



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE POSGRADO EN INGENIERÍA

DOCTORADO EN INGENIERÍA

**ESTIMACIÓN DE DAÑO SÍSMICO
EN TUBERÍAS ENTERRADAS**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL - INGENIERÍA SÍSMICA

P R E S E N T A :

OMAR ANDREY PINEDA PORRAS

TUTOR:

Dr. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. AMADO GUSTAVO AYALA MILIAN

Secretario: Dr. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

1^{er}. Vocal: Dr. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER

2^{do}. Vocal: Dr. SHRI KRISHNA SINGH SINGH

3^{er}. Vocal: Dr. JAVIER AVILÉS LÓPEZ

1^{er}. Suplente: Dr. EDUARDO REINOSO ANGULO

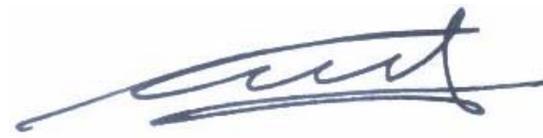
2^{do}. Suplente: Dr. RAFAEL CARMONA PAREDES

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, U.N.A.M., CIUDAD UNIVERSITARIA, MÉXICO, D.F.

TUTOR DE TESIS:

Dr. MARIO GUSTAVO ORDAZ SCHROEDER



FIRMA

A Sara Jimena

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por ser mi guía.

A Elba, mi esposa, por su gran apoyo.

A Sara Jimena, porque su sonrisa me recuerda, una y otra vez, que la vida es para disfrutarla.

A mis padres, por la educación que me dieron y el ánimo que me han infundado para seguir adelante.

Al Dr. Mario Ordaz, por las innumerables muestras de apoyo que me dio, las cuales me han permitido seguir un proceso de formación en la docencia e investigación.

A los Doctores Eduardo Reinoso, Javier Avilés, José Alberto Escobar, Gustavo Ayala, Shri Krishna Singh, y Rafael Carmona, por su apoyo.

Al Dr. Michael O'Rourke, por su participación en mi examen de candidatura y sus valiosos comentarios.

A mis amigos y compañeros de la coordinación de Ingeniería Sismológica; y en general, del Instituto de Ingeniería.

A los Doctores Jorge Aguirre, Sergio Alcocer, Francisco José Sánchez Sesma y Esteban Flores, por su ayuda.

A las siguientes personas, que en alguna ocasión me ayudaron cuando yo más lo necesitaba: Aline Rioja, Arturo Pérez, Benjamín Olvera, Carlos Quiroga, Daniel Vega, Humberto Soriano, Javier Lermo, Miguel Jaimés, Moisés Contreras y Sandra Quiroga.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), por permitirme realizar este doctorado en sus instalaciones.

A la Dirección General de Estudios de Posgrado de la UNAM (DGEP), por la beca que me otorgó durante la realización de este doctorado. Adicionalmente, estoy agradecido por el apoyo económico que recibí para asistir a los congresos de Baltimore (USA) y de Concepción (Chile).

Al Instituto de Ingeniería (II-UNAM), porque me brindó todas las facilidades para el desarrollo de este trabajo de investigación; entre las cuales están: el uso de su instalaciones y equipo; la beca recibida

durante los últimos meses del doctorado; el apoyo para asistir a varios congresos nacionales y los congresos de Baltimore, Vancouver (Canadá), Concepción y San Francisco (USA); entre otras.

Al Sistema Nacional de Investigadores (SNI), por la beca que me otorgó por ser ayudante de investigador nacional nivel III.

CONTENIDO

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
NOTACIÓN.....	3
Acrónimos	3
Símbolos griegos.....	3
Variables alfabéticas	4
FIGURAS.....	6
TABLAS	7
1. INTRODUCCIÓN	8
1.1. Antecedentes	8
1.2. Objetivos	9
1.3. Alcance.....	9
1.4. Contenido	10
2. ANÁLISIS SÍSMICO DE TUBERÍAS ENTERRADAS	12
2.1. Introducción	12
2.2. Métodos de análisis sísmico de tuberías enterradas	12
2.2.1. Método simplificado	13
2.2.2. Método cuasi-estático.....	15
2.2.3. Métodos de análisis dinámico	17
2.2.4. Análisis considerando la teoría de cascarones	19
2.2.5. Método de los elementos finitos.....	20
2.2.6. Análisis usando el modelo de deformación plana dinámica	22
2.3. Conclusiones	23
3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TUBERÍAS ENTERRADAS.....	24
3.1. Introducción	24
3.2. Efecto de la propagación de ondas sísmicas en tuberías enterradas.....	24
3.2.1. Características de las ondas sísmicas	25
3.2.2. Correlación espacial	26
3.3. Características relacionadas con el sistema tubería-suelo	26
3.3.1. Interacción suelo-tubería	27
3.3.2. Deslizamiento y fricción en la interfase	28
3.3.3. Reacción del suelo en la tubería	28
3.4. Características del suelo que pueden influir en el daño	29

3.5. Características relacionadas con las tuberías.....	30
3.6. Otros aspectos del comportamiento sísmico de las tuberías	31
3.7. Comportamiento sísmico de tuberías segmentadas.....	31
3.8. Conclusiones	33
4. EL PARÁMETRO $V_{máx}^2 / A_{máx}$ COMO POSIBLE INDICADOR DE DAÑO EN TUBERÍAS ENTERRADAS	35
4.1. Introducción	35
4.2. Parámetros sísmicos relacionados con la estimación de daños en tuberías enterradas	36
4.2.1. Deformación unitaria del suelo	36
4.2.2. Desplazamiento máximo del terreno	38
4.2.3. Velocidad máxima del terreno	38
4.2.4. Aceleración máxima del terreno.....	39
4.2.5. Intensidad modificada de Mercalli	39
4.3. Limitaciones para la estimación de daños en la RPDAP del DF empleando tres indicadores de daño típicos	39
4.3.1. Deformación unitaria del suelo	40
4.3.2. Desplazamiento máximo del terreno	40
4.3.3. Velocidad máxima del terreno	41
4.4. Relación entre el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ y el desplazamiento máximo del terreno	42
4.4.1. Marco teórico	42
4.4.2. Análisis de vibraciones aleatorias	47
4.4.3. Ejemplo de cálculo del factor λ_{pr}	48
4.4.4. Estudio del factor λ_{pr} para las zonas de transición y lago de la Ciudad de México	50
4.5. Conclusiones	52
5. FUNCIONES DE DAÑO SÍSMICO para LA RED PRIMARIA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEL DISTRITO FEDERAL.....	53
5.1. Introducción	53
5.2. Descripción de la red.....	53
5.3. Daños causados por el sismo de 1985 en la RPDAP	54
5.4. Funciones de daño sísmico considerando sólo el efecto de la propagación de ondas sísmicas	55
5.4.1. Función de daño usando $V_{máx}$ como parámetro de intensidad sísmica.....	55
5.4.2. Función de daño en términos del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$	57

