado de Newmark y el método de la deformación sísmica. Se utiliza el siguiente perfil estratigráfico, con las siguientes características:

Estrato					
No.	d	γ	ρ	G	Vs
	(m)	(tn/m ³)	(tn s ² / m ⁴)	(tn/m ²)	(m/s)
1	1.524	2.0053	0.2044	18991.139	304.8000
2	1.524	2.0053	0.2044	15382.8236	274.3200
3	3.048	2.0053	0.2044	15382.8236	274.3200
4	3.048	2.0053	0.2044	17139.5034	289.5600
5	3.048	2.0053	0.2044	18991.139	304.8000
6	3.048	2.0053	0.2044	18991.139	304.8000
7	3.048	2.0053	0.2044	22979.2789	335.2800
8	3.048	2.0053	0.2044	22979.2789	335.2800
9	3.048	2.0856	0.2126	33378.8276	396.2400
10	3.048	2.0856	0.2126	33378.8276	396.2400
11	3.048	2.0856	0.2126	38711.5432	426.7200
12	3.048	2.0856	0.2126	38711.5432	426.7200
13	3.048	2.0856	0.2126	44439.2721	457.2000
14	3.048	2.0856	0.2126	44439.2721	457.2000
15	3.048	2.0856	0.2126	50562.0114	487.6800
16	3.048	2.0856	0.2126	63992.5488	548.6400

H (prof. del depósito) 45.7200

La rigidez longitudinal del suelo $k_{g1} = 5697.341 \text{ kg/cm}^2$

La tubería tiene las siguientes características:

Un módulo de Young, $E = 1000000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Diámetro externo, $D_1 = 102 \text{ cm}$

Diámetro interno $D_2 = 100 \text{ cm}$

área transversal, $A_s = 317.300858 \text{ cm}^2$

profundidad de enterramiento, $x = 1.5 \text{ m}$

Obtención de la deformación de la tubería con el método de deformación sísmica:

Se calcula el periodo equivalente del depósito con la siguiente expresión:

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_s}$$

Obteniéndose que el período equivalente del depósito es de:

$$T_G = 0.5007 \text{ segundos}$$

Utilizando un coeficiente sísmico horizontal estándar igual a $k_0=0.2$ y un coeficiente sísmico regional de $\Delta = 1.0$ resulta que el coeficiente sísmico horizontal en la roca basal es de :

$$k'h = 0.15$$

Y utilizando la amplitud espectral de la respuesta de la velocidad de la superficie del terreno (ver figura 5.2), utilizando el periodo calculado tenemos que :

$$S_v = 78 \text{ (cm/s)}$$

Utilizando la formula (5.6) se tiene que:

$$u_h = \frac{2}{\pi^2} (0.78)(0.5007)(0.15) \cos \frac{\pi(1.5)}{2(45.72)}$$

$$U_h = 0.01185627 \text{ m} = 1.1856 \text{ cm}$$

La longitud de onda se calcula con:

$$\lambda = C_s * T_G$$

Donde la velocidad de onda cortante del estrato superior es: $C_s = 304.8000 \text{ (m/s)}$

$$\lambda = 15262.43 \text{ cm}$$

De manera que la longitud de onda aparente es igual :

$$\lambda' = \sqrt{2}\lambda$$

$$\lambda' = 21584.34 \text{ cm}$$

De manera que la deformación unitaria es:

$$\varepsilon_s = \frac{2\pi U_h}{\lambda}$$

$$\varepsilon_g = 0.000488095$$

Para el cálculo de esfuerzos se emplean las formulas 5.8, 5.9 y 5.10

Para el esfuerzo axial se tiene que:

$$\delta_L = \alpha_1 \frac{\pi U_h}{\lambda} E$$

donde:

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + (2\pi / \eta_1 \lambda')^2}$$

La relación de rigidez suelo tubo se obtiene con la expresión, (5.13), tomando

$$\eta_1 = 0.00423741 \text{ (1/cm)}$$

De manera que:

$$\alpha_1 = 0.997645$$

Finalmente el esfuerzo axial resulta:

$$\delta_L = 242.901 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sin deslizamiento)}$$

En caso de deslizamiento se utiliza el criterio de esfuerzo cortante.

Para obtener la deformación, ε_t , en la tubería se utiliza el coeficiente de transferencia α_1 de manera que:

$$\varepsilon_t = \alpha_1 \varepsilon_g$$

$$\varepsilon_t = 0.997645(0.000488) = 0.000486$$

De manera que:

$$\varepsilon_t = 0.486\% < \varepsilon_{\text{permisible}} = 1.0\%$$

Obtención de la deformación de la tubería con el método de Newmark

Para obtener la respuesta de este ejemplo, utilizando el método de Newmark, se utilizó el programa EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits). Se evaluó la respuesta del depósito en la segunda capa estratigráfica correspondiente a donde se aloja la tubería. Los sismos utilizados fueron El Centro, California y Takochi-oki, cuyos acelerogramas se muestran en la figura 5.5 y 5.6 respectivamente.

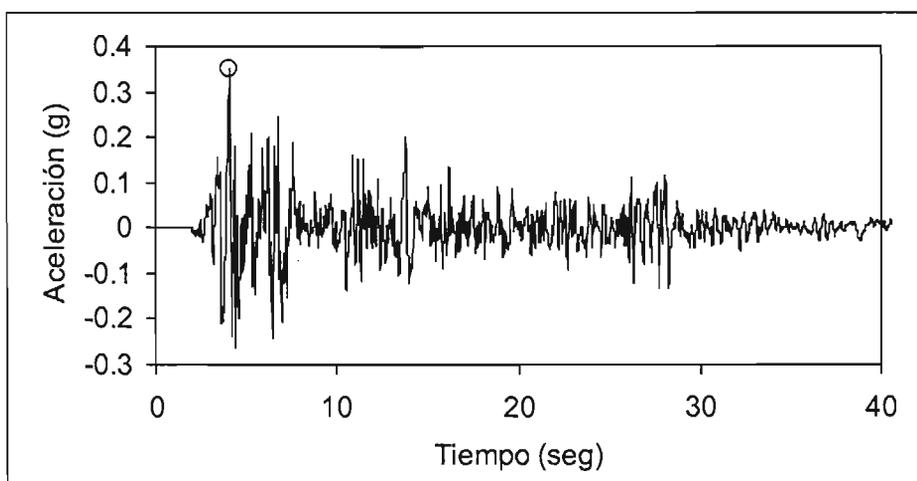


figura 5.5 Acelerograma, El Centro, (1940) California, E.U. (componente N-S)

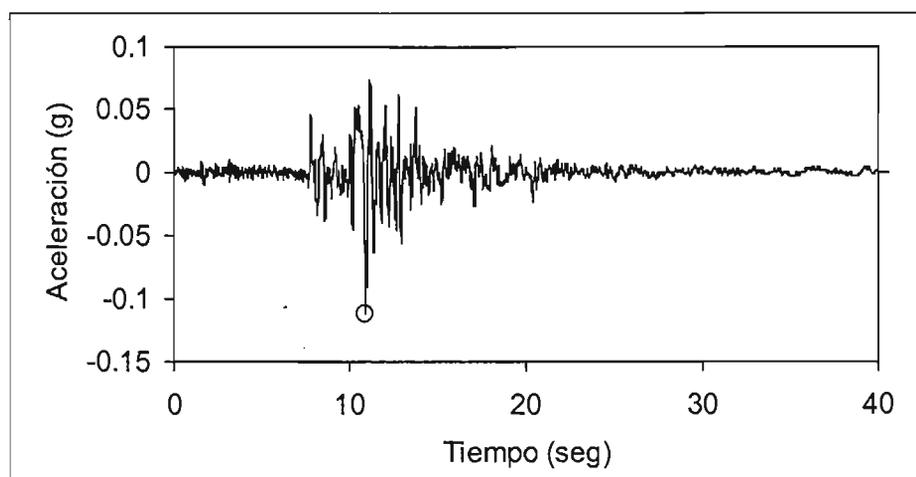


figura 5.6 Acelerograma, Tokachi-oki, (1968) Hachinohe Port, Japón (componente N-S)

Obteniéndose que la respuesta en la segunda capa superficial del terreno es:

Para el Centro:

Desplazamiento máximo relativo = -0.01082 m = 1.082 cm

Aceleración máxima = 0.202 g

Velocidad máxima, $V_m = 0.16192$ m/s

Para Tokachi-oki

Desplazamiento máximo relativo = -0.01043 m = 1.043 cm

Aceleración máxima = 0.190 g

Velocidad máxima, $V_m = 0.14969$ m/s

La velocidad de onda cortante del estrato superior es: $C_s = 304.8000$ (m/s), y utilizando un ángulo de incidencia igual a 90° (dirección paralela al eje de la tubería) se tiene que la deformación del terreno es:

Para el Centro:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C} = \frac{0.16192}{304.8} = 0.00053$$

Para Tokachi-ok

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C} = \frac{0.14969}{304.8} = 0.00049$$

En ambos casos el desplazamiento del terreno no difieren mucho del obtenido con el método de la deformación sísmica, cuyo valor fue de $\varepsilon_g = 0.000488095$.

De acuerdo con el criterio de Newmark si se considera que la tubería tiene las mismas deformaciones que el suelo.

Si se toma como deformación permisible 1 %, la tubería se comportara adecuadamente para el sismo de diseño.

Capítulo 6. Modelo numérico implementado y análisis de resultados

6.1 Modelo para tuberías continuas

En el caso de una tubería continua, a diferencia de una segmentada, se debe considerar la influencia de la longitud y amplitud de la onda sísmica, así como la amplitud de desplazamiento o la velocidad sísmica de las partículas en la capa superficial, donde se aloja o alojará la tubería. Tomando en cuenta estos aspectos se desarrolló un modelo numérico para analizar las deformaciones axiales en tuberías continuas debido al efecto de propagación de ondas. Para lograr este objetivo se realizaron modificaciones al código del programa SPLAN ("Seismic PipeLine ANalysis", Vassilev y Flores-Berrones, 1996) desarrollado para el análisis de tuberías segmentadas. Estos cambios radican en: (a) la representación de la excitación sísmica y (b) en la forma en que se transfiere las deformaciones del terreno a la tubería.

Para la representación de la excitación sísmica se utiliza un vector de fuerzas de forma sinusoidal. Para el caso de la transferencia de deformaciones del terreno a la tubería se utiliza el método de O'Rourke y Elhmadi (1988) (ver inciso 3.3.4). Este método emplea expresiones de transferencia de deformaciones del terreno a la tubería, en donde se considera el efecto que produce la longitud de onda

El modelo que se presenta en este estudio se basa en el método de elemento finito (FEM), el cual aproxima la solución de un problema de frontera o de valor inicial, de tal forma que el criterio de exactitud para la aproximación es satisfactoria. Este criterio es obtenido por la variación en la formulación de la frontera o valor inicial del problema. Y consiste esencialmente en subdividir un continuo en regiones llamadas elementos finitos, que se encuentran conectados por puntos nodales o nodos. Las propiedades del material y las relaciones gobernantes, son consideradas sobre esos elementos y expresadas en términos de valores desconocidos en los bordes del elemento. Un proceso de ensamblaje, cuando se consideran debidamente las cargas y restricciones, da lugar a un conjunto de ecuaciones. La solución de estas ecuaciones nos da el comportamiento aproximado del continuo.

6.2 Hipótesis del modelo

- a) Se utilizan ondas superficiales Rayleigh para obtener la longitud de onda, que es obtenida de curvas de dispersión.(O'Rourke y Castro, 1983)
- b) Cada onda (superficial) es propagada en una dirección sin interferencia de las otras ondas.
- c) Se emplea un análisis cuasi-estático para evaluar la respuesta.

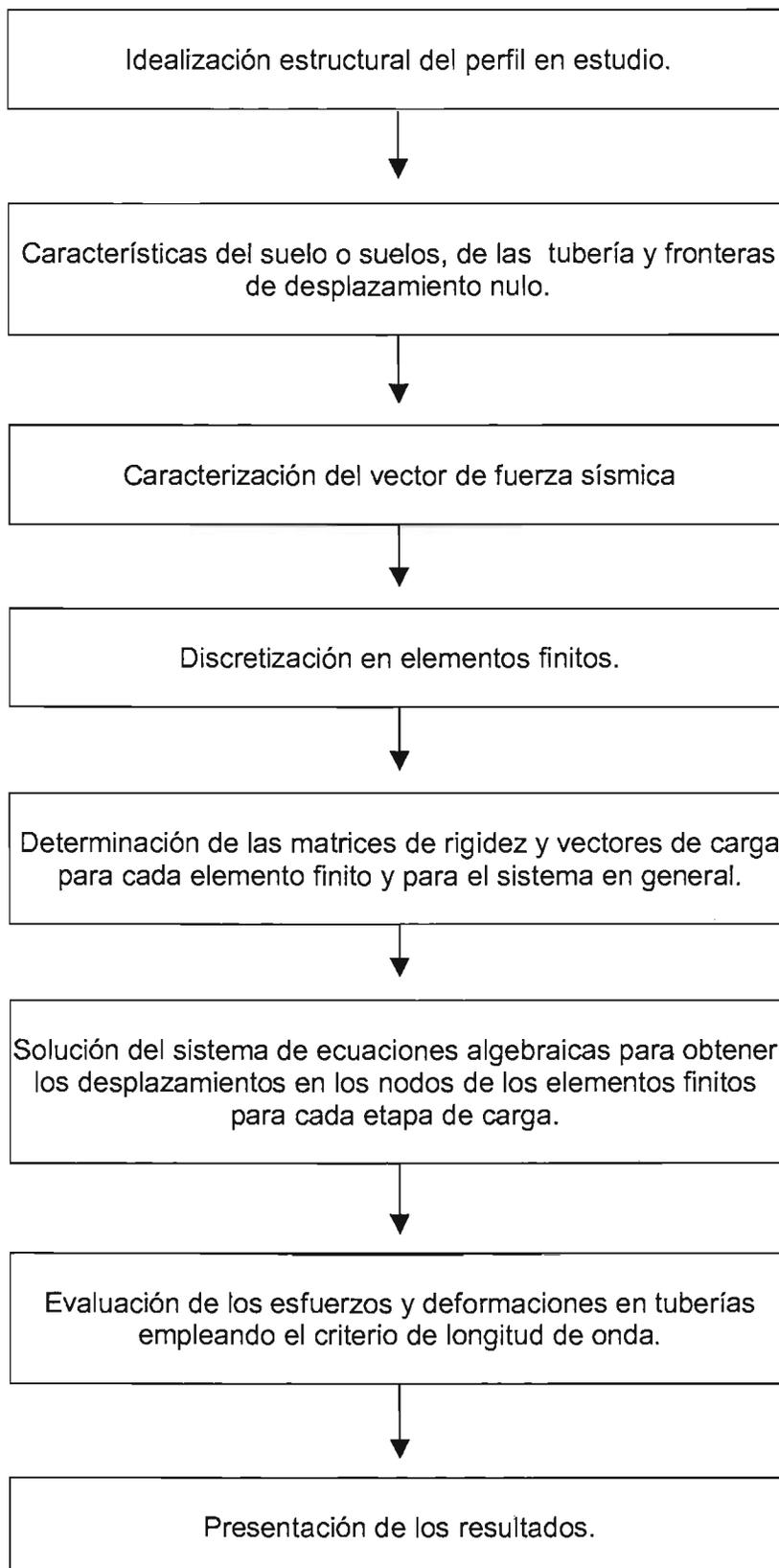


Figura 6.1 Diagrama de flujo del programa de tuberías continuas enterradas

- d) La inercia es despreciada, debido al amortiguamiento del suelo alrededor de la tubería y al hecho de que la masa de la tubería llena de fluido es menor que la masa del suelo que remplaza.
- e) No existen desplazamientos permanentes del suelo alrededor de la tubería tal como fallas, deslizamiento o licuación.
- f) Las tuberías continuas no tienen resonancia en el terreno
- g) La tubería está libre de deformaciones iniciales en la dirección longitudinal
- h) Puesto que la deformación axial es predominante en las tuberías, el efecto de flexión es despreciado.
- i) El suelo es presentado como homogéneo (y/o no homogéneo), isótropo (y/o isótropo transversal), como medio elástico en condiciones de deformación plana.
- j) El deslizamiento entre la interfaz suelo-tubería ocurre cuando la deformación del terreno llegar a ser mayor que un valor límite. Este valor límite es el del esfuerzo cortante máximo del suelo
- k) Para relacionar las deformaciones del terreno con las deformaciones de la tubería enterrada se utiliza el modelo elasto-plástico de interacción suelo-tubería de O'Rourke y Elhadi. (ver inciso 3.3.4)

El programa SPLAN fue desarrollado en lenguaje Fortran versión 77. Este lenguaje tiene ventaja sobre otros, principalmente en los procesos de asignación y operación de vectores y matrices.

Se empleó el compilador de Visual Fortran 95 para realizar la actualización y modificación del código del programa SPLAN. El código que presenta el nuevo modelo utiliza una programación estructurada y documentada, que permite tener un mejor entendimiento de los procesos que se realizan en el programa. Esto tiene el propósito de que se pueda utilizar en futuras investigaciones del tema.

En la figura 6.1 se presenta el diagrama de flujo del programa; en los anexos se pueden consultar los diagramas de flujo de los cuatro módulos principales de los que está compuesto el programa.

6.3 Descripción del modelo numérico

6.3.1 Idealización estructural y discretización del sistema en elemento finito.

El sistema suelo-tubería es dividido en varias zonas que dependen de las diferentes propiedades de los materiales que intervienen en el sistema. Por ejemplo, se puede tener una o más zonas para la masa de suelo si las características del suelo varían de un área a otra. En el caso de la tubería, solo le corresponderá una zona, ya que en este estudio se considera un tramo recto de tubería continua de sección constante. Para el caso de las fronteras horizontales que delimitan la masa de suelo, se anexa una zona por frontera (ver figura 6.2).

El modelo es caracterizado por tres tipos de elemento finito; un elemento isoparamétrico (de cuatro nodos) que representa al suelo, un elemento barra (de dos nodos) que representa la tubería continua y un elemento resorte que representa la frontera de la zona en estudio (ver figura 6.3). Los elementos se encuentran conectados por nodos. La hipótesis básica es determinar los desplazamientos u y v , en cada nodo del sistema para después obtener las deformaciones y esfuerzos a través de la relaciones existentes de la teoría de la elasticidad.

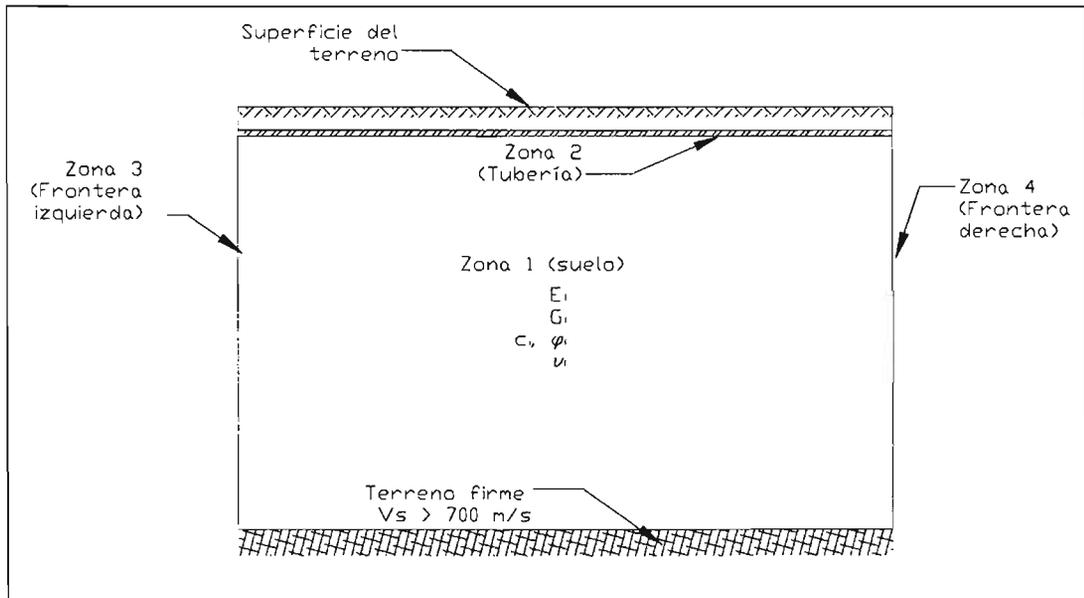


Figura 6.2 Zonificación del sistema para un depósito homogéneo.

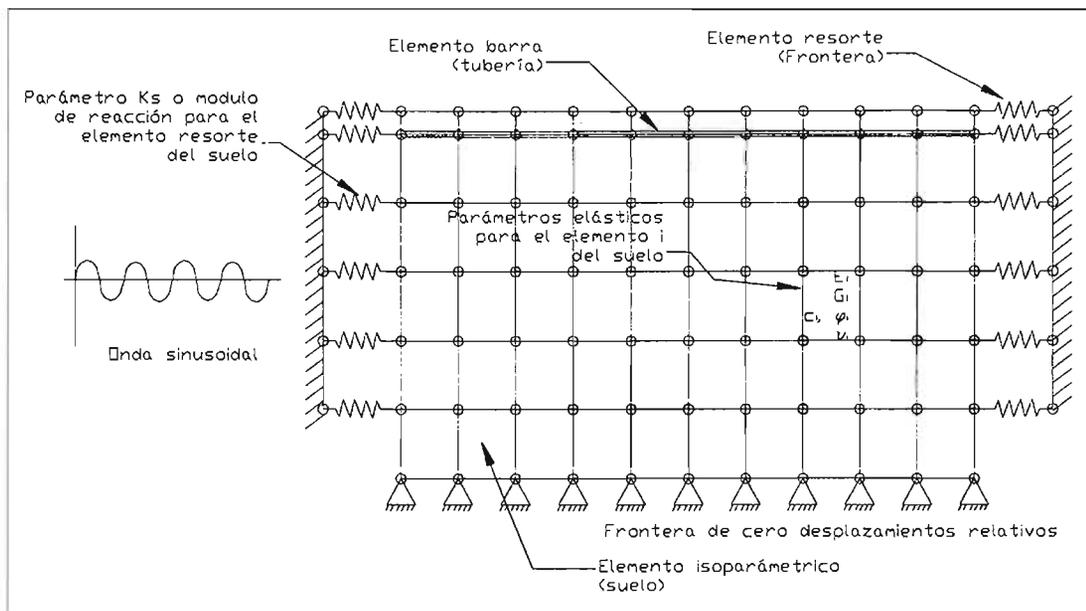


Figura 6.3 Modelo del sistema suelo-tubería

La carga con que se incita al sistema es una carga de tipo sinusoidal, es decir un vector de carga que varía su magnitud con respecto a un lapso de tiempo. El sistema puede evaluarse con el vector de carga en forma acoplada o bien desacoplada como se verá más adelante.

La interacción suelo-tubería se da en las conexiones elásticas en los nodos de los elementos finitos del suelo que rodean la tubería y los nodos de los elementos finitos de la tubería.

6.3.2 Obtención de la rigidez y vectores de carga de cada elemento.

a) Rigidez de los elementos finitos de suelo.

En el caso de los elementos finitos de suelo, la matriz de rigidez puede obtenerse de la energía potencial E^e :

$$E^e = E(u, v) - E(q) \tag{6.1}$$

donde:

$E(u, v)$ = energía de deformación elástica

$E(q)$ = trabajo de la carga distribuida y concentrada en el elemento

Donde la energía de deformación en el cuerpo está dada por:

$$E(u, v) = \int_V \frac{1}{2} \{\sigma\}^T \{\varepsilon\} dV = \sum_e t_e \int_{A_e} \frac{1}{2} \{\sigma\}^T \{\varepsilon\} dA \tag{6.2}$$

Donde t_e es el espesor del elemento e . Si se emplean las relaciones de deformación unitaria con las funciones de desplazamiento horizontal $u(r, s)$ y vertical $v(r, s)$, se obtiene:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \tag{6.3}$$

Las funciones de desplazamiento $u(r, s)$ y $v(r, s)$, se obtienen por:

$$u(x, y) = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 = \sum_{i=1}^4 N_i(r, s) u_i \tag{6.4}$$

$$v(x, y) = N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3 + N_4 v_4 = \sum_{i=1}^4 N_i(r, s) \cdot v_i$$

donde N_i son las funciones de forma de Lagrange (interpolación):

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{1}{4}(1-r)(1-s) \\ N_2 &= \frac{1}{4}(1+r)(1-s) \\ N_3 &= \frac{1}{4}(1+r)(1+s) \\ N_4 &= \frac{1}{4}(1-r)(1+s) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

Los valores de r y s son las coordenadas locales del nodo i (ver fig. 6.4), los valores de r y s tomados para el modelo se describirán en el proceso de integración numérica que se describe más adelante.

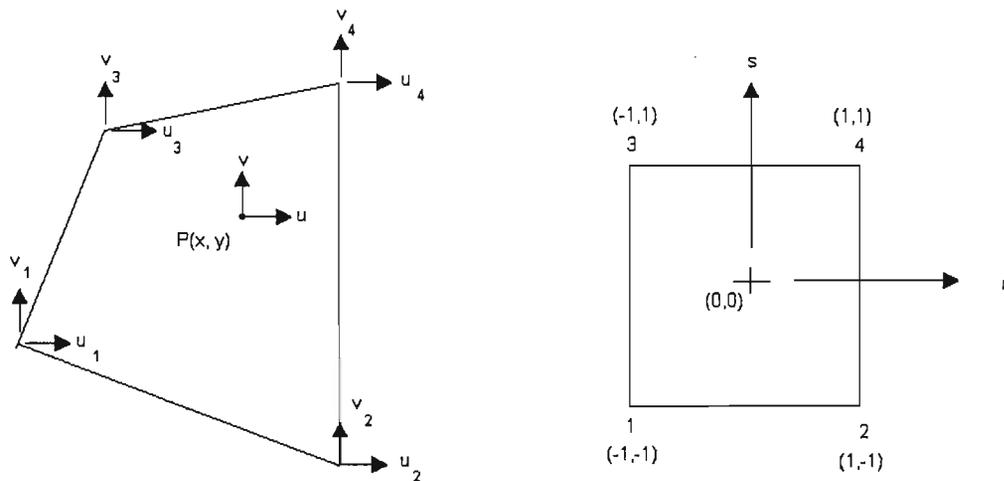


Figura 6.4 Elemento cuadrilatero de cuatro nodos, en el espacio x-y y en el espacio s-r.

Empleando la regla de la cadena de diferenciación, para las derivadas parciales $\frac{\partial u}{\partial x}$, $\frac{\partial u}{\partial y}$, $\frac{\partial v}{\partial x}$, $\frac{\partial v}{\partial y}$ y relacionándolas con los espacios r y s , se tiene que:

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} \\ -J_{21} & J_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix}$$

donde J es el Jacobiano expresado por:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

Al igual que para la obtención de u y v (ec. 6.4), en la formulación isoparamétrica se usan las funciones de Lagrange para obtener x y y:

$$\begin{aligned} x &= N_1x_1 + N_2x_2 + N_3x_3 + N_4x_4 \\ y &= N_1y_1 + N_2y_2 + N_3y_3 + N_4y_4 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

las ecuaciones anteriores nos permiten expresar el vector de deformación de la ecuación (6.3) como:

$$\{\varepsilon\} = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -J_{21} & J_{11} \\ -J_{21} & J_{11} & J_{22} & -J_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \\ \frac{\partial v}{\partial r} \\ \frac{\partial v}{\partial s} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

Obteniendo las derivadas parciales de las funciones de desplazamiento, expresadas en (6.4), tenemos que:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1}{4} [-(1-r)u_1 + (1-r)u_2 + (1+r)u_3 - (1+r)u_4]$$

$$\frac{\partial u}{\partial s} = \frac{1}{4} [-(1-s)u_1 - (1+s)u_2 + (1+s)u_3 + (1-s)u_4] \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

$$\frac{\partial v}{\partial r} = \frac{1}{4} [-(1-r)v_1 + (1-r)v_2 + (1+r)v_3 - (1+r)v_4]$$

$$\frac{\partial v}{\partial s} = \frac{1}{4} [-(1-s)v_1 - (1+s)v_2 + (1+s)v_3 + (1-s)v_4]$$

Por lo tanto el vector de desplazamiento queda como:

$$\{\varepsilon\} = [A][G] \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} = [A][G][\delta^e] \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

Donde:

$$A = \frac{1}{\det J} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -J_{21} & J_{11} \\ -J_{21} & J_{11} & J_{22} & -J_{12} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

$$G = \begin{bmatrix} -(1-s) & 0 & (1-s) & 0 & (1+s) & 0 & -(1+s) & 0 \\ -(1-r) & 0 & -(1+r) & 0 & (1+r) & 0 & (1-r) & 0 \\ 0 & -(1-s) & 0 & (1-s) & 0 & (1+s) & 0 & -(1+s) \\ 0 & -(1-r) & 0 & -(1+r) & 0 & (1+r) & 0 & (1-r) \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.13)$$

$[\delta^e]$ es la matriz de desplazamientos del elemento de los cuatro nodos del elemento.

Definiendo el producto de las matrices $[A][G]$ como $[B]$, es decir:

$$[B] = [A][G] \quad \dots\dots\dots (6.14)$$

tenemos que:

$$\{\varepsilon\} = [B] \{\delta^e\} \quad \dots\dots\dots (6.15)$$

Por otro lado, de acuerdo a la ley de Hooke, se tiene que las relaciones de esfuerzo deformación para el caso de esfuerzo plano para un material isotrópico es ($\sigma_z=0$, $\tau_{yz}=0$, $\tau_{zx}=0$).