5.4.3. Comparación de las funciones en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ y $V_{máx}$	58
5.5. Análisis de los daños considerando parámetros no sísmicos	61
5.5.1. Influencia de la orientación de las tuberías en los daños.....	61
5.5.2. Comparación de los daños de acuerdo al diámetro de las tuberías	66
5.5.3. Efecto del hundimiento relativo del suelo en los daños causados por la propagación de ondas sísmicas	68
5.6. Conclusiones	72
6. ESTIMACIÓN DE DAÑO FUTURO Y SERVICIABILIDAD DE LA RED	73
6.1. Introducción	73
6.2. Estimación de daño futuro.....	73
6.2.1. Cálculo del daño futuro.....	74
6.2.2. Curvas de daño usando el parámetro $V_{máx}$ (Pineda y Ordaz, 2003)	74
6.2.3. Estimación de daño futuro empleando el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$	76
6.3. Estudios recientes enfocados en la estimación de la serviciabilidad luego de un sismo	81
6.4. Serviciabilidad de la red en estudio.....	83
6.4.1. Función de serviciabilidad de sistemas de distribución de agua (NIBS, 1996)	83
6.4.2. Estimación del índice de serviciabilidad de la red en estudio	84
6.5. Conclusiones	87
CONCLUSIONES	89
REFERENCIAS.....	90

RESUMEN

El principal objetivo de esta tesis es proponer un nuevo parámetro sísmico para la estimación de daños en tuberías enterradas. De acuerdo a los resultados, $V_{máx}^2 / A_{máx}$, definido en términos de la velocidad ($V_{máx}$) y aceleración ($A_{máx}$) máximas del terreno, puede ser empleado como indicador de daño sísmico en este tipo de estructuras.

Para abordar el tema central de esta tesis se presentan los estados del arte del análisis y el comportamiento sísmico de tuberías enterradas. Posteriormente, como aplicación de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ al escenario de daños en la red primaria de distribución de agua potable (RPDAP) del Distrito Federal (DF) causado por el sismo del 19 de septiembre de 1985, se formulan varias funciones de daño sísmico, las cuales permiten: 1) relacionar la tasa de daño de la red con la intensidad sísmica, medida con el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$; 2) comparar el daño de acuerdo al diámetro de las tuberías; y, 3) proponer funciones de daño sísmico para tuberías de 48", que consideren dos niveles de hundimiento relativo del suelo. Finalmente, se estima el daño total de la red debido a sismos futuros, y se analiza el posible efecto de estos eventos en la capacidad de entrega de agua.

La más importante conclusión de este trabajo de investigación es que los aportes, al conocimiento de la estimación de daño sísmico en tuberías enterradas, constituyen un grupo de herramientas valiosas para la creación de planes de contingencia tendientes a reducir el impacto sísmico de la RPDAP. Se espera que esta tesis pueda ser usada para ese fin.

ABSTRACT

The main objective of this thesis is to propose a new seismic parameter to estimate damage in buried pipelines. According with the results, PGV^2/PGA where PGV is peak ground velocity and PGA is peak ground acceleration, could be employed as a damage indicator in this kind of structures.

To give some fundamental concepts related to the main topic of this thesis the states-of-art of the analysis and seismic response of buried pipelines are presented. Then, as an application of PGV^2/PGA in the damage scenario caused by the 1985 Michoacan earthquake to the Mexico City's water system (MCWS), some seismic damage functions are presented, which could be used to: 1) relate the damage index with seismic intensity, which is measured through PGV^2/PGA ; 2) estimate the seismic damage for four pipe diameters; and, 3) create two seismic damage functions, for 48" pipes, to estimate the damage including the effect of ground subsidence. Finally, an estimation of the number of pipe repairs due to future earthquakes and its effect in the water supply of the MCWS, is exposed.

The main conclusion of this research work is that its contributions, dedicated to improve the knowledge of the estimation of seismic damage in buried pipelines, are a set of useful tools to create contingency plans aimed to reduce the seismic impact in the MCWS. It is expected that this thesis could be used with that purpose.

NOTACIÓN

Acrónimos

EAF	Espectro de amplitudes de Fourier
FDE	Función de densidad espectral
FDS	Función de daño sísmico
MEF	Método de los elementos finitos
MMI	Intensidad modificada de Mercalli
RPDAP	Red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal
TVA	Teoría de vibraciones aleatorias

Símbolos griegos

α_ε	Coefficiente sugerido por la ASCE (1984) para estimar ε_{gm}
α_κ	Coefficiente sugerido por la ASCE (1984) para estimar κ_{gm}
ε	Deformación unitaria axial del suelo en una dirección determinada
ε^*	Error estándar logarítmico
$\varepsilon_{máx}, \varepsilon_{gm}$	Deformación axial unitaria máxima del suelo en una dirección arbitraria
ε_{pm}	Deformación axial unitaria máxima de una tubería
ϕ	Diámetro de una tubería
γ	Constante de Euler ($\gamma = 0.5772\dots$)
γ_r	Hundimiento relativo asociado a los extremos de un segmento de tubería
κ_{pm}	Curvatura máxima de una tubería sometida a la propagación de ondas sísmicas
κ_{gm}	Curvatura máxima del suelo ante la propagación de ondas sísmicas
λ_{pr}	Factor de relación de las respuestas máximas del suelo $\lambda_{pr} = A_{máx} \cdot D_{máx} / V_{máx}^2$
μ	Media estadística
θ	Ángulo de incidencia formado entre la dirección de propagación de una onda y una tubería
θ_{cm}	Rotación máxima de una conexión (tuberías segmentadas)
σ	Desviación estándar
ω	Frecuencia circular