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{(1-\nu^2)} (\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y) \\ \sigma_y &= \frac{E}{(1-\nu^2)} (\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x) \\ \tau_{xy} &= \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.16)$$

que en forma matricial dichas ecuaciones se representan por:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{E\nu}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{E\nu}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.17)$$

es decir:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad \dots\dots\dots (6.18)$$

Donde [D] es la matriz de rigidez elástica de un material isotrópico del elemento para esfuerzo plano.

$$D = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.19)$$

Para el caso de material isotrópico y deformación plana ($\varepsilon_z=0$, $\gamma_{yz}=0$, $\gamma_{zx}=0$)

$$D = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.20)$$

por lo tanto sustituyendo la expresión (6.15) en el vector de esfuerzos dado en la expresión (6.18), queda como:

$$\{\sigma\} = [D][B]\{\delta^e\} \quad \dots\dots\dots (6.21)$$

y la traspuesta del vector de esfuerzos será:

$$\{\sigma\}^T = \{\delta^e\}^T [B]^T [D] \quad \dots\dots\dots (6.22)$$

Sustituyendo las expresiones del esfuerzo y la deformación en la ecuación de la energía de deformación unitaria (ec. 6.2):

$$E(u, \nu) = \sum_e \frac{1}{2} [\delta^e]^T \left[t_e \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D][B] dx dy \right] [\delta^e] \quad \dots\dots\dots (6.23)$$

Se puede demostrar que $dx dy = \det J dr ds$ por lo que:

$$E(u, \nu) = \sum_e \frac{1}{2} [\delta^e]^T \left[t_e \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D][B] \det J dr ds \right] [\delta^e] \quad \dots\dots\dots (6.24)$$

$$E(u, \nu) = \sum_e \frac{1}{2} [\delta^e]^T [k]^e [\delta^e] \quad \dots\dots\dots (6.25)$$

donde $[k]^e$ es la matriz de rigidez del elemento en coordenadas globales de dimensión de (8 x 8):

$$[k]^e = t_e \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D][B] \det J dr ds \quad \dots\dots\dots (6.26)$$

b) Vector de fuerzas en elementos suelo

El segundo término de la ecuación de energía potencial (ec. 6.1), se refiere al trabajo de la cargas puntuales y distribuidas sobre el elemento, y está dado por:

$$E(q) = - \int_e \{u\}^T \{q\} ds - \{\delta^e\} \{f\} \quad \dots\dots\dots (6.27)$$

donde:

$\{q\} = \{q_x \ q_y\}^T$ es la carga distribuida por área.

$\{f\} = \{f_{x1} \ f_{y1} \ f_{x2} \ f_{y2} \ \dots \ f_{x4} \ f_{y4}\}^T$ son las cargas puntuales en los nodos del elemento.

Representando en forma matricial las funciones de desplazamiento $u(x,y)$ y $v(x,y)$, dadas en la ecuación (6.4):

$$\{u\} = [N] [\delta^e] \quad \dots\dots\dots (6.28)$$

y sustituyendo en la ecuación (6.27), se obtiene:

$$E(q) = - \int_{s^e} \{\delta^e\}^T [N]^T \{q\} ds - \{\delta^e\} \{f\} \quad \dots\dots\dots (6.29)$$

Si sumamos ambos términos de la energía potencial, es decir la energía de deformación unitaria y la debida a cargas distribuidas y puntuales (formulas 6.25 y 6.29), se tiene que:

$$E^e = E(q) + E(u, v) = \sum_e \frac{1}{2} [\delta^e]^T [k]^e [\delta^e] - \int_{s^e} \{\delta^e\}^T [N]^T \{q\} ds - \{\delta^e\} \{f\} \dots\dots\dots (6.30)$$

La energía potencial mínima se determina por la siguiente condición (en el caso bidimensional).

$$\frac{\partial E^e}{\partial u_i} = 0, \quad \frac{\partial E^e}{\partial v_i} = 0, \quad i = 1,4 \quad \dots\dots\dots (6.31)$$

o en forma vectorial:

$$\frac{\partial E^e}{\partial \{\delta^e\}} = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial E^e}{\partial u_1} \\ \frac{\partial E^e}{\partial v_1} \\ \vdots \\ \frac{\partial E^e}{\partial u_4} \\ \frac{\partial E^e}{\partial v_4} \end{array} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.32)$$

Realizando la diferenciación de la ec. (6.32) se tiene:

$$\frac{\partial E^e}{\partial \{\delta^e\}} = [k]^e [\delta^e] - \int_{s^e} [N]^T \{q\} ds - \{f\} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.33)$$

Esta ecuación es la que es fundamental en el método de elemento finito, y se puede representar como:

$$[k]^e \{\delta^e\} - \{F^e\} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.34)$$

Donde $[k]^e$ esta determinada por la ec. 6.26 y el segundo término, que es el vector de fuerzas, es :

$$\{F^e\} = \int_{s^e} [N]^T \{q\} ds + \{f\} = \int_{s^e} [N]^T \{q\} \det J \, dr ds + \{f\} \quad \dots\dots\dots (6.35)$$

c) Integración de la rigidez y el vector de fuerzas de los elementos finitos de suelo.

Para obtener la integración numérica de la matriz de rigidez del elemento, se empleó el método de la cuadratura gaussiana para una aproximación de dos puntos de manera que:

$$I = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(r,s) \, dr \, ds \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n w_i w_j f(r_i, s_j) \quad \dots\dots\dots (6.36)$$

Donde I se refiere al valor por integración numérica de la función $f(r, s)$.

Para la matriz de rigidez, la función $f(r, s)$ es igual a:

$$f(r, s) = t_e [B]^T [D][B] \det J \quad \dots\dots\dots (6.37)$$

aplicando la expresión de aproximación de la solución, tenemos:

$$[k]^e \approx w_1^2 f(r_1, s_1) + w_1 w_2 f(r_1, s_2) + w_1 w_2 f(r_2, s_1) + w_2^2 f(r_2, s_2)$$

$$[k]^e \approx \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^m t_e [B]^T [D][B] \det J w_i w_j \quad \dots\dots\dots (6.38)$$

Donde $w_1=w_2=1$ y $r_1=s_1=-0.57735$ y $r_2=s_2=+0.57735$ para el caso de dos puntos.

Para el término a integrar en el vector de cargas del elemento, se tiene que la función $f(r, s)$ es:

$$f(r, s) = [N]^T \{q\} \det J \quad \dots\dots\dots (6.39)$$

aplicando la expresión de aproximación de la solución y sustituyéndola en la ecuación (6.35), se tiene :

$$\{F^e\} = \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^m t_e [[N]]^T \{q\} \det J w_i w_j + \{f\} \quad \dots\dots\dots (6.40)$$

d) Rigidez del elemento barra (tubería)

La tubería continua se discretiza por tramos de dimensiones longitudinales igual a las de discretización de los elementos de suelo en esa dirección (paralelos al eje de la tubería). Estos elementos finitos son unidimensionales (con sección transversal constante).

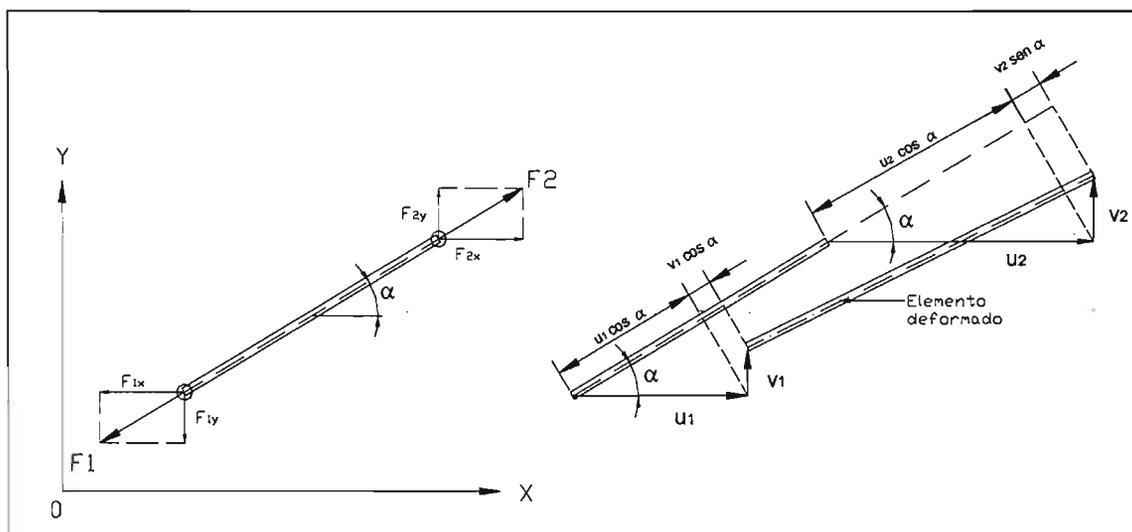


Figura 6.5 Fuerzas nodales en la barra de elemento finito.

Si se aplica el término de energía potencial en elementos unidimensionales de forma análoga al caso de elementos isoparamétricos, se puede obtener la matriz de rigidez global del elemento barra. Una manera más sencilla de obtener dicha matriz, es utilizando la relación elástica entre esfuerzos y deformaciones.

$$\sigma = E\varepsilon$$

Las fuerzas nodales para el caso de una barra se consideran de igual magnitud pero de sentido contrario (fig.6.5), de tal forma que la fuerza normal se puede obtener como sigue:

$$\frac{F_e}{A_e} = E_e \frac{\Delta l}{l_e}$$

despejando:

$$F_e = \frac{E_e A_e}{l_e} \Delta l \quad \dots\dots\dots (6.41)$$

donde:

E_e = es el módulo de Young

A_e = es el área de la sección transversal del elemento

l_e = es la longitud del elemento

Δl = desplazamiento relativo del nodo en los puntos 1 y 2 en la dirección de los ejes de la barra.

El estado de deformación del elemento barra está descrito por las componentes del desplazamiento nodal u_1, v_1, u_2 y v_2 . Esto significa que un elemento barra puede experimentar una traslación, una rotación y una compresión o tensión, pero sólo la compresión o la tensión inducen cargas axiales al elemento.

El desplazamiento relativo Δl es igual a:

$$\Delta l = (u_2 - u_1) \cos \alpha + (v_2 - v_1) \text{sen} \alpha \quad \dots\dots\dots (6.42)$$

Donde el ángulo α es la inclinación con respecto al eje horizontal (ver figura 6.5)

Sustituyendo la ec. 6.42 en la ecuación 6.41 resulta:

$$F = \frac{E \cdot A}{l_e} [(u_2 - u_1) \cos \alpha + (v_2 - v_1) \text{sen} \alpha] \quad \dots\dots\dots (6.43)$$

Las componentes de F_1 y F_2 , paralelas a las direcciones de las coordenadas, son las siguientes:

$$F_{1x} = \frac{E \cdot A}{l_e} [(u_2 - u_1) \cos^2 \alpha + (v_2 - v_1) \cos \alpha \text{sen} \alpha]$$

$$F_{1y} = \frac{E \cdot A}{l_e} [(u_2 - u_1) \cos \alpha \text{sen} \alpha + (v_2 - v_1) \text{sen}^2 \alpha]$$

\dots\dots\dots (6.44)

$$F_{2x} = \frac{E.A.}{l_e} [(u_2 - u_1) \cos^2 \alpha + (v_2 - v_1) \cos \alpha \operatorname{sen} \alpha]$$

$$F_{2y} = \frac{E.A.}{l_e} [(u_2 - u_1) \cos \alpha \operatorname{sen} \alpha + (v_2 - v_1) \operatorname{sen}^2 \alpha]$$

Si $a_1 = \cos \alpha$ y $a_2 = \operatorname{sen} \alpha$, la ecuación (6.44) se puede representar de la forma:

$$\frac{E_e A_e}{l_e} \begin{bmatrix} a_1^2 & a_1 a_2 & -a_1^2 & -a_2 a_1 \\ a_1 a_2 & a_2^2 & -a_1 a_2 & -a_2^2 \\ -a_1^2 & -a_2 a_1 & a_1^2 & a_2 a_1 \\ -a_1 a_2 & -a_2^2 & a_1 a_2 & a_2^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ F_{2x} \\ F_{2y} \end{Bmatrix} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.45)$$

La cual corresponde a la relación fundamental (6.34) del método del elemento finito:

$$[k^e] \{\delta^e\} - \{F^e\} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.34)$$

donde para este caso la rigidez global del elemento queda determinada por:

$$k^e = \frac{E_e A_e}{l_e} \begin{bmatrix} a_1^2 & a_1 a_2 & -a_1^2 & -a_2 a_1 \\ a_1 a_2 & a_2^2 & -a_1 a_2 & -a_2^2 \\ -a_1^2 & -a_2 a_1 & a_1^2 & a_2 a_1 \\ -a_1 a_2 & -a_2^2 & a_1 a_2 & a_2^2 \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (6.46)$$

e) Rigidez del elemento resorte

Como se mencionó anteriormente, los elementos resorte se introducen en el sistema para simular la conexión elástica en la frontera entre el área discretizada y la masa de suelo. Ya que supone una propagación horizontal de las onda sísmicas, los elementos resortes están instalados en la dirección X.

La relación entre fuerzas y desplazamientos nodales para el elemento resorte es equivalente a la ecuación (6.45). La diferencia solo esta en el factor $E A / l_e$ para la cual:

$$C u_1 - F_{1x} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.47)$$

La constante del resorte C se asume ser una función del coeficiente de reacción del suelo en la dirección paralela a la onda sísmica propagada.

6.3.3 Ensamble de la Matriz de rigidez y vector de carga en el sistema global

Utilizando la ecuación (6.34) pero en coordenadas globales se tiene que:

$$[K]\{\delta_n\} - \{F_n\} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.48)$$

donde:

$[K]$ = matriz de rigidez global , obtenida por la superposición de los elementos de las matrices de rigidez

$[\delta_n]$ =vector de desplazamientos nodales del sistema

$\{F_n\}$ = vector de carga global, obteniendo de la combinación de elementos de los vectores de carga

La ecuación (6.48) representa un sistema de ecuaciones lineal, donde los desplazamientos nodales en el vector $[\delta_n]$ son desconocidos. El vector $[\delta_n]$ puede ser determinado. resolviendo el sistema de ecuaciones (6.48), tomando en cuenta las condiciones de frontera.

6.3.4 Solución del sistema de ecuaciones algebraicas para obtener los desplazamientos nodales.

En la sección previa la ecuación (6.48) fue definida, la cual se puede representar en la forma:

$$\begin{aligned} K_{11}\delta_1 + K_{12}\delta_2 + \dots + K_{1n}\delta_n &= F_1 \\ K_{21}\delta_1 + K_{22}\delta_2 + \dots + K_{2n}\delta_n &= F_2 \\ \dots & \dots\dots\dots \\ K_{n1}\delta_1 + K_{n2}\delta_2 + \dots + K_{nn}\delta_n &= F_n \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.49)$$

donde:

K_{ij} = coeficientes conocidos de la matriz de rigidez global,

F_j = miembros conocidos de la matriz vector fuerza global,

δ_j = componentes desconocidos de los desplazamientos nodales

Existen varias técnicas numéricas para la solución de este tipo de ecuaciones. En este estudio el Método de Eliminación Directo Gaussiano es usado para determinar los desplazamientos desconocidos δ_j .

Además cuando se resuelve el sistema de ecuaciones se emplea un procedimiento de optimización para minimizar el ancho de banda. El procedimiento está basado en el "Método de solución frontal", donde el proceso de eliminación se maneja escribiendo la ecuación eliminada en un archivo temporal en el disco duro del computador.

Cuando los desplazamientos nodales del elemento $\{\delta^e\}$ se obtienen, las deformaciones y los esfuerzos pueden ser calculados por las ecuaciones (6.15) y (6.21).

Por lo tanto una evaluación del estado esfuerzo-deformación del sistema "tubería-suelo que la rodea" es posible en base a la hipótesis principal y a las consideraciones presentadas anteriormente.