Variables alfabéticas

A	Historia de aceleraciones del terreno
$A_{m\acute{a}x}$	Aceleración máxima del terreno
A_{rms}	Valor cuadrático medio de una historia de aceleraciones A
A_z	Azimuth
$ A , A(\omega)$	Espectro de amplitudes de Fourier de una historia de aceleraciones A
C	Velocidad de propagación de ondas sísmicas
C_l	Velocidad de propagación de ondas sísmicas en una dirección de interés (longitudinal)
C_p	Velocidad de propagación de ondas perpendicular a una dirección de interés
$[C_s]$	Matriz de amortiguamiento
D	Historia de desplazamientos del terreno
D_A, D_B	Historias de desplazamientos en los puntos A y B, respectivamente
D_c	Tasa de daño calculada a partir del escenario de daños del sismo de 1985
D_i	Tasa de daño, calculada como el número de reparaciones por kilómetro de tubería [rep/km]
D_i^*	Tasa de daño asociada al azimuth del sismo de 1985
$D_{m\acute{a}x}$	Desplazamiento máximo del terreno
$D_{m\acute{a}x}^*$	Estimador de $D_{m\acute{a}x}$
D_{rms}	Valor cuadrático medio de una historia de desplazamientos D
$ D , D(\omega)$	Espectro de amplitudes de Fourier de una historia de desplazamientos D
f_{red}	Frecuencias relativas de la longitud de la RPDAP con respecto de la orientación de las tuberías
f_{rot}	Frecuencias relativas de las reparaciones de la RPDAP, asociadas al sismo de 1985, con respecto de la orientación de las tuberías
h	Profundidad del centro de una tubería enterrada
$[K_g]$	Matriz de rigidez del suelo
$[K_p]$	Matriz de rigidez de un conjunto de tuberías enterradas
$[K_{sis}]$	Matriz de rigidez de un sistema de tuberías enterradas

L	Longitud de un segmento de tubería
L_{AB}	Longitud de una tubería entre los puntos A y B
m	Magnitud sísmica
$[m]$	Matriz de masas
M_k	Momento k-ésimo de dispersión
\hat{n}	Función de distribución normal acumulada
N	Número de puntos de daño empleados para calcular la función de daño en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$
N_m	Número de máximos y mínimos de la historia de vibraciones aleatorias Y
p	Parámetro relacionado con el ancho de banda de $ D $ (sección 4.4.3)
P_F	Factor pico definido por la TVA
S_i	Índice de serviciabilidad
T	Período de vibración natural del suelo
$\{u\}$	Vector de desplazamiento relativo de un sistema de tuberías
$\{u_g\}$	Vector de desplazamientos del suelo
U_{cm}	Desplazamiento máximo de una conexión (tuberías segmentadas)
$\{U\}$	Vector de desplazamiento absoluto de un sistema de tuberías
V	Historia de velocidades del terreno
$V_{máx}$	Velocidad máxima del terreno
V_{rms}	Valor cuadrático medio de una historia de velocidades V
$ V , V(\omega) $	Espectro de amplitudes de Fourier de una historia de velocidades V
$\{X\}$	Vector de desplazamientos axiales de un sistema de tuberías
$\{X_s\}$	Vector de desplazamientos del suelo
Y	Historia de vibraciones aleatorias
Y_{rms}	Valor cuadrático medio de la historia Y
$[Y]$	Esperanza de la respuesta máxima de la historia Y
$ Y(\omega) $	EAF de la historia Y

FIGURAS

Figura 4-1. Gráfica de $D_{máx}$ vs. $V_{máx}^2 / A_{máx}$ para los registros de la Tabla 4-1	44
Figura 4-2. Gráfica de $ D(\omega) $ (ejemplo de aplicación)	49
Figura 4-3. Variación de λ_{pr} con el ancho de banda (definido por p)	49
Figura 4-4. λ_{pr} vs. T para los registros de la tabla 1 y gráfica de λ_{pr}^* (ec. 4-20).....	50
Figura 4-5. $D_{máx}^*$ vs. $D_{máx}$ para los registros de la Tabla 4-1	51
Figura 5-1. Red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal	54
Figura 5-2. Función de daño propuesta por Pineda y Ordaz (2003)	56
Figura 5-3. RPDAP del DF, mapa del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ y sitios de reparación (sismo de 1985)	59
Figura 5-4. Función de daño en términos del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$	60
Figura 5-5. Función de daño propuesta por Pineda y Ordaz (2003) y puntos de daño empleados	60
Figura 5-6. Frecuencias relativas para las reparaciones y la red asociadas a diferentes orientaciones de las tuberías	63
Figura 5-7. Tasa de daño en función del azimuth medio	63
Figura 5-8. Detalle de un grupo de reparaciones consecutivas en un tramo de la RPDAP.....	64
Figura 5-9. Tasa de daño normalizada con respecto al valor de D_i^*	65
Figura 5-10. Funciones de daño para cuatro diámetros.....	67
Figura 5-11 Funciones de daño sísmico para dos niveles de hundimiento relativo (H.R.)	70
Figura 5-12. Mapa del hundimiento medio anual para el período 1983-1992, y zonas de daño luego del sismo de 1985.....	71
Figura 6-1. Curvas de daño usando $V_{máx}$ (Pineda y Ordaz, 2003).....	76
Figura 6-2. Curvas de daño usando el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$	79
Figura 6-3. Comparación de resultados entre el modelo de Pineda y Ordaz (2003) y el propuesto (usando el parámetro)	80
Figura 6-4. Curvas de fragilidad para evaluación sísmica de sistemas de distribución de agua (O’rouke y Liu, 1996).....	82
Figura 6-5. Función de serviciabilidad estándar propuesta por NIBS (1996).....	84
Figura 6-6. Índice medio de serviciabilidad empleando la función de serviciabilidad de NIBS y tres valores de S_i asociados a sismos pasados.....	87

TABLAS

Tabla 2-1. Coeficientes α_ε y α_κ recomendados por la ASCE.....	14
Tabla 4-1. Descripción de los 437 sismos utilizados en el análisis.....	45
Tabla 5-1. Tasas de daño asociadas al sismo de 1985 (Ayala y O'Rourke, 1989).....	57
Tabla 5-2. Tasa de daño asociada a diferentes orientaciones de tuberías	62
Tabla 5-3. Funciones de daño sísmico para cuatro diámetros de la RPDAP	67
Tabla 6-1. Número esperado de reparaciones para sismos de magnitud m y distancia focal R [km] empleando la función de Pineda y Ordaz (2003)	75
Tabla 6-2. Número esperado de reparaciones para sismos de magnitud m y distancia focal R [km] empleando la función propuesta en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$	78
Tabla 6-3. Índices medios de serviciabilidad esperados para la RPDAP [%].....	85
Tabla 6-4. Índices de serviciabilidad asociados a sismos pasados.....	87

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Desde principios de los años 70 se ha avanzado significativamente en el estudio del daño sísmico de tuberías enterradas; sin embargo, la mayoría de las investigaciones están enfocadas en comprender cómo se afectan las tuberías, principalmente desde el punto de vista teórico, y cómo deben estar diseñadas para que el daño sísmico sea menor. Estos tópicos son importantes para la planeación de nuevos sistemas de tuberías enterradas; sin embargo, en redes existentes, este análisis no es tan fácil. El desconocimiento de las propiedades del suelo y de las tuberías, y del sistema conjunto tubería-suelo, hacen que el análisis sísmico y la predicción de daño futuro, sean problemas complejos. Sin embargo, una forma de estimar el posible daño en redes de tuberías enterradas existentes, es relacionando los daños causados por sismos pasados, con alguna medida de la intensidad sísmica asociada a aquellos eventos.