6.3.5 Evaluación de esfuerzos y deformaciones en tuberías

Para obtener los criterios para la evaluación de deformaciones se partirá de la hipótesis señalada en tuberías segmentadas, respecto a que el desplazamiento del suelo en una longitud que abarque un tramo de tubería con su junta es igual al desplazamiento producido en la tubería y al desplazamiento en la junta (contracción o expansión). Esto puede verse en términos de deformaciones unitarias, es decir:

$$\varepsilon_g = \varepsilon_p + \varepsilon_j \quad \text{..... (6.50)}$$

Donde:

ε_g = Deformación del suelo

ε_p = Deformación tubería

ε_j = Deformación de la junta.

Por lo tanto, se puede considerar que en una tubería segmentada muy rígida la deformación (desplazamiento relativo) será igual a la deformación del suelo.

Contrariamente podemos tener que, si no existen juntas en una longitud mayor a la longitud de onda, la deformación del suelo será tomada exclusivamente por la tubería. Este último caso es el utilizado como criterio para la tuberías continuas.

Ahora bien, considerando el criterio de que para cierto nivel de esfuerzos cortantes las deformaciones en la tubería continua son iguales a las del terreno, y que para el caso en que se excede ese nivel de esfuerzos se produce un deslizamiento en la interfaz suelo-tubería, se pueden obtener por las siguientes expresiones dadas por O'Rourke y Elhadi donde se considera el efecto de longitud de ondas en la capa superficial:

a) Sin deslizamiento

$$\varepsilon_p = \frac{dU_p}{dx} = \frac{\pi}{2} \varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \cos \frac{\pi x}{2L_s} \quad \dots\dots (3.18)$$

b) Con deslizamiento

$$\varepsilon_s = \frac{t_u}{K_g L_s} \left[\frac{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2}{\left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] \quad \dots\dots (3.20)$$

Donde:

$\beta^2 = K_g l(AE)$ y $U_g(x)$ es el desplazamiento del terreno paralelo al eje de la tubería.

L_s = es un cuarto de la longitud de onda,

ε_g = es la deformación promedio del terreno sobre una distancia de separación L_s .

D = diámetro exterior del tubo,

A = área de la sección transversal del tubo,

l = longitud del segmento de tubo,

t_u = es la resistencia máxima al esfuerzo cortante dada por:

$$t_u = c + 0.5 (1 + K_0) \sigma_v \operatorname{tg} \phi \quad \dots\dots (6.51)$$

Donde :

c =cohesión del relleno

K_0 = coeficiente de presión de tierras en reposo

σ_v = esfuerzo vertical efectivo

ϕ = ángulo de fricción

si la deformación del suelo $\varepsilon_g < \varepsilon_p$, el esfuerzo en la tubería es proporcional a ε .

si la deformación del suelo $\varepsilon_g \geq \varepsilon_p$, la deformación en el tubo es constante dependiendo de el esfuerzo cortante del suelo y las características geométricas del tubo.

6.3.6 Evaluación de esfuerzos principales en la masa de suelo

Para calcular el estado de esfuerzos en el suelo se utilizan los esfuerzos principales de cada elemento de suelo. Estos se pueden calcular utilizando las componentes σ_x , σ_y , τ_{xy} obtenidas del análisis con elemento finito

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \dots\dots\dots (6.52)$$

De manera que, el esfuerzo cortante τ_α en un plano de falla α :

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

queda como:

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \cos \phi \quad \dots\dots\dots (6.53)$$

El esfuerzo cortante límite τ_{lim} se utiliza empleando la teoría de Mohr-Coulomb y se evalúa con la siguiente expresión:

$$\tau_{lim} = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \operatorname{tg} \phi - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \operatorname{sen} \phi \operatorname{tg} \phi + C \quad \dots\dots\dots (6.54)$$

Donde

C =cohesión del relleno

ϕ = ángulo de fricción

Para obtener un factor de seguridad de que tan cercano se encuentra el estado de esfuerzos del estado límite, se emplea un coeficiente local de estabilidad k_{ls} , definido por:

$$k_{ls} = \frac{\tau_{lim}}{\tau_\alpha} \quad \dots\dots\dots (6.55)$$

6.4 Resultados del modelo numérico

6.4.1 Análisis utilizando un vector de carga de tipo sinusoidal

A continuación se evalúa la respuesta de una tubería enterrada utilizando el modelo numérico implementado en un programa de cómputo. La excitación sísmica se representa por un vector de carga de tipo sinusoidal, es decir una fuerza que varía con el tiempo en forma armónica y periódica. En este trabajo una etapa de carga corresponderá a la secuencia dada por el vector de carga. Con este concepto se obtienen esfuerzos y deformaciones de la tubería correspondientes a cada etapa de carga (historia). Para realizar el análisis en la etapa $i+1$ se utiliza el estado de esfuerzos de la etapa i como el inicial, para los elementos del suelo y tubería.

Es importante señalar que el vector de carga que se introduce al modelo puede también ser un vector irregular.

El perfil en estudio es el mostrado en la figura 6.6. La tubería continua tiene una longitud de 120 m. y atraviesa por dos tipos de zonas de suelo con las siguientes características físico-mecánicas:

	Zona 1	Zona 2
Módulo de elasticidad	10000 t/m ²	3000 t/m ²
Relación de Poisson	0.45	0.45
Peso unitario	1.6 t/m ³	1.8 t/m ³
Ángulo de fricción interna	32 grados	28 grados
Cohesión	10 t/m ²	5 t/m ²
Módulo de reacción	2500 t/m ³	800 t/m ³

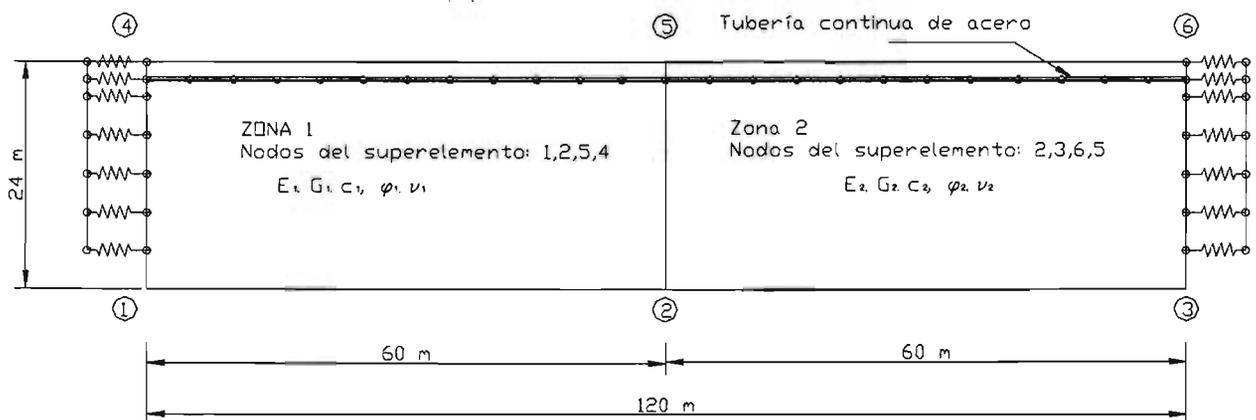


Figura 6.6 Perfil a analizar

La tubería en cuestión es de grado X-60, con 1.25 m de diámetro, espesor de 5 cm, área transversal de 0.096 m², y módulo de elasticidad de 1x10⁷ t/m². La tubería está localizada a 2.0 m de profundidad bajo la superficie.

El material de relleno empleado tiene las siguientes características:

Peso volumétrico	1.6 t/m ³
Ángulo de fricción interna	30 grados
Cohesión	10 t/m ²
Coefficiente de presión de tierra	1.0

Se utiliza una aceleración máxima $a_{m\acute{a}x}$ igual a 1 m/s². La fuerza de masa máxima F_m por unidad de volumen se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$F_m = K_0 K_s Q_s \dots\dots (6.55)$$

Donde:

K_s = coeficiente sísmico $a_{m\acute{a}x}/g$

K_0 = coeficiente que depende de la geología, sismología y condiciones del suelo. Con este coeficiente se puede tomar en cuenta la disipación de energía sísmica y las deformaciones plásticas del suelo, etc. ($K_0 = 0.2$ recomendado por el manual *Critería of Earthquake-Proof Measures For a Water Supply System del Japan Water Works Association, 1988*)

g = aceleración de la gravedad

Q_s = Peso del suelo por unidad de volumen

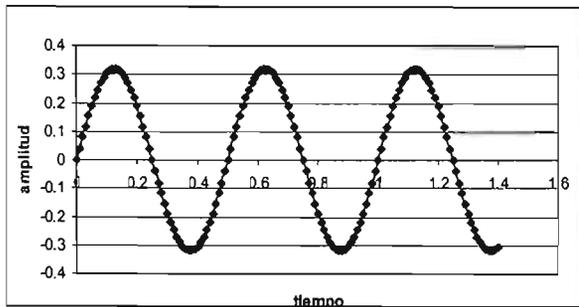
De manera que :

Para la zona I, $F_{m1} = 0.32 \text{ t/m}^3$

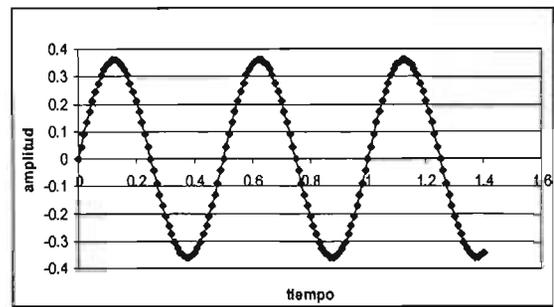
Para la zona II, $F_{m2} = 0.36 \text{ t/m}^3$

Para cada zona de suelo se utilizó un vector de carga, (fuerzas de masa por unidad de volumen) estos vectores se muestran gráficamente en la figura 6.7, y en forma numérica por:

Etapas	1	2	3	4	5	6	7
	Fuerza de masa por unidad de volumen (tn/m ³)						
Para el suelo en la zona 1	0.2227	0.32	0.2370	-0.2370	,-0.32	-0.2227	0.2370
Para el suelo en la zona 2	0.2666	0.36	0.2666	-0.2666	,-0.36	-0.2666	0.2666



(a) Zona I



(b) Zona II

Figura 6.7 Representación gráfica del vector de carga sinusoidal para las zonas I y II del terreno (2 ciclos y medio de carga)

Los datos, como son la geometría del perfil, las características del terreno, las características de la tubería, las características del relleno, así como las condiciones de frontera del sistema suelo-tubería se introducen al programa a través de pantallas como las mostradas en las figuras 6.8 y 6.9

La figura 6.10 muestra la malla de elementos finitos generada por el programa, en dicha malla aparece la numeración de elementos y nodos de los elementos finitos. Se puede ver que la numeración se encuentra optimizada.

Finalmente, en la figura 6.11 se presenta la salida de resultados. En este caso se muestran a manera de ejemplo las etapas de carga 1, 3 y 5. Como se observa, para cada etapa se generan dos gráficas, la primera corresponde a los esfuerzos axiales a lo largo de la tubería, dichos esfuerzos se obtienen directamente de las deformaciones en la interfaz suelo-tubería obtenidas con el elemento finito (FEM). La segunda gráfica corresponde a los desplazamientos del terreno en la interfaz suelo-tubería, ésta muestra los desplazamientos en la dirección horizontal y vertical, así como los desplazamientos totales que se obtiene de la resultante de ambas direcciones.

Tanto en las gráficas de los desplazamientos, como en las de los esfuerzos de la tubería, se aprecia la misma configuración en cada una de las etapas, es decir, la configuración de los desplazamientos del terreno y la concentración de esfuerzos (independientemente de su magnitud) en la tubería depende fundamentalmente de las condiciones geológicas y de las características del terreno. En este ejemplo se puede notar que los desplazamientos máximos y el esfuerzo máximo se dan en la zona II, la cual tiene una menor rigidez que la zona I. Los resultados mostrados en la figura 6.11 no consideran el efecto de longitud de onda.

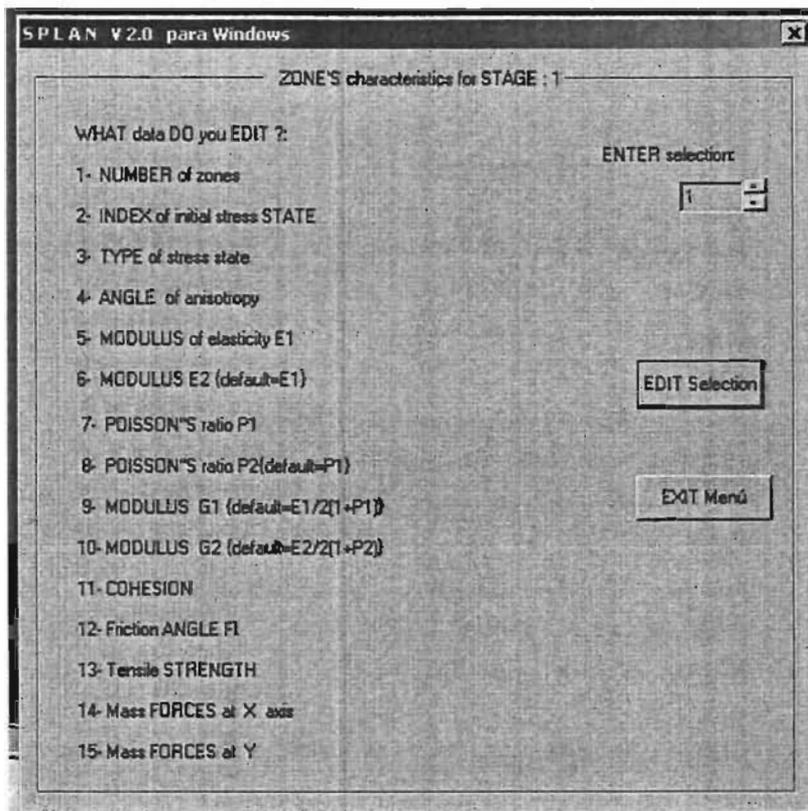


Figura 6.8 Pantalla para introducir las características del terreno del programa SPLAN v 2.0

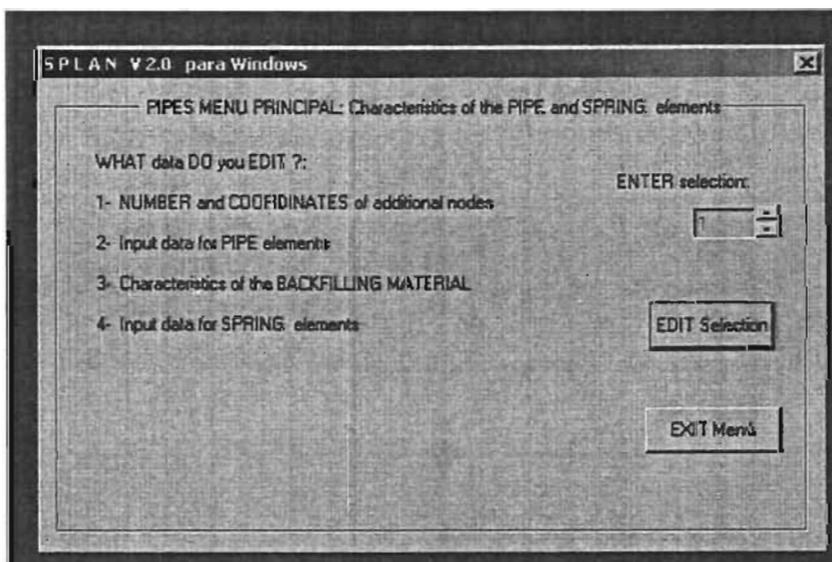
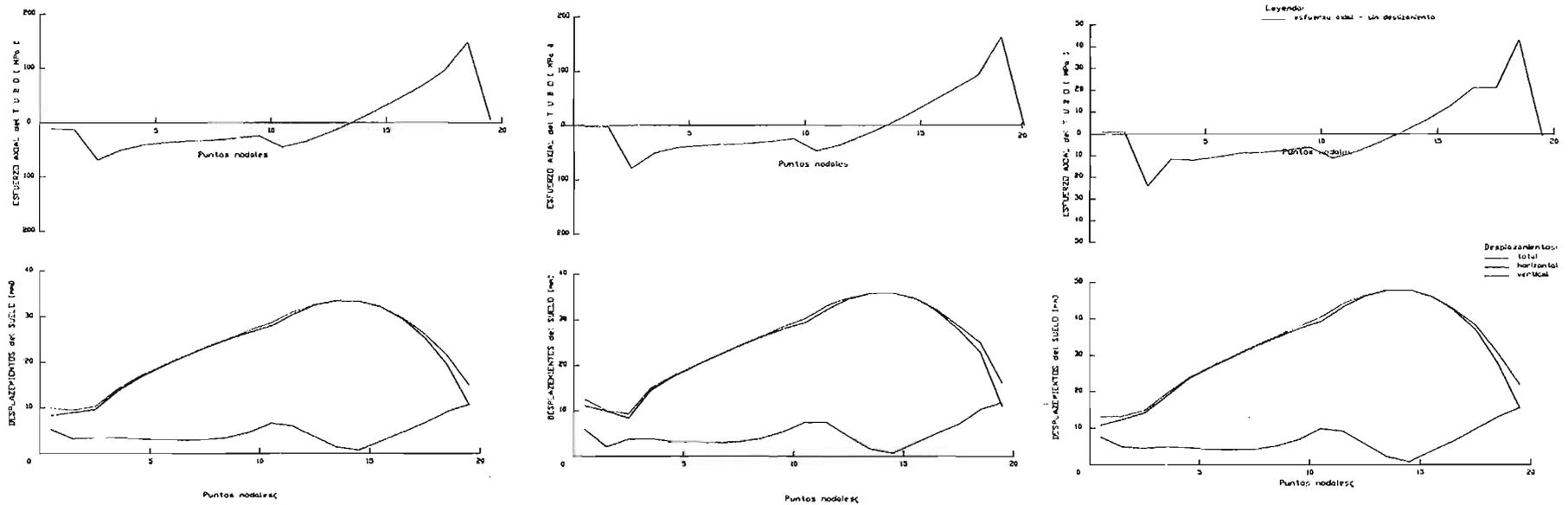


Figura 6.9 Pantalla para introducir las características de la tubería del programa SPLAN v 2.0

182	171	169	152	136	120	112	110	108	106	104	102	100	99	101	107	105	107	109	111	128	144	160	175																				
186	159	143	127	111	91	103	84	99	95	91	78	87	83	74	81	73	80	85	77	89	93	97	101	102	98	119	127	135	143	151	159	167	174										
181	167	160	151	144	125	128	119	112	91	104	84	100	82	96	80	92	78	88	76	84	74	81	73	82	75	86	77	89	93	94	81	98	83	101	98	120	127	136	143	152	159	166	174
185	158	142	126	110	90	72	66	66	60	64	58	62	56	60	54	58	52	56	51	57	53	59	55	61	57	63	59	65	72	78	97	118	126	134	142	150	158	165	173				
180	166	150	134	118	90	72	66	60	64	58	62	56	60	54	58	52	56	51	57	53	59	55	61	57	63	59	65	72	78	97	118	126	134	142	150	158	165	173					
184	157	141	125	109	71	50	45	43	41	39	37	38	40	42	44	55	77	117	133	149	150																						
179	165	149	133	117	89	65	45	40	38	36	34	33	35	37	39	50	71	96	125	141	152	172																					
183	156	140	124	108	70	49	32	28	26	24	22	23	25	27	36	54	76	116	132	148	172																						
178	164	148	132	116	88	64	44	28	24	22	20	19	21	23	32	49	70	95	124	140	156	171																					
182	155	139	123	107	69	48	31	18	15	13	11	12	14	21	35	53	75	115	131	147	176																						
177	163	147	131	115	87	63	43	27	15	12	10	9	11	19	31	48	69	94	123	139	155	170																					
181	154	138	122	106	68	47	30	17	8	6	4	5	10	20	34	52	74	114	130	146	175																						
176	162	146	130	114	86	62	42	26	14	6	4	3	8	17	30	47	68	93	122	138	154	169																					
180	153	137	121	105	67	46	29	16	7	2	1	3	9	19	33	51	73	113	129	145																							
184	145	129	113	95	61	41	25	10	5	2	2	7	16	29	46	67	92	121	137	153																							

Figura 6.10 Malla de elemento finito optimizada



(a) Etapa 1

(b) Etapa 3

(c) Etapa 5

Figura 6.11 Historia de esfuerzos y desplazamientos para las etapas de carga 1, 3, y 5 obtenida del análisis de una tubería continua de 120 m.

6.4.2 Análisis considerando longitud de ondas superficiales

La deformación axial en tuberías continuas puede ser analizada utilizando la propagación de ondas Rayleigh. O'Rourke y Elhadi (1988) mostraron que la deformación en las tuberías continuas debido a ondas superficiales es mucho mayor que las que producen las ondas de cortante.

Las expresiones 3.18 y 3.20 se utilizan en el modelo numérico desarrollado con el objeto de obtener el efecto de longitud de onda. Como se ha mencionado anteriormente, la longitud de onda es función de la frecuencia dominante del movimiento sísmico y de la velocidad de onda de fase con la que se mueven las ondas superficiales. La velocidad de las ondas superficiales se puede obtener a través de las curvas de dispersión del perfil del suelo que se analiza (figura 3.8).

En el presente trabajo la longitud de onda a lo largo de la superficie se obtiene de la frecuencia natural de vibración de la capa superficial, ya que la componente de la frecuencia predominante en movimientos sísmicos cercana a la superficie de suelo, es factible que concuerde con dicha frecuencia.

A continuación se presenta la respuesta obtenida de la tubería dada en el ejemplo anterior, pero utilizando la ecuación 3.18 y 3.20. Los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos en la tubería, se obtienen para la etapa 5, etapa donde se presenta la mayor carga sísmica en el sentido negativo. (-0.36 y -0.32 tn/m³ para el suelo en la zona 1 y 2 respectivamente). Estas cargas sísmicas corresponden a un valor de aceleración máxima de 1 m/s².

La longitud de onda, de acuerdo a lo arriba expuesto, se determina utilizando el periodo natural de la capa superficial, el cual se obtiene por medio de la ecuación:

$$T = 4H/V_s \quad \dots\dots\dots(5.7)$$

Por lo tanto para el suelo 1:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{1000}{2(1+0.45)} = 3448.2 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{3448.2(9.81)}{1.6}} = 145.4 \text{ m} / \text{s}$$

$$T = 4(24)/145.4 = 0.67 \text{ seg}$$

Para el suelo 2:

$$G = 1034.48 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$V_s = 75.08 \text{ m} / \text{s}$$

$$T = 1.27 \text{ seg}$$

Una vez obtenido el periodo natural se elabora la curva de dispersión, utilizando la curva aproximada de dispersión normalizada mostrada en la figura 6.12, donde C_H es la velocidad de onda cortante del estrato superficial, C_L es la velocidad de onda cortante del medio que subyace a la capa superficial y H es el espesor de la capa superficial.

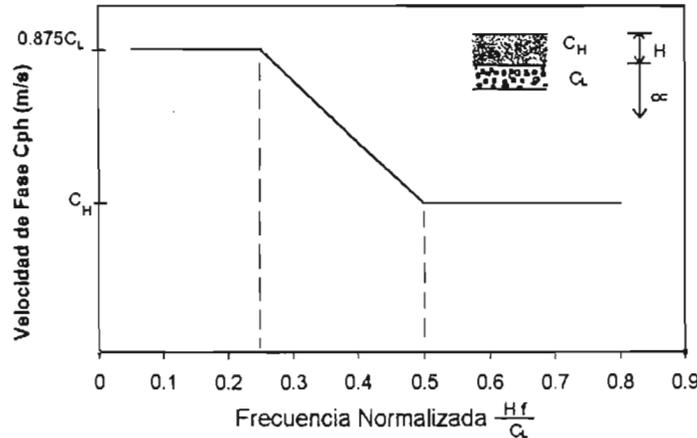


Figura 6.12 Curva aproximada de dispersión para un estrato uniforme sobre un espacio seminfinito.

Para nuestro caso se emplean las velocidades de onda V_s (C_H) calculadas en cada zona y se utiliza una velocidad de onda de cortante en el manto rocoso igual a 700 m/s (C_L). La velocidad máxima del terreno se calcula utilizando la relación igual a 122 cm/s/g para un depósito aluvial para V_{max}/A_{max} (ver tabla 2.1) y utilizando la aceleración máxima de 1 m/s^2 , resultando que $V_{max} = 0.122 \text{ m/s}$. Con estos datos se obtienen las gráficas de dispersión siguientes:

a) Para la zona 1

Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Velocidad de fase, Cph (m/s)	Longitud de onda λ (m)	$L = \lambda/4$ (m)
0.30	3.301	612.5	2022.01	505.50
0.61	1.651	612.5	1011.00	252.75
0.91	1.100	612.5	674.00	168.50
1.21	0.825	612.5	505.50	126.38
1.51	0.660	612.5	404.40	101.10
1.82	0.550	519.08	285.60	71.40
2.12	0.472	425.66	200.74	50.19
2.42	0.413	332.24	137.10	34.28
2.73	0.367	238.82	87.60	21.90
3.03	0.330	145.4	48.00	12.00
3.33	0.300	145.4	43.64	10.91
3.64	0.275	145.4	40.00	10.00
3.94	0.254	145.4	36.92	9.23

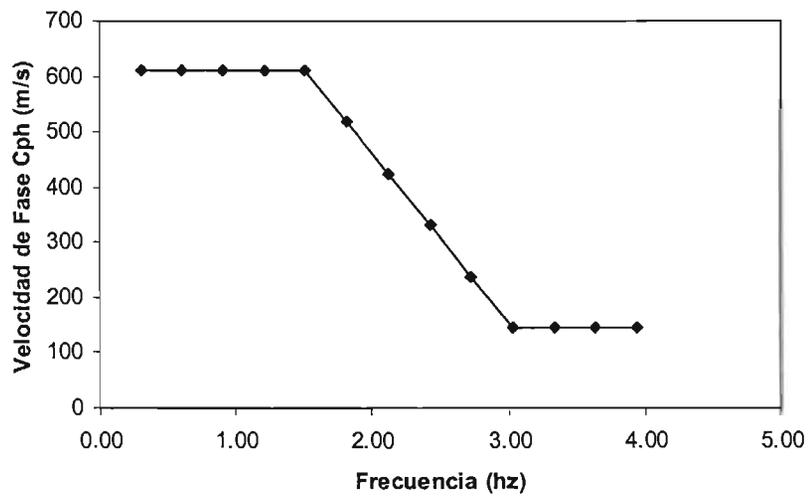


Figura 6.13 Curva de dispersión para la zona I del ejemplo

De manera que para una frecuencia del sitio igual a 1.51 Hz, (T=0.67 seg) la longitud de onda utilizada en la zona I es de, 404.01 m

b) Para la zona 2

Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Velocidad de fase, Cph (m/s)	Longitud de onda λ (m)	$L = \lambda/4$ (m)
0.16	6.393	612.5	3915.82	978.96
0.31	3.197	612.5	1957.91	489.48
0.47	2.131	612.5	1305.27	326.32
0.63	1.598	612.5	978.96	244.74
0.78	1.279	612.5	783.16	195.79
0.94	1.066	505.016	538.11	134.53
1.09	0.913	397.532	363.07	90.77
1.25	0.799	290.048	231.79	57.95
1.41	0.710	182.564	129.68	32.42
1.56	0.639	75.08	48.00	12.00
1.72	0.581	75.08	43.64	10.91
1.88	0.533	75.08	40.00	10.00
2.03	0.492	75.08	36.92	9.23

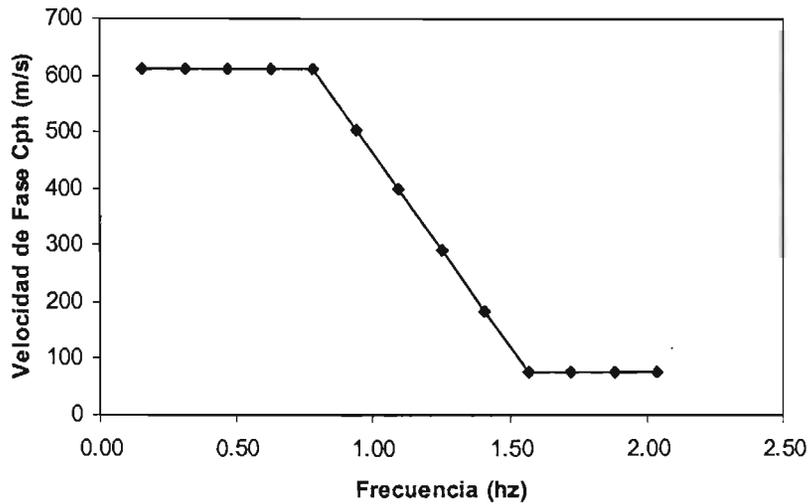


Figura 6.14 Curva de dispersión para la zona II del ejemplo

En este caso la longitud de onda para un periodo de 1.27 s es de 612.5 m

Los resultados obtenidos para el caso en que se considera la longitud de onda se presentan en la figura 6.15, donde se muestran los desplazamientos del suelo en la interfaz suelo-tubería, con respecto a la distancia paralela al eje longitudinal de la tubería.