Luego de la ocurrencia del sismo de 1985 quedó claro que la RPDAP es altamente vulnerable a la ocurrencia de sismos. Esto se debe a que se encuentra localizada principalmente en las zonas de lago y de transición, en las cuales, existe una importante amplificación dinámica de las ondas sísmicas, que puede afectar seriamente el servicio de entrega de agua. Debido a la importancia que tiene la red, fue de mucho interés realizar un estudio del posible daño (en la RPDAP) empleando para ello funciones de daño sísmico, basadas en el escenario de daños causado por el sismo de 1985.

Las funciones de daño permiten relacionar el daño con la intensidad sísmica; para ello se emplean diversos parámetros sísmicos. En un estudio previo, se empleó la velocidad máxima del terreno $V_{máx}$ para la creación de una función de daño para la RPDAP; sin embargo, debido a las limitaciones de este parámetro, mencionadas en la sección 4.2, fue un reto para el desarrollo de esta tesis, proponer un nuevo parámetro que superara las restricciones encontradas. Además, fue de mucho interés, conocer la posible participación de factores no sísmicos en los daños causados por el sismo de 1985, ya que éstos pudieron haber aumentado la vulnerabilidad sísmica de las tuberías antes del evento sísmico. El ejemplo más claro de este tipo de parámetros es el hundimiento típico de las zonas de lago y transición del Distrito Federal, el cual, se cree tuvo una importante participación en los daños de la RPDAP, ante la ocurrencia del sismo de 1985 (Ayala y O'Rourke, 1989).

Finalmente, se presenta el análisis del posible efecto de los sismos en la capacidad de entrega de agua de la RPDAP. Un tema que, sin lugar a dudas, es muy importante para el desarrollo de planes de contingencia ante la ocurrencia de sismos.

1.2. Objetivos

El principal objetivo de esta tesis es proponer una medida de intensidad sísmica que pueda ser empleada como indicador del daño en tuberías enterradas causado por la propagación de ondas sísmicas, en sitios como el de la Ciudad de México.

Los objetivos secundarios son:

1. Realizar un estado del arte del análisis sísmico de tuberías enterradas.
2. Realizar una síntesis de los avances del conocimiento del comportamiento sísmico de tuberías enterradas.
3. Proponer funciones de daño sísmico que relacionen el daño en las tuberías y la intensidad sísmica.
4. Analizar la posible influencia de parámetros no sísmicos en el escenario de daños del sismo de 1985, que afectó la RPDAP.
5. Estimar el daño que podría sufrir la RPDAP debido a sismos futuros.
6. Analizar el posible efecto de los sismos en la capacidad de entrega de agua de la RPDAP.

1.3. Alcance

La contribución de esta tesis consiste en los siguientes puntos:

1. Estado del arte del análisis sísmico de tuberías enterradas (capítulo 2): corresponde a la síntesis de los principales aportes realizados a nivel mundial en este tema, producto de una revisión bibliográfica de diversas fuentes (libros, revistas, memorias de congresos, etc.).
2. Estado del arte del comportamiento sísmico de tuberías enterradas (capítulo 3): esta síntesis, realizada en forma similar a la del capítulo 2, resume lo que hasta ahora se conoce con respecto al comportamiento sísmico de tuberías enterradas. Se destaca la posible influencia en la respuesta sísmica de aspectos relacionados con: la propagación de ondas sísmicas, el sistema tubería-suelo, las características del suelo, y otros factores poco estudiados (que pueden ser importantes).

3. Se presenta el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ como posible indicador de da\~nos en tuber\~as enterradas (cap\~itulo 4), donde $A_{m\acute{a}x}$ y $V_{m\acute{a}x}$ son la aceleraci3n y la velocidad m\~aximas del terreno, respectivamente.
4. Se presenta una funci3n de da\~no s\~ismico para la RPDAP (secci3n 5.4.2), la cual relaciona el da\~no en las tuber\~as con la intensidad s\~ismica, medida con el par\~ametro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$.
5. Se presenta un an\~alisis de la posible influencia de la orientaci3n de las tuber\~as en los da\~nos causados por sismos (secci3n 5.5.1).
6. Se presentan funciones de da\~no s\~ismico para cuatro di\~ametros de tuber\~as: 20", 32", 36" y 48" (secci3n 5.5.2).
7. Se presenta una funci3n de da\~no s\~ismico, para tuber\~as de 48", que incluye el efecto del hundimiento relativo t\~ipico del Valle de M\~exico (secci3n 5.5.3).
8. Se presenta una estimaci3n de da\~no futuro para la RPDAP (secci3n 6.2.3) ante la ocurrencia de sismos costeros de determinadas caracter\~isticas (magnitud y distancia focal).
9. Se hace un an\~alisis del posible \~indice de serviciabilidad de la RPDAP luego de la ocurrencia de un sismo (secci3n 6.3.3).

1.4. Contenido

Esta tesis se encuentra dividida en 7 cap\~itulos; de los cuales, el primero y el \~ultimo est\~an dedicados a la introducci3n y conclusiones, respectivamente. Los dem\~as cap\~itulos contienen la informaci3n relacionada con el aporte de esta tesis al tema central de inter\~es: la estimaci3n de da\~no s\~ismico en tuber\~as enterradas y su aplicaci3n a la red primaria de distribuci3n de agua potable del Distrito Federal.

- En el cap\~itulo 2 se presenta un estado del arte del an\~alisis s\~ismico de tuber\~as enterradas. All\~i se hace una recopilaci3n de los principales trabajos publicados que emplean diferentes m\~etodos de an\~alisis s\~ismico de tuber\~as enterradas; entre los cuales se encuentran: el m\~etodo simplificado, el m\~etodo cuasi-est\~atico, el an\~alisis din\~amico, el an\~alisis considerando la teor\~ia de cascarones, el m\~etodo de los elementos finitos y el m\~etodo de an\~alisis de deformaci3n plana din\~amica.
- El cap\~itulo 3 es una s\~intesis de los aspectos m\~as importantes del comportamiento s\~ismico de tuber\~as enterradas. All\~i se resumen los principales avances a nivel mundial en el estudio de este

tema. Se destaca la influencia en el comportamiento sísmico de aspectos tales como: las características de las ondas sísmicas, la correlación espacial del movimiento sísmico, la interacción suelo-tubería, el posible deslizamiento y fricción en la interfase tubería-suelo, la reacción del suelo en la tubería ante la propagación de ondas sísmicas, entre otros. Además, se presenta una síntesis del comportamiento sísmico de tuberías segmentadas.

- En el capítulo 4 se presenta el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ como un posible indicador de daño en tuberías enterradas. Primero, se presentan los parámetros sísmicos relacionados con el daño sísmico en tuberías enterradas. Luego, se analiza la posibilidad de emplear estos parámetros en la estimación de daños de la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal (RPDAP). Posteriormente, se presenta el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ como un posible indicador de daño; para esto, se realiza un desarrollo teórico que demuestra su relación con el desplazamiento máximo del terreno, un parámetro asociado a la deformación del suelo, principal causante de los daños en tuberías enterradas.
- El capítulo 5 presenta las funciones de daño sísmico propuestas para la RPDAP. Se presenta una función que considera únicamente el efecto de la propagación de ondas sísmicas, como el causante de los daños. Además, se analiza la posible influencia de parámetros no sísmicos como: la orientación y diámetro de las tuberías, y el hundimiento relativo típico de la zona de lago del Distrito Federal.
- En el capítulo 6 se abordan dos temas muy importantes, para la creación de planes de contingencia en la RPDAP, ante la ocurrencia de un sismo: la estimación de daños ante sismos futuros y la disminución en la entrega de agua debido a los daños. Para esto, se presenta una estimación del posible número de reparaciones de la red, ante la ocurrencia de un sismo costero de subducción, con una magnitud entre 6.6 y 8.4, y una distancia focal entre 250 y 450 km. Además, se hace una estimación del índice de serviciabilidad de la RPDAP ante la ocurrencia de un sismo futuro. Para esto, se emplea una función de serviciabilidad propuesta por el instituto NIBS, de los Estados Unidos.

2. ANÁLISIS SÍSMICO DE TUBERÍAS ENTERRADAS

2.1. Introducción

A nivel mundial, numerosos movimientos sísmicos han causado daños en sistemas subterráneos de conducción de agua. Con el propósito de reducir estos daños se han llevado a cabo investigaciones para desarrollar nuevas y mejores herramientas de diseño sísmico, que permitan que las tuberías enterradas continúen la prestación del servicio de entrega de agua aún después de un evento sísmico.

Debido a que el efecto patógeno de los sismos en las tuberías enterradas se debe a la imposición de un patrón de deformaciones que no puede ser reducido al mejorar el diseño sísmico de las tuberías, es necesario realizar análisis sísmicos de estas estructuras con el propósito de conocer la forma como son afectadas a causa de la propagación de ondas sísmicas.

Aunque la investigación desarrollada en esta tesis está basada en el método simplificado de análisis de tuberías enterradas (sección 2.2.1), es importante mencionar los demás métodos hasta ahora empleados para el estudio de los daños causados por propagación de ondas sísmicas en dichas estructuras.

2.2. Métodos de análisis sísmico de tuberías enterradas

En esta sección se describe el método simplificado, cuya suposición básica es que la deformación que afecta al suelo, a causa de la propagación de ondas sísmicas, es la misma que afecta a la tubería. Por otra parte, el método cuasi-estático, comúnmente usado para el análisis de tuberías segmentadas, distribuye la deformación del suelo entre la deformación de los tubos y las juntas. Los métodos de análisis dinámico tienen en cuenta la interacción suelo-tubería y permiten conocer el desplazamiento tanto de la tubería, como del suelo. Estos tres métodos son adecuados para el estudio de fallas por desconexión axial, compresión axial y pandeo. En general, en estos métodos se considera la tubería como una viga elástica (método simplificado y cuasi-estático) o como una serie de masas concentradas (método dinámico).

Otros métodos de análisis, como los basados en el método de elementos finitos y la teoría de cascarones, permiten estudiar modos de falla más complejos, como son: las fallas por pandeo y por fractura. Generalmente, en estos métodos se considera la tubería como un cascarón cilíndrico delgado elástico e isotrópico. Los modelos de deformación plana, basados en las ecuaciones que gobiernan el movimiento del suelo y la tubería, estudian la interacción suelo-tubería.

2.2.1. Método simplificado

El método simplificado de análisis está basado en dos suposiciones. La primera es que no hay movimiento relativo entre la tubería y el suelo; de esta forma, las deformaciones que afecten al suelo, afectarán en la misma medida a la tubería. Lo anterior implica que la tubería no tiene rigidez a la flexión y por ello sigue exactamente el movimiento del suelo. La segunda es que el movimiento del suelo puede ser modelado como el correspondiente a una onda viajera que no cambia de forma a medida que se propaga.

En el análisis de tuberías continuas, el límite superior de la deformación axial unitaria de la tubería (ε_{pm}) es igual a la deformación máxima del suelo (ε_{gm}) debida al sismo, de acuerdo a la ec. 2-1, en donde $V_{m\acute{a}x}$ es la velocidad máxima del terreno y C_l es la velocidad de propagación de ondas sísmicas en la dirección de la tubería.

$$\varepsilon_{pm} = \varepsilon_{gm} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{C_l} \quad (2-1)$$

De igual forma se puede estimar el límite superior de la curvatura de la tubería κ_{pm} , que es igual a la máxima curvatura presente en el suelo κ_{gm} , tal como se muestra en la ec. 2-2, donde $A_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima del terreno de suelo en la dirección perpendicular a la tubería y C_p es la velocidad de propagación de ondas sísmicas cuando las partículas de suelo se mueven en la dirección perpendicular a la tubería.

$$\kappa_{pm} = \kappa_{gm} = \frac{A_{m\acute{a}x}}{C_p^2} \quad (2-2)$$

Las ecs. 2-1 y 2-2 fueron inicialmente propuestas por Newmark (1967). Posteriormente, fueron modificadas por la ASCE (1984) (ecs. 2-3 y 2-4), con el propósito de generalizar el cálculo de ε_{gm} y κ_{gm} ante diferentes tipos de ondas sísmicas. Estas ecuaciones deben ser modificadas si la dirección de la tubería no es paralela a la dirección de propagación de ondas sísmicas.

$$\varepsilon_{gm} = \frac{V_{gm}}{\alpha_\varepsilon \cdot C} \quad (2-3)$$

$$\kappa_{gm} = \frac{A_{gm}}{(\alpha_{\kappa} \cdot C)^2} \quad (2-4)$$

En las ecs. 2-3 y 2-4 se asume que la velocidad de propagación de ondas sísmicas C es igual para los casos mencionados (C_l y C_p). Los factores α_{ε} y α_{κ} , recomendados por la ASCE (1984, pág. 235) para la estimación de ε_{gm} y κ_{gm} para ondas de cuerpo (P y S) y de Rayleigh, son los mostrados en la tabla 2-1.