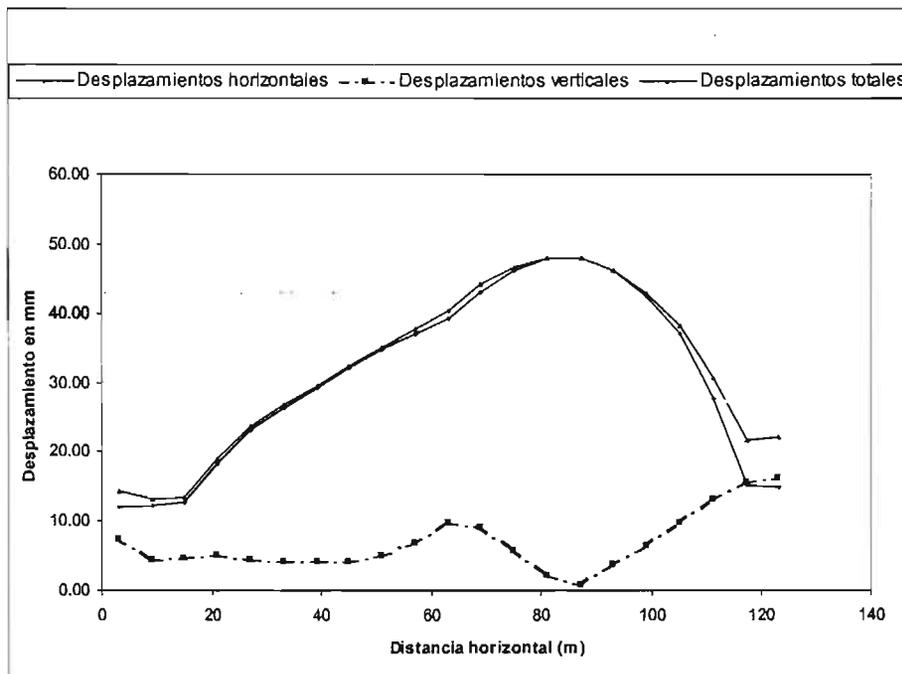


Figura 6.15 Desplazamientos relativos

En la figura 6.16 se presentan los esfuerzos axiales en la tubería para los siguientes casos; (a) la línea continua con punto representa los esfuerzos axiales sin considerar

el efecto de longitud de onda, y como se mencionó anteriormente dichos esfuerzos son obtenidos directamente de las deformaciones presentadas en la interfaz suelo-tubería (b) la línea continua con triángulo representa los esfuerzos axiales considerando la longitud de onda y para el caso en que la tubería no presenta deslizamiento (ec. 3.18) en la interfaz suelo-tubería, y (c) la línea punteada representa los esfuerzos axiales de la tubería tomando en cuenta que existe deslizamiento (ec. 3.20) en la interfaz suelo-tubería. Cabe recordar que el deslizamiento entre la interfaz suelo-tubería ocurre cuando la deformación del terreno llegar a ser mayor que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo

La figura 6.16 muestra que, en la zona I (de 0 a 60 m), los esfuerzos axiales para la tubería donde se considera el efecto de longitud de onda, son menores respecto a los esfuerzos obtenidos sin considerar el efecto de longitud de onda. En la segunda zona (de 60 a 120 m) se puede apreciar que esta diferencia es mucho mayor.

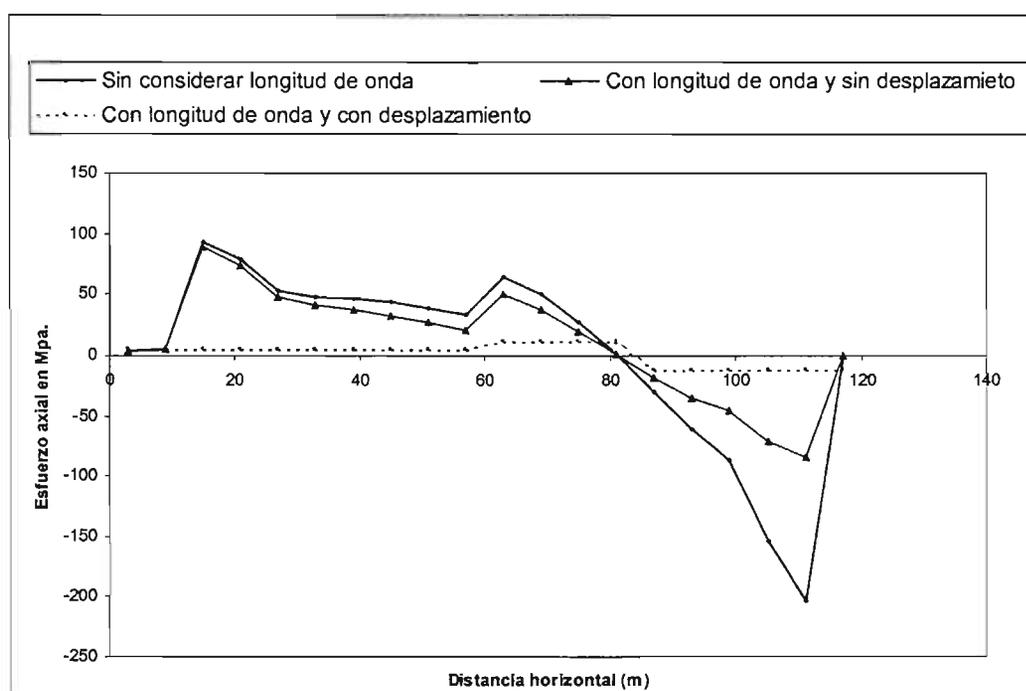


Figura 6.16 Esfuerzos en la tubería para una longitud de onda de 404 m para el suelo 1 y de 612 m para el suelo 2

6.4.3 Análisis en sitios con superficie inclinada en el manto de roca

El siguiente análisis está realizado con un perfil estratigráfico (figura 6.17) presentado en la guía de diseño para tuberías enterradas "Eartquake-Proof Design Buried Pipelines" (Kubota, 1981). Al igual que en el ejemplo anterior, se evalúan los esfuerzos en la tubería considerando la longitud de ondas superficiales. Para obtener el efecto debido a la inclinación de la superficie en el manto rocoso se analizan dos

casos, uno en donde se supone que las propiedades del suelo no varían a lo largo de la trayectoria de la tubería y el segundo caso donde existen dos zonas en el terreno con diferentes propiedades del suelo.

La tubería en cuestión es de grado X-60, con 1.00 m de diámetro, espesor de 2 cm, un área transversal de 0.0311 m², y con un módulo de elasticidad de 1x10⁷ t/m². La tubería es localizada a 2.0 m de profundidad bajo la superficie.

El material de relleno tiene las siguientes características:

Peso volumétrico	1.6 t/m ³
Ángulo de fricción interna	30 grados
Cohesión	5 t/m ²
Coefficiente de presión de tierra	1.0

La aceleración utilizada como excitación sísmica es de 0.1 g (1 m/s²).

a) Caso 1. Suelo con propiedades iguales en las dos zonas.

	Zona 1	Zona 2
Módulo de elasticidad	3120 t /m ²	3120 t/m ²
Relación de Poisson	0.45	0.45
Peso unitario	1.65 t/m ³	1.65 t/m ³
Ángulo de fricción interna	28 grados	28 grados
Cohesión	5 t /m ²	5 t /m ²
Módulo de reacción	1330 t/m ³	1330 t/m ³
Periodo de la capa superficial	1.1 s	1.45 s
Módulo dinámico de rigidez	1075.86 t /m ²	1075.86 t /m ²
Velocidad de onda cortante en la capa superficial	79.98 m/s	79.98 m/s

Utilizando la ecuación (6.55), se tiene que la fuerzas de masa son :

Para la zona I y II $F_{m1} = F_{m2} = 0.33 \text{ t /m}^3$

La figura 6.18 muestra la malla de elementos finitos generada por el programa, de la misma forma que en el ejemplo anterior la malla presenta una numeración optimizada de elementos y nodos de los elementos finitos.

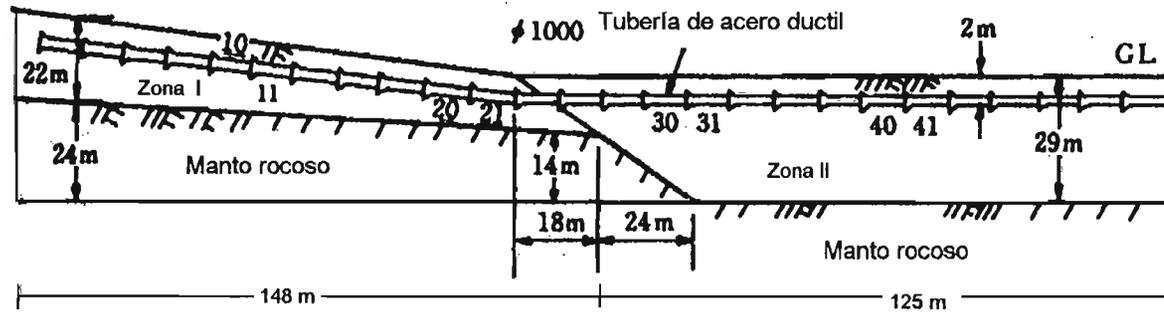


Figura 6.17 Perfil usado (Kubota, 1981)

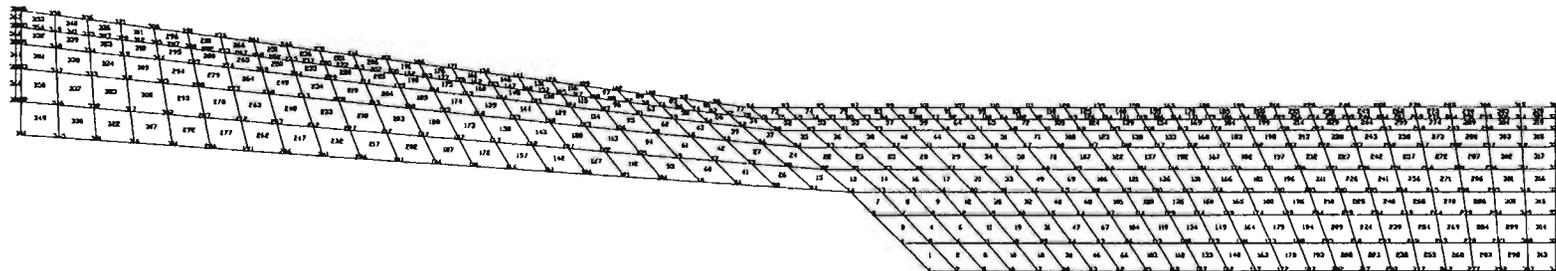


Figura 6.18 Malla de elemento finito optimizada

Siguiendo con la metodología dada para el ejemplo anterior se grafican las curvas de dispersión (fig. 6.19 y 6.20), de acuerdo a las velocidades de onda (C_L) de cada zona y se utiliza una velocidad de onda de cortante en el manto rocoso igual a 700 m/s (C_H). La velocidad máxima del terreno se calcula utilizando la tabla 2.1, para una aceleración máxima de 1 m/s^2 , y para el caso de un suelo aluvial, siendo esta igual a $V_{\text{max}} = 0.122 \text{ m/s}$.

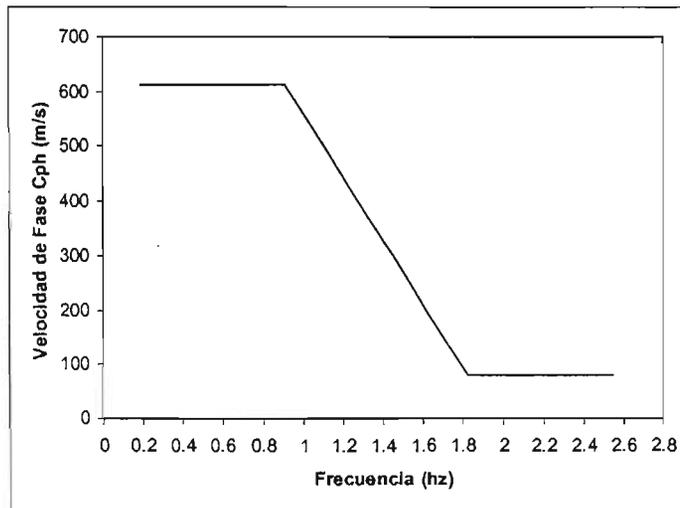


Figura 6.19 Curva de dispersión para la zona I

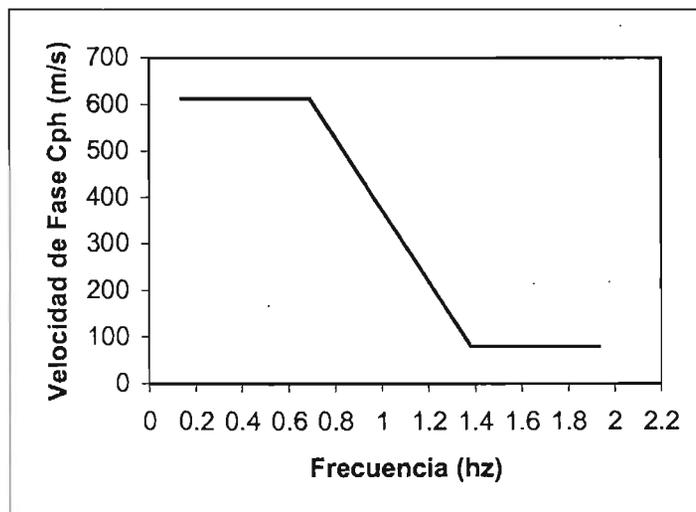


Figura 6.20 Curva de dispersión para la zona II

Con la frecuencia natural obtenida como la inversa del periodo natural se obtiene la velocidad de fase y posteriormente la longitud de onda, quedando que, para la zona I la longitud de onda es igual a 674 m y para la zona II la longitud de onda es igual a 888 m.

Los resultados obtenidos para este caso se presentan en la figura 6.21 y 6.22. Se puede observar que si no se toma en cuenta el desplazamiento de la tubería, los esfuerzos crecen en la zona que se encuentra arriba de la superficie inclinada de la masa de roca. (fig. 6.22)

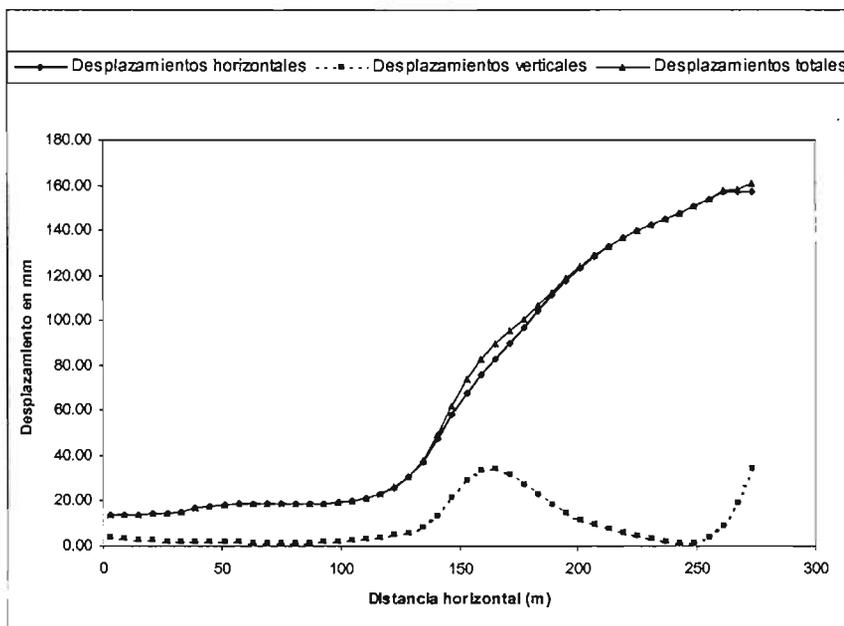


Figura 6.21 Desplazamientos horizontales, verticales y totales ($E_1=E_2=31.2\text{Mpa}$)

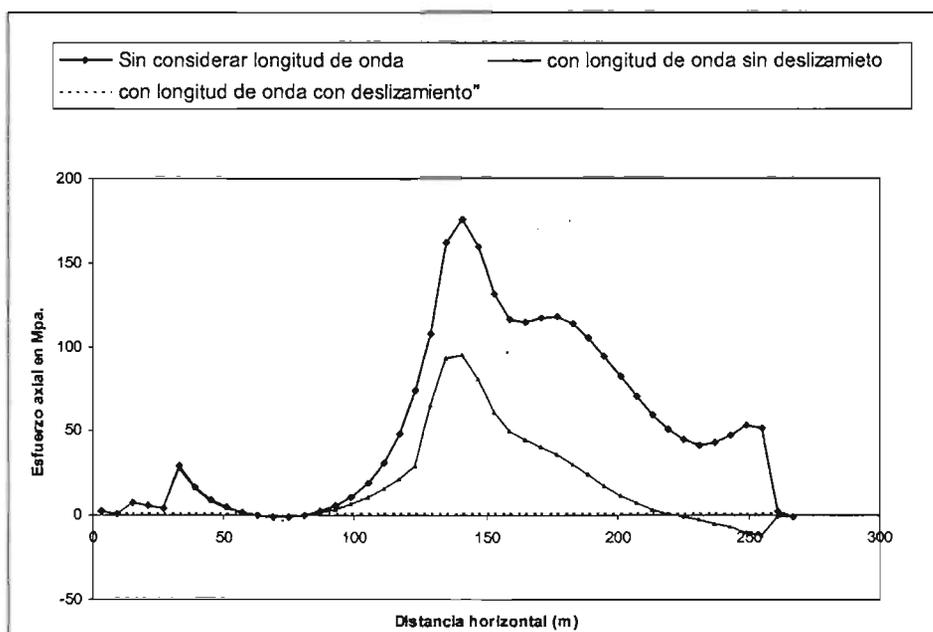


Figura 6.22 Esfuerzos axiales en la tubería a lo largo de un perfil longitudinal, y donde $E_1 = E_2 = 31.2\text{ Mpa}$.

b) Caso 2. Zonas con propiedades diferentes en cada zona.