Tabla 2-1. Coeficientes α_{ε} y α_{κ} recomendados por la ASCE.

COEFICIENTE	TIPO DE ONDA		
	P	S	Rayleigh
α_{ε}	1.0	2.0	1.0
α_{κ}	1.6	1.0	1.0

Un sistema de tuberías diseñado para permitir las deformaciones dadas por las ecs. 2-3 y 2-4, sin producir fugas, es adecuado para resistir la propagación de ondas sísmicas, de un sismo que genere valores de velocidad y aceleración del terreno menores a los empleados en el análisis.

Para diseño, la deformación axial en las tuberías suele tener mayor importancia que la curvatura, ya que es proporcional a C^{-1} , mientras que ésta última es proporcional a C^{-2} . Debido a lo anterior, en términos generales, el diseño por deformación axial es más importante que el diseño por curvatura. Esto es también confirmado por otros métodos más refinados de análisis.

Para tuberías segmentadas, adicionalmente a la deformación y curvatura de los tubos, el máximo desplazamiento relativo y la máxima rotación admisibles en las juntas son parámetros de diseño.

Al asumir que los tubos son muy rígidos en la dirección axial, sus puntos medios tienen movimientos relativos prácticamente iguales a los del suelo; por lo tanto, los límites superiores para el desplazamiento de las juntas, U_{cm} , y para la rotación, θ_{cm} , pueden calcularse con las ecs. 2-5 y 2-6, donde L es la longitud del segmento de tubería.

$$U_{cm} = \varepsilon_{gm} \cdot L \quad (2-5)$$

$$\theta_{cm} = \kappa_{gm} \cdot L \quad (2-6)$$

Puede decirse que un sistema de tuberías segmentadas está diseñado conservadoramente cuando los límites superiores para la deformación y curvatura de los segmentos, ε_{pm} y κ_{pm} , y de las juntas, U_{cm} y θ_{cm} , no se exceden. Sin embargo, tal como se mencionó antes, el diseño por deformación axial es más importante que el diseño por curvatura; por ello, en tuberías segmentadas, la deformación de los tubos y de las juntas, ε_{pm} y U_{cm} , son los parámetros de diseño más importantes.

Los primeros autores en usar este procedimiento simplificado de cálculo fueron Newmark y Rosenblueth (1971). Posteriormente, este método ha sido retomado por otros autores para hacer estimaciones conservadoras de la posible deformación de una tubería, impuesta por el suelo, cuando está sometida a la acción de la propagación de ondas sísmicas.

Shah y Chu (1974) desarrollaron un método simplificado, basado en las expresiones dadas en Newmark y Rosenblueth (1971), para la estimación de momento de pandeo y fuerza cortante en tuberías rectas y curvas, y en uniones T.

Otros investigadores que han usado el método simplificado para la estimación de deformación en tuberías enterradas son: Wang y O'Rourke (1978), y Shinozuka y Koike (1979). Adicionalmente, la ASCE (1984) sugiere este método como una forma conservadora de estimar la deformación en tuberías enterradas producida por sismos, con fines de diseño sísmico.

2.2.2. Método cuasi-estático

En el cálculo de las deformaciones en tuberías enterradas, el método simplificado puede considerar dos suposiciones: que las tuberías son continuas y muy flexibles; o que están compuestas por segmentos muy rígidos y aislados. En realidad, las tuberías enterradas reaccionan a la propagación de ondas sísmicas a través del medio que las rodea; por consiguiente, el comportamiento sísmico de las tuberías está influido por parámetros físicos, geotécnicos y sismológicos. Estos parámetros pueden ser incluidos en un modelo cuasi-estático.

El análisis cuasi-estático consiste en calcular la respuesta del sistema, compuesto por tubos y juntas, sometido a una excitación que varía en el tiempo. En este análisis no se consideran el deslizamiento relativo entre la tubería y el suelo ni el efecto de la inercia.

La formulación básica del método se puede expresar a través de la ec. 2-7, donde $[K_{sis}]$ y $[K_g]$ son las matrices de rigidez del sistema de tuberías y del suelo, respectivamente. $\{X\}$ es el vector de desplazamientos axiales de los nodos del sistema y $\{X_s\}$ es el vector de desplazamientos del suelo. La solución del sistema $\{X\}$, depende del movimiento del suelo representado por $\{X_s\}$. Puesto que $\{X_s\}$ varía con el tiempo, $\{X\}$ también es función del tiempo aunque, como se señaló, se ignoran los efectos dinámicos.

$$[K_{sis}]\{X\} = [K_g]\{X_s\} \quad (2-7)$$

Los primeros autores en usar este método fueron Newmark y Rosenblueth (1971), y Hall y Newmark (1977); quienes estimaron valores máximos de deformación axial y curvatura en tuberías enterradas, sin considerar la deformación relativa de las juntas. En este caso se supone que la tubería es muy flexible con respecto al suelo.

Posteriormente, Wang *et al.* (1979) realizaron cálculos de los máximos de deformación y curvatura en las juntas de un sistema de tuberías, considerando únicamente la deformación relativa de las uniones. Bajo la anterior suposición, los tubos son muy rígidos con respecto al suelo.

En otros trabajos, se ha considerado que las deformaciones impuestas por el suelo en una red de tuberías, debidas a la propagación de ondas sísmicas, se reparten entre la deformación de los tubos (por tensión o compresión) y la deformación de las juntas (desconexión o incrustación de un segmento en otro). En estos estudios, la forma más común para representar las tuberías es suponer que se comportan como una viga colocada sobre un medio elástico.

Basándose en el método cuasi-estático y considerando las tuberías como vigas enterradas, Kubo *et al.* (1979) desarrollaron una expresión para calcular esfuerzos normales en las tuberías. En ese mismo año, Nelson y Weidlinger propusieron un espectro de respuesta de interferencia, que permite calcular la respuesta axial máxima fuera de fase entre dos juntas adyacentes, debido a la incoherencia del movimiento del suelo. También calcularon un factor de amplificación para el desplazamiento de juntas en tuberías enterradas. Posteriormente, Wang *et al.* (1982), mejorando el trabajo hecho por Wang *et al.* (1979), propusieron expresiones para estimar la relación de deformación y desplazamiento relativo de las juntas.

Otros trabajos que han usado este método para estimar el comportamiento de una red de tuberías segmentadas ante una excitación sísmica son los publicados por Singhal y Zuroff (1990), El Hmadi y O'Rourke (1990), entre otros.

Este método de análisis sísmico de tuberías enterradas presenta dos importantes ventajas:

- Proporciona resultados similares a los obtenidos con los métodos dinámicos, sin involucrar pérdida significativa de precisión en el cálculo del comportamiento sísmico de las tuberías. Esto fue comprobado por numerosos trabajos, entre los cuales se encuentran el de Nelson y Baron (1981), Parmelee y Ludtke (1975), Wright y Takada (1980), y de Hindy y Novak (1980); éstos dos últimos serán comentados más adelante.
- No involucra cálculos de gran complejidad y sus resultados pueden ser interpretados de forma práctica.

2.2.3. Métodos de análisis dinámico

El análisis dinámico de tuberías enterradas tiene como fundamento la suposición de que la tubería enterrada se comporta como una viga continua ubicada en un medio elástico, generalmente representado con resortes, en el cual hay propagación de ondas.

Uno de los primeros análisis dinámicos fue el realizado por Hindy y Novak (1979), quienes modelaron las tuberías como una serie de masas concentradas unidas a resortes y amortiguadores que representan el suelo circundante. En este trabajo, el principal objetivo fue hacer un análisis determinístico de la respuesta axial y transversal del sistema, al ser sometido a la propagación de un registro simple de movimiento del suelo (ondas P y S). La ec. 2-8 corresponde a la expresión básica del movimiento de la tubería, donde $[m]$ es la matriz diagonal de masas, $[C_s]$ es la matriz de amortiguamiento del suelo, $[K_p]$ y $[K_g]$ son las matrices de rigidez de la tubería y del suelo, respectivamente. $\{U\}$ y $\{u\}$ son los vectores de desplazamiento absoluto y relativo de la tubería, respectivamente. $\{u_g\}$ es el vector de desplazamiento del suelo. El punto sobre $\{U\}$ y $\{u\}$ corresponde a la operación de derivación respecto del tiempo. La rigidez $[K_g]$, y el amortiguamiento del suelo $[C_s]$, son evaluados a partir de las reacciones del suelo a la propagación de ondas. Estas reacciones son complejas y dependientes de la frecuencia, y fueron calculadas aproximadamente al combinar la solución dinámica exacta de deformaciones en el plano (Novak *et al.*, 1978), con la solución estática tridimensional propuesta por Mindlin (1964). En este trabajo,

los autores estudiaron la influencia en el comportamiento sísmico de aspectos tales como: el paso de tuberías en interfases de dos tipos de suelos, la presencia de aislamiento en las tuberías, la presencia de juntas flexibles, entre otros. Otros trabajos similares fueron propuestos por Yuan y Walker (1970), y por Wong y Weidlinger (1983).

$$[m]\{\ddot{U}\} + [C_s]\{\dot{U}\} + [K_p]\{U\} = [C_s]\{\dot{u}_g\} + [K_g]\{u_g\} \quad (2-8)$$

Posteriormente, Hindy y Novak (1980), usando un modelo similar al que propusieron en 1979, analizaron la respuesta del sistema al ser sometido a un movimiento aleatorio del suelo caracterizado por una función de densidad espectral (FDE) y una FDE cruzada. Este estudio fue posteriormente ampliado por Datta y Mashaly (1986), quienes incorporaron los efectos de los términos cruzados de la rigidez del suelo y las matrices de amortiguamiento en el análisis sísmico estocástico de tuberías enterradas. Estos autores observaron que seis o siete modos de vibración del suelo son suficientes para hacer un análisis preciso de la respuesta axial y lateral de tuberías enterradas. Además, estos autores consideran que el amortiguamiento estructural de las tuberías puede ser ignorado, puesto que es mucho menor que el proporcionado por el suelo.

En 1980, Wright y Takada realizaron un análisis dinámico de tuberías enterradas cuyos resultados, consistentes con observaciones experimentales, muestran que, para rangos de frecuencias típicas de sismos, los efectos dinámicos pueden ser ignorados en tuberías enterradas continuas y segmentadas. Adicionalmente, debido a que la masa de las tuberías es pequeña y a que la restricción del suelo es grande, los efectos de amplificación dinámica no son significativos bajo excitaciones sísmicas. En numerosos trabajos se ha llegado a estas mismas conclusiones, entre los cuales se encuentran el de Hindy y Novak (1980), Nelson y Baron (1981), y Parmelee y Ludtke (1975). Sin embargo, otros autores, como Parnes y Weidlinger (1979), y Smilowitz y Weidlinger (1980), advierten que los efectos dinámicos pueden no ser despreciables en tuberías cuyos diámetros no sean pequeños comparados con las longitudes de onda predominantes en sismos, las cuales también dependen de las propiedades del sitio.

Adicional a lo anterior, conviene recordar que la respuesta dinámica de un sistema tubería-suelo depende de sus características de frecuencia y amortiguamiento. Si el sistema tiene alto amortiguamiento o sus frecuencias resonantes están fuera de la banda de frecuencia predominante, los efectos dinámicos pueden ser omitidos y la respuesta puede ser analizada por medio de cálculos estáticos. Esto fue comprobado por Brancaloni *et al.* (1984), quienes afirmaron que en el comportamiento sísmico no hay amplificación dinámica resonante, debido a que las tuberías enterradas usualmente son sobreamortiguadas.

Otro importante análisis dinámico de tuberías enterradas fue el realizado por Mavridis y Ptilakis (1996), quienes desarrollaron dos modelos analíticos para estudiar los límites superiores de los esfuerzos y deformaciones en tuberías enterradas, debidos a cargas transversales y axiales, teniendo en cuenta los efectos de la interacción suelo-tubería. También analizaron la influencia en la respuesta de parámetros críticos, tales como: la velocidad aparente de propagación de ondas, el diámetro de la tubería y el contenido de frecuencias de la excitación sísmica. En este trabajo se utilizó un amplio intervalo de posibles valores de frecuencias para la excitación sísmica, de velocidad de propagación de ondas y de velocidad de onda cortante. La principal conclusión de este trabajo es que los efectos de la interacción suelo-tubería pueden ser significativos, en casos donde los valores de velocidad de propagación de ondas sísmicas sean bajos. Aquellos casos son críticos para el diseño sísmico, porque la deformación de las tuberías se incrementa para valores bajos de velocidad del terreno. Otra importante conclusión es que, en general, el análisis axial es más crítico que el transversal.