	Zona 1	Zona 2
Módulo de elasticidad	26140 t/m ²	3120 t/m ²
Relación de Poisson	0.45	0.45
Peso unitario	1.65 t/m ³	1.53 t/m ³
Ángulo de fricción interna	28 grados	28 grados
Cohesión	10 t/m ²	5 t/m ²
Módulo de reacción	7500 t/m ³	1330 t/m ³
Periodo de la capa superficial	0.43 s	1.32 s
Módulo dinámico de rigidez	9013.8 t/m ²	1075.86 t/m ²
Velocidad de onda cortante en la capa superficial	231.5 m/s	79.98 m/s

Utilizando la ecuación (6.55), se tiene que la fuerzas de masa son :

Para la zona I $F_{m1} = 0.33 \text{ t/m}^3$

Para la zona II $F_{m2} = 0.31 \text{ t/m}^3$

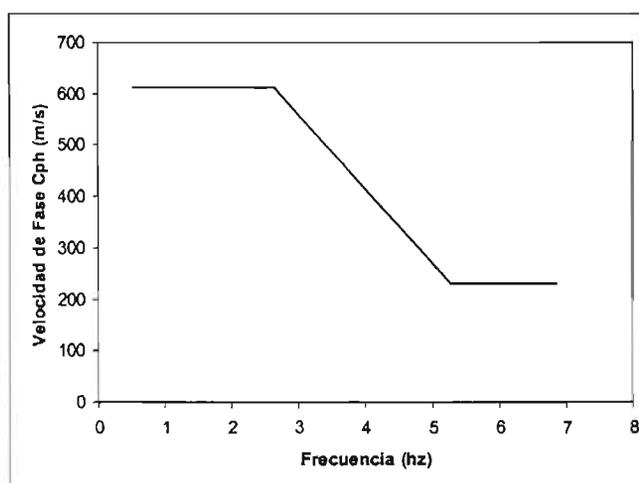


Figura 6.23 Curva de dispersión para la zona I

Para este caso se utilizan nuevamente las curvas de dispersión, como se ha venido planteando, de manera que la longitud de onda para este caso resultó; para la zona I igual a 266.4 m y para la zona II igual a 668 m. (ver figura 6.23 y 6.24)

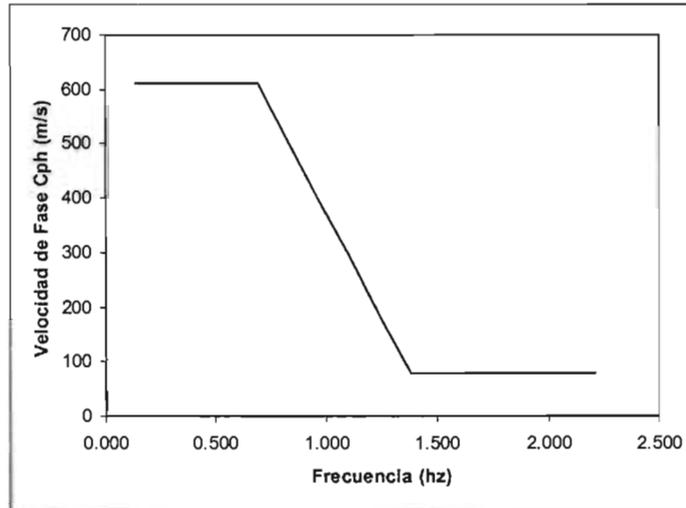


Figura 6.24 Curva de dispersión para la zona II

Finalmente, en la figura 6.25 se muestra los esfuerzos en la tubería para el caso en donde la tubería atraviese por zonas con diferente espesor y con diferentes propiedades físico-mecánicas.

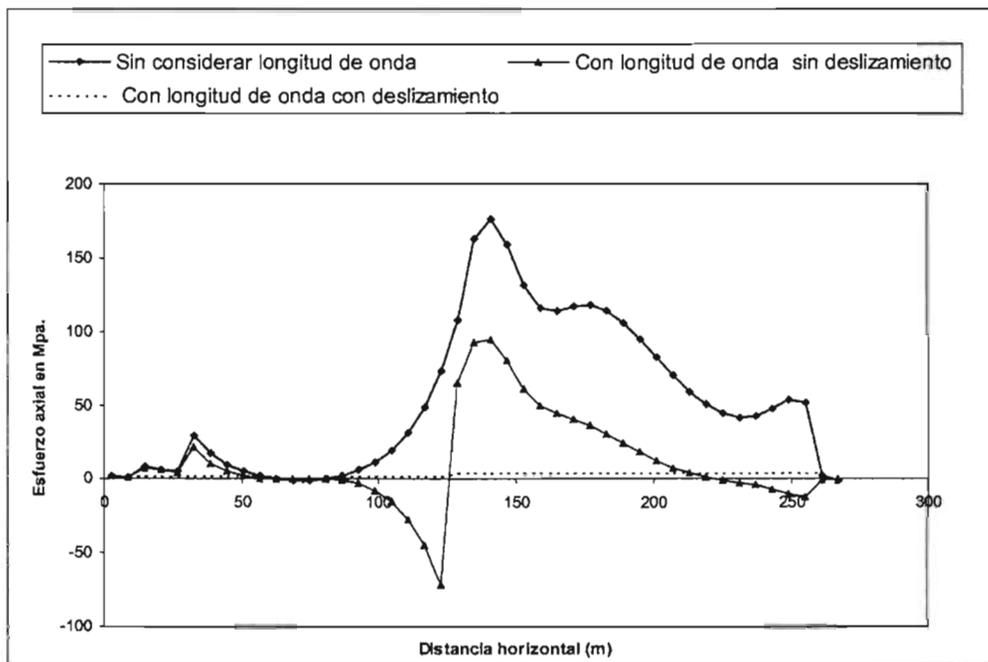


Figura 6.25 Esfuerzos axiales en la tubería a lo largo de un perfil longitudinal, y donde $E1 = 261.4$ Mpa y $E2 = 32$ Mpa.

Se observa en la figura 6.23 un cambio comparada con la 6.22, caso en donde las propiedades son iguales. Esta configuración se atribuye al cambio de la longitud de onda en forma abrupta, producto de la inclinación de la superficie rocosa y al cambio de rigidez del terreno.

6.4.4 Discusión de resultados

Los resultados obtenidos en el caso de excitar el modelo utilizando un vector de carga sinusoidal demuestran que la respuesta en cada etapa de carga es elástica; en otras palabras, los esfuerzos y deformaciones en la tubería son proporcionales a la magnitud de la carga. Se demuestra además que la configuración que se obtiene de los esfuerzos depende principalmente de las características estratigráficas, así como de las propiedades dinámicas del suelo.

Los resultados obtenidos donde existen dos zonas con diferente rigidez del terreno (gráficas 6.16, 6.22 y 6.23), permiten apreciar que los esfuerzos mayores se producen en la zona con menor rigidez o mayor espesor de depósito (donde se puede amplificar el movimiento sísmico). Esto nos indica que existe una estrecha relación con los valores correspondientes a los periodos predominantes de las zonas donde se aloja o alojará la tubería. En consecuencia, para el análisis de tuberías continuas se requiere utilizar longitudes de onda que se encuentren en función de su periodo predominante. Como se menciona anteriormente, la longitud de onda a lo largo de la superficie se obtiene a partir de la frecuencia de natural de vibración de la capa superficial.

Los resultados obtenidos en la inclinación de roca se pueden comparar de manera cualitativa por los obtenidos por Nishio et al. (1983), tanto para sus ensayos de laboratorio como con el modelo numérico. Comprobándose que los esfuerzos máximos en la tubería se produce en la zona que se encuentra arriba de la inclinación de la superficie del manto rocoso.

Por otro lado, al calcular la deformación del terreno utilizando el método simplificado de Newmark (ec.3.1), de V_{max}/C para velocidad aparente de onda de cortante, el valor obtenido es menor que la deformación del terreno obtenida con la velocidad de fase. Por ejemplo, tomando un valor medio de velocidad aparente de ondas de cuerpo igual a 2.8 Km/s (O'Rourke y Elhadi. 1988) y una $V_{max}=0.122$ m/s, se obtiene que la deformación tiene un valor de 4.3×10^{-5} para ondas de cortante, mientras que en el ejemplo presentado en el inciso 6.4.2 la deformación del terreno para una velocidad de fase de 612.5 m/s será 1.99×10^{-4} .

Capítulo 7. Conclusiones y recomendaciones.

En esta tesis se considera el análisis del efecto de propagación de ondas sísmicas en tuberías enterradas. En particular se trata con las tuberías continuas.

Como parte del estudio se desarrolló un modelo numérico que permite analizar las deformaciones axiales en tuberías continuas debido al efecto de propagación de ondas. El modelo utiliza el método de elemento finito y se parte fundamentalmente del modelo presentado por Vassilev y Flores-Berrones (1995) para tuberías segmentadas.

Los aspectos más relevantes que se requieren en el análisis del efecto de propagación de ondas en tuberías enterradas son:

- La sismicidad del sitio, caracterizada por medio de métodos probabilísticos y determinísticos, o por el empleo de leyes de atenuación.
- El perfil estratigráfico y las propiedades mecánicas del suelo, fundamentalmente las características dinámicas como son: el módulo de rigidez dinámico, las características de amortiguamiento, y la relación de Poisson dinámica.
- El tipo de material y el tipo de conexiones de la tubería.

Se evaluaron diferentes modelos analíticos de interacción suelo-tubería. Para adoptar el modelo analítico más adecuado para el análisis en este trabajo se consideró lo siguiente: a) la inercia de la tubería puede despreciarse; b) los modelos que representa mejor el fenómeno son los modelos elasto-plásticos, y, c) que la deformación del terreno se transfiera a la tubería en función de la rigidez del suelo y de la resistencia de fricción en la interfaz suelo-tubería.

El modelo analítico seleccionado fue el de O'Rourke y Elhadi (1988), donde la deformación axial de la tubería es función de las deformaciones del terreno, de la longitud de onda y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo que la rodea. Las expresiones dadas en este modelo consideran dos casos: una transferencia elástica de deformaciones entre el suelo y la tubería y una transferencia por fricción debido al deslizamiento en la interfaz suelo-tubería.

Dentro de los modelos numéricos analizados, destaca el de masas concentradas de Hindy y Novak (1979), que considera la interacción dinámica del suelo-tubería. En este modelo se destaca que la rigidez axial (k_v) para movimientos armónicos puede ser descrita por medio de la rigidez compleja por unidad de longitud, encontrándose que varía entre 1.5 y 2.75 veces el módulo de rigidez al cortante G

Los modelos numéricos en general permiten conocer de una manera más completa la respuesta en tuberías continuas enterradas para diferentes escenarios de estratigrafía, cambio de rigidez del suelo, o bien cuando existe una inclinación en la

superficie de la roca basal. De los ejemplos numéricos aquí presentados se derivan las siguientes conclusiones:

- Los esfuerzos axiales en la tubería son mucho más altos que los esfuerzos de flexión
- En un medio homogéneo la interacción suelo-tubería reduce los esfuerzos en la tubería comparados con aquellos calculados suponiendo que no existe interacción. Esta reducción se incrementa con el decremento de la rigidez del suelo y es mayor para el caso axial que para la flexión
- En los sitios donde existen cambios bruscos en la rigidez en el sentido horizontal, se observa que en la zona de transición se presentan esfuerzos altos y son mayores que los obtenidos para un medio homogéneo.
- Para el caso donde la profundidad del manto rocoso varía a lo largo de la tubería, los esfuerzos y deformaciones se amplifican en las zona donde se presenta la inclinación de la superficie de la roca (cambio de la profundidad). Para la zona de un valle, las deformaciones tienden a presentarse en forma simétrica con respecto al centro del valle.
- Para el caso del efecto de topografía del terreno se ha podido evaluar que los esfuerzos en una tubería enterrada se incrementan en zonas donde existe inclinación del terreno paralelo a su trayectoria

De acuerdo con los resultados obtenidos con el modelo numérico aquí desarrollado y con los análisis realizados a través de ejemplos hipotéticos, se concluye que el efecto que produce un movimiento sísmico en tuberías continuas enterradas está regido fundamentalmente por:

- La longitud de onda del movimiento sísmico a lo largo del estrato superficial.
- La amplitud de desplazamiento de la zona donde se aloja o alojará la tubería.
- Las características de transferencia (interacción suelo-tubería) de las deformaciones del terreno a la tubería.

En el presente trabajo la longitud de onda, a lo largo de la superficie del terreno, se determina a partir de la frecuencia o periodo dominante que corresponde a la capa superficial donde va enterrada la tubería y a través de la velocidad de fase obtenida de una curva de dispersión.

Se sugiere que en investigaciones futuras se aborden los siguientes puntos:

- Si se parte de la idea de que la resistencia al esfuerzo cortante disminuye en condiciones dinámicas, se puede evaluar en qué magnitud disminuyen los esfuerzos en la tuberías enterradas cuando se produce deslizamiento en la interfaz del suelo y la tubería. Es decir, se debe obtener un modelo no lineal

donde se modifique el amortiguamiento y la rigidez de acuerdo al nivel de esfuerzos.

- Realizar una modelación con elementos finitos en 3D donde se tome en cuenta la formulación dinámica junto con la refracción y difracción de las ondas, así como la interacción dinámica axial y transversal.
- Implementar un modelo similar al de Sugito (1986), adecuándolo para tuberías continuas y a las características sísmicas de México.

Desde el punto de vista estructural, es necesario el estudio de mecanismos que absorban grandes deformaciones y/o sean resistentes a nivel de esfuerzos requeridos.

REFERENCIAS:

1. *American Society of Civil Engineering (ASCE)*, (1981). *Lifeline Earthquake Engineering: the Current State of Knowledge*.
2. *American Society of Civil Engineering (ASCE)*, (1991). "Pipeline Design for Water and Wastewater". Committee on Pipeline Planning; Pipeline Division. New York.
3. *American Society of Civil Engineering (ASCE)*, (1984). "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipelines System", Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines.
4. *American Society of Civil Engineering (ASCE)*, (1999). "Guidelines for the Seismic Evaluation and Upgrade of Water Transmission Facilities", Edited by Eidinger, J.M. and Avila, E.A., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph No.15.
5. *American Society of Civil Engineering (ASCE)*, (1983). "Seismic Response of Buried Pipes and Structural Components", Report by the Seismic Analysis Committee of the ASCE Nuclear Structures and Material Committee.
6. *Ando, H. Sato, S., and Takagi, N.*, (1992), "Seismic Observation of a Pipeline Buried at the Heterogeneous Ground", Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, pp. 5563-5567.
7. *Audibert, J.M. y Nyman, K.J.*, (1977). "Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipes" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, October, vol. 103, No.GT10, pp 1119-1141
8. *Ayala, G. y Rascón, O.A.*, (1979). "Evaluación Sísmica del Acueducto Dañado durante el Sismo del 14 de Marzo de 1979", *Ingeniería Sísmica*, No. 21, México, D.F., Agosto. 1980, pp. 17-32
9. *Bathe, K. y Wilson, E.L.*, (1976). "Numerical Methods in Finite Element Analysis", Prentice -Hall, Inc.
10. *Bardet, J.P. , et al.* (2000). "Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits", University of Southern California. Department of Civil Engineering.
11. *Barenberg, M.E.*, (1988). "Correlation of Pipeline Damage with Ground Motions" *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, June, Vol, 114, No.6, pp. 706-711
12. *Bowles, Joseph E.* (1996). "Foundations Analysis and Design". New York: Ed. McGraw-Hill
13. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas. Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo 3. Diseño por sismo. 1993

14. *Chandrupatta, T.R. y Belegundu, A.D.*, (1999). "Introducción al Estudio del Elemento Finito en Ingeniería", Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A., México.
15. *El Hmadi, K. y O'Rourke, M.J.*, (1990). "Seismic Damage to Segmented Buried Pipelines," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, May, Vol. 19, No.4, pp. 529-539.
16. *Elhmadi, K. y O'Rourke, M.J.*, (1989). "Seismic Wave Propagation Effects on Straight Jointed Buried Pipelines", Technical Report NCEER-89 0022, August, 1989.
17. *El Hmadi, K. y O'Rourke, M.J.*, (1990), "Seismic Damage to Segmented Buried Pipelines," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, May, Vol. 19, No.4, pp. 529-539.
18. *Flores Berrones, R.* (1986). "Efectos sísmicos en tuberías subterráneas para agua potable en México". *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol. 1, num. 4, II Epec, septiembre-diciembre, paginas 32-39.
19. *Flores Berrones, R.* (1989). "El Efecto de los Sismos en los Acueductos. *Revista Ingeniería Hidráulica en México*", mayo-agosto, paginas 9-18.
20. *Flores Berrones, R., Vanguel H. Vassilev.* (1999). "Consideraciones sísmicas en el diseño de tuberías". *Revista Ingeniería Hidráulica en México*, vol.XIV, num.2, mayo-agosto, paginas 49-64.
21. *Flores Berrones, R., Xiangyue Li Liu* (2003). "Seismic Vulnerability of Buried Pipelines". *Geofísica Internacional*, vol. 42, Num 2, pp. 237-246.
22. *Gallagher, R.H.*, (1975). "Finite Element Analysis Fundamentals". Newmark and Hall Editors, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
23. *González, S. E.* (2000). "Comportamiento de Tubería Segmentada Enterrada bajo la Acción Sísmica". Tesis Licenciatura. Universidad Autónoma de Guerrero. México.
24. *Hall, W. y Newmark, N.*, (1977). "Seismic Design Criteria for Pipelines and Facilities," *Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering*, ASCE, New York, pp. 18-34.
25. *Hardin, B.O., and Drnevich, V. P.* (1972). "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE* 98 (SM7), 667-692.
26. *Hindy, A. y Novak, M.*, (1979). "Earthquake response of underground pipelines" , *International J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, pp. 451-476

-
27. *Japan Society of Civil Engineering (JSCE)*, (1988). "Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan". Compiled by Earthquake Engineering Committee. Japan
 28. *Kamiyama, M., O'Rourke, M.J., y Flores-Berrones, R.*, (1992). "A Semi-Empirical Analysis of Strong-Motion Peaks in Terms of Seismic Source, Propagation Path and Local Site Conditions", Technical Report NCEER-92-0023, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
 29. *Katayama, T., Kubo, K. and, Sato, N.*, (1975), "Earthquake Damage to Water and Gas Distribution Systems", Proc. of the U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering, EERI, Michigan.
 30. *Katayama, T.*, (1993). "Lifeline Earthquake Engineering In Japan a State of The Art", Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, New York, pp. 17-32.
 31. *Kramer, Steven L.*, (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering", University of Washington, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
 32. *Kubo, K.*, (1980), Effects of the Miyagi-Oki Japan Earthquake of June 12, 1978 on Lifeline Systems, Proc. of the Second U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering, EERI.
 33. *Kubo K. y Ishida, H.*, (1981), "The Three Year Research Project of Buried Gas Pipes in Japan", Proc. of Review of USA -JAPAN Co-operative Research on Seismic Risk Analysis. p.p. 121-141
 34. *Kubota*, (1981), Earthquake-Proof Design of Buried Pipelines.
 35. *Lambe. T.W. y R.V. Whitman* 1969. Soil mechanics (SI Version), Series in Soil Engineering. EEUU: Wiley & Sons.
 36. *Martin, P. y Seed, H.B.* (1982). "One-Dimensional Dynamic Ground Response Analyses" , Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, July, vol. 108, No.GT7, pp 935-951
 37. *Matlock, H. et al.*, (1978). "Example of Soil-pile Coupling Under Seismic Loading". The 10th Offshore Technology conference Houston, Texas
 38. *Matlock, H. et al.*, (1978). "Simulation of Lateral pile Behavior Under Earthquake Motion". The ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Pasadena, California.
 39. *Matsubara, K., y Hoshiya, M.* (2000). "Soil Spring Constant of Buried Pipelines for Seismic Design". Journal of Engineering Mechanical, ASCE, January, Vol. 126, No.1, pp. 76-83

40. *Mindlin, R.D.* (1964). "Displacements and stresses due to nuclei of strain in the elastic half-space". Report Dept. Civil Engineering and Engng. Mechanical, Columbia University, New York.
41. *Munchener Ruckversicherungd-Gesellschaft*, 1986. "Terremoto de México '85". República Federal Alemana.
42. *Nacamura, M., Katayama, T. y Kubo, K.*, (1981). "Quantitative Analysis of Observed Seismic Strains in Underground Structures", Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center, Inst. of Industrial Science, University of Tokyo.
43. *Nasu, N et al.* (1973). "Vibration test of the underground pipe with a comparatively large cross section", Proc. Fifth World Conference Earthquake Engineering, Rome, 583-592.
44. *Newmark, N.M, y Rosenblueth, E.* (1971). "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, Inc. , Englewood Cliffs, N.J.
45. *Newmark, N.M,* (1967). "Problems in Wave Propagation in Soil and Rock", Proceedings of the International Symposium an Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth materials, Albuquerque, New Mexico.
46. *Nishio, N., Ujaki, T., Tsukamoto, K., and Ishita, O.* (1983). "Model Experiments on the Behavior of Buried Pipelines During Earthquakes", Earthquake Behavior and Safety of Oil and Gas Storage Facilities, Buried Pipelines and Equipment, PVP-77, ASME, New York, June, pp. 263-272.
47. *Novak, M. , Nogami, T., y Aboul-Ella, F.* (1978), "Dynamic Soil Reaction for Plane Strain Case", Journal of Engineering Mechanical División, ASCE, 104, 953-959.
48. *O'Rourke M.* (1996) "Response of buried pipelines to wave propagation". The Quarterly Publication of NCEER Bulletin. Volume 10, Number 3, July.
49. *O'Rourke M.* (1999). "Response of buried pipelines subject to earthquake effects". Monograph Series. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
50. *O'Rourke, M.J. y Ayala, G.*, (1990), "Seismic Damage to Pipeline: Case Study," Journal of Transportation Engineering, ASCE, March/April, Vol. 116, No.2, pp. 123-134.
51. *O'Rourke, M.J. y Ayala, G.*, (1993), "Pipeline Damage Due to Wave Propagation", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, September, vol. 119, No. 9, pp 1490-1498.
52. *O'Rourke, M. , Bloom M., Dobry R.* (1982) "Apparent propagation velocity of body waves" International J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics", vol. 10, pp. 283-294.

53. *O'Rourke, M. , Castro G., Hossain I.,* (1984) "Horizontal Soil Strain Due to Seismic Waves" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, September, vol. 110, No. 9, pp 1173-1187.
54. *O'Rourke, M. y Castro G.,* (1980) "Effect of Seismic Wave Propagation Upon Buried Pipelines", *International J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 8, pp. 455-467.
55. *O'Rourke, M. , y El Hmadi, K..* (1988) "Analysis of Continuous buried pipelines for seismic wave effects" , *International J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 16, pp. 917-929.
56. *O'Rourke, T.D, Grigoriou, M.D. y Khater, M.M.,* (1985), *Seismic Response of Buried Pipelines, Pressure Vessels and Piping Technology, A Decade of Progress*, Edited by C. Sundarajan, ASME, New York.
57. *Rascon Octavio y Muñoz Celso.* (1985) "Análisis sísmico de tuberías enterradas", *Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, No. 494.
58. *Sakurai, A. y Takahashi, T.,* (1969), "Dynamic Stress of Underground Pipelines Durin Earthquakes, "Proceedings of the fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chilean Association on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago, Chile, pp. 811-895.
59. *Sato, M., K. Suda, N. Suzuki y F. Miura.* (1992). An overview of seismic design of buried lifeline structures in Japan. Hamada, M. y T. D. O'Rourke (Eds.) *Proceedings of 4th Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifelines, Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction.* Hawaii. New York: ASCE.
60. *Schnabel, P. B., Lysmer, J., y Seed, H. B.* (1972) " SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. UCB/EERC-72/12, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, December.
61. *Seed B.H., Idriss I.M., Makdisi F. y Banerjee N.,* (1975), *Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series In Liquefaction Analyses*, Report No. EERC 75-29, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkley, October.
62. *Seed B.H., Idriss I.M.,* (1982), "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes", *Engineering Monographs on earthquake Criteria, Structural Design and Strong Motion Records.* Series EERI, , *Earthquake Engineering Research Institute.*
63. *Singh, S., Astiz, L. y Havskov J.,* (1971). "Seismic gaps and recurrence periods of large earthquakes along the Mexican subduction" zone: A reexamination, *Bull. Seismic. Soc. Am.* Pp. 827-843

-
64. *Singh, S., y Suárez G.* (1987). "Review of the Seismicity of Mexico with Emphasis on the September 1985, Michoacan Earthquakes", The Mexico Earthquake 1985, Factors Involved and Lessons, Proceedings of the International Conference Sponsored by the Mexican Section ASCE, p.p. 7-18.
 65. *Shinozuka M. y Kawakami H.,* (1977), "Underground Pipe Damage and Ground Characteristics" Current State of Knowledge of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, New York, pp. 293-307
 66. *Sugito, M.,*(1986), Earthquake Motion Prediction, "Microzonation and Buried Pipe Response for Urban Seismic Damage Assessment", Kyoto University, Japan.
 67. *Takashi, I.,* (19). "Earthquake Resistant Design of Buried Gas Pipelines" , Pipeline Planning and Administration Department, Tokyo Gas Co., Ltd.
 68. *Taki K., Y. Fukumori, M. Sako y T. Tzubakimoto.* (1983). "Recommended practice for earthquake resistant design of high pressure gas pipelines". Earthquake behavior and safety of oil and gas storage facilities, buried pipelines and equipment. New York: ASME.
 69. *Vanguel H. Vassilev y Flores Berrones, R.,.* (1995) "Finite Element Method Modeling of Seismic Wave Propagation Effects on Straight Buried Segmented Pipelines", Instituto de Tecnología del Agua, Reporte interno.
 70. *Vanguel H. Vassilev y Flores Berrones, R.,.* (1996) "Manual de Usuario del programa de Computadora SPLAN (Seismic PipeLine ANalysis)". Instituto de Tecnología del Agua, Reporte interno.
 71. *Zienkiewicz, O.C.,* (1977) The Finite Element Method, Mc Graw-Hill, London.

Anexo. Módulos que integran el programa de cómputo del modelo numérico implementado.

El programa SPLAN (Seismic PipeLine Análisis) fue desarrollado originalmente en el Instituto Mexicano de Tecnología de Agua por Vassilev y Flores Berrones (1996) para el modelado de tuberías rectas segmentadas subterráneas bajo el efecto de propagación de ondas sísmicas mediante el elemento finito. Dicho programa está constituido por cuatro módulos.

SPLAN I. – Módulo para el pre-procesamiento de datos, como son geometría, propiedades de los materiales del sistema suelo-tubería y estado de esfuerzos y cargas iniciales a las que está sometida el modelo. También en este módulo se genera y optimiza la malla de elementos finitos.

SPLAN M.- Módulo para la presentación gráfica de la malla de elemento finito. Para ello, el módulo genera un archivo tipo SCRIPT que se ejecuta desde AutoCAD.

SPLAN S.- Módulo para generar las matrices globales de los elementos, así como los vectores de fuerzas; además resuelve el sistema de ecuaciones algebraicas. Como resultado de la solución, se obtienen parámetros del estado de esfuerzo deformación del sistema suelo-tubería (estos son las componentes de los desplazamientos nodales y de los esfuerzos en los elementos) Estos resultados se escriben en archivos datos.

SPLAN R.- Módulo para el pos-procesamiento de datos de salida. Este módulo genera archivos de tipo SCRIPT para obtener desde AutoCAD las gráficas de esfuerzo y de desplazamientos en la tubería y en el terreno respectivamente.

En el presente estudio el programa SPLAN fue modificado para adaptarlo al caso de tuberías continuas, respetando la estructura original.

Los cambios realizados consistieron en introducir una fuerza vectorial de tipo sinusoidal, de manera que los esfuerzos iniciales introducidos al inicio del programa (módulo SPLAN I) se fueran modificando para cada una de las etapas de carga (puntos del vector).

Utilizando el criterio de que en el caso de tuberías segmentadas las deformaciones del terreno se transmiten a las juntas y a la tubería de acuerdo a su rigidez, se modificaron los módulos SPLAN S y SPLAN R para el caso de tuberías continuas. Los cambios radican en las expresiones usadas en la transferencia de esfuerzos del suelo a la tubería, así como en la introducción de las fórmulas que consideran el efecto de la longitud de onda de las ondas superficiales.

A continuación se muestra el diagrama de flujo del módulo SPLAN-S que es el módulo donde se encuentra el cálculo de esfuerzos y desplazamientos del terreno.