El modelo tridimensional de He y Liang (1992), considera las tuberías como marcos compuestos por vigas continuas y segmentadas (vigas separadas por resortes que corresponden a las juntas). Este modelo representa a las tuberías como masas concentradas, ubicadas en un medio estratificado, el cual es sometido a la propagación de ondas superficiales (Rayleigh y Love). Allí se indica que un adecuado análisis sísmico de tuberías enterradas, implica un análisis tridimensional del sistema completo, ya que al analizar cada elemento por separado no se puede hacer una adecuada estimación del efecto de la propagación de ondas en sistema.

En general, los métodos dinámicos sirven para el análisis sísmico de tuberías enterradas continuas. Con respecto a tuberías enterradas segmentadas, es posible utilizar una matriz de rigidez, que considere la flexibilidad de las juntas. Esta técnica es descrita en el trabajo de Hindy y Novak (1979).

2.2.4. Análisis considerando la teoría de cascarones

En el estudio de las fallas por pandeo y fractura en tuberías enterradas, los modelos hasta ahora mencionados no son apropiados puesto que consideran desacoplados los desplazamientos longitudinales y transversales. Por otra parte, los modelos que utilizan las ecuaciones de equilibrio de cascarones pueden estudiar estos modos de falla, ya que permiten estimar los desplazamientos tridimensionalmente.

En general, los estudios que se han realizado consideran la tubería como un cascarón delgado cilíndrico elástico e isotrópico. Muleski *et al.* (1979), utilizaron la teoría de pandeo de Flügge (1969) para cascarones y desarrollaron ecuaciones desacopladas de equilibrio, proporcionando el desplazamiento en tres direcciones debido a excitación sísmica axial. Por otra parte, los trabajos de Datta *et al.* (1981), y de

O'Leary y Datta (1985), estudian la respuesta dinámica de tuberías enterradas, sujetas a la incidencia de ondas de cuerpo que se propagan a través de la tubería, con bajas frecuencias y grandes longitudes de onda.

El-Akily y Datta (1980) estudiaron el efecto del ángulo de incidencia de ondas sísmicas en la respuesta dinámica de tuberías enterradas, ubicadas en un medio homogéneo, elástico y semi-infinito. El método usado por los autores consiste en acoplar las ecuaciones del medio, en forma adimensional, y las ecuaciones del movimiento del cascarón propuestas por Flügge (1969).

Chen *et al.* (1980) desarrollaron un modelo, similar al de El-Akily y Datta (1980), para estudiar la carga crítica de pandeo debido a compresión axial. En este estudio se utilizaron las ecuaciones de Donnell y de Flügge para tuberías enterradas a diferentes profundidades.

Datta *et al.* (1984) utilizaron un modelo de análisis de respuesta dinámica de tuberías, similar al presentado por El-Akily y Datta (1980), con el propósito de estimar los esfuerzos axiales y ciclos de esfuerzo-deformación debidos a la propagación de ondas planas longitudinales. En estos trabajos, se encontró que la respuesta del cascarón varía muy poco al comparar los resultados considerando o no un borde perfecto con el suelo; definiendo como borde perfecto aquél en el cual, tanto el cascarón como el medio que lo rodea, tienen los mismos desplazamientos. Según lo anterior, puede asumirse un borde perfecto entre la tubería y el suelo sin afectar significativamente los resultados.

Otros trabajos que consideran la teoría de cascarones en el análisis de tuberías enterradas son los realizados por Wong *et al.* (1986), Luco y Barnes (1994) y Dwivedi *et al.* (1993).

Con respecto a los trabajos mencionados, es importante indicar que han considerado sólo ondas de cuerpo en sus análisis y no ondas superficiales. Las ondas superficiales pueden causar mayor daño en tuberías enterradas, de acuerdo con observaciones realizadas luego de algunos grandes eventos sísmicos, como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985 (Ayala y O'Rourke, 1989).

2.2.5. Método de los elementos finitos

Al igual que los métodos que utilizan la teoría de cascarones, el método de los elementos finitos (MEF) permite estudiar modos de falla que no pueden ser analizados con los métodos convencionales, entre los cuales se encuentran las fallas por fractura y por pandeo. Además, el MEF permite analizar, en condiciones más reales, aspectos de interés tales como la adecuada idealización de la interfase suelo-tubería. Sin embargo, es importante indicar que para obtener buenos resultados se requiere una adecuada modelación del problema en estudio y el conocimiento de las propiedades de los elementos involucrados

en el análisis: el suelo, la tubería y la interfase tubería-suelo. El MEF también ha sido ampliamente usado para modelar elementos de conexión de tuberías enterradas, tales como codos y juntas T, entre otros.

Uno de los primeros trabajos relacionados con la idealización de la interfase suelo-tubería, es el de Liolios y Pitilakis (1984), quienes estudiaron el comportamiento sísmico de tuberías enterradas a través de un modelo numérico, teniendo en cuenta los posibles espacios que se generan alrededor de la tubería, a causa del comportamiento elastoplástico y libre de tensión del suelo. La formulación y solución del problema se obtuvo a través de un procedimiento numérico basado en el MEF.

Algunos trabajos orientados al análisis de túneles se han aplicado para el análisis de tuberías de gran diámetro. Tal es el caso de los trabajos de Wong *et al.* (1985), y de Masso y Attalla (1984), quienes analizaron los esfuerzos y desplazamientos dinámicos de un túnel cilíndrico, embebido en un medio semi-infinito elástico con propagación de ondas P, SV y Rayleigh. El problema fue considerado como uno de deformación plana, en el cual las ondas se propagan perpendicularmente al eje de un túnel de longitud infinita. En este trabajo se empleó una técnica que combina el MEF con la expansión de las funciones del desplazamiento de campo libre y de las ondas dispersadas. Estas funciones fueron impuestas en el exterior del borde circular del sistema suelo-túnel: por dentro, fue adoptada una representación del elemento finito del sistema suelo-estructura, y en la frontera, fueron aplicadas las condiciones de continuidad de desplazamientos.

Takada e Higashi (1992) presentaron una formulación basada en el MEF, en la cual la tubería se representa como un cascarón elástico delgado sostenido por resortes de suelo, axiales, tangenciales y radiales, todos con comportamiento no lineal. Los resortes axiales y tangenciales fueron uniformemente distribuidos alrededor de la superficie del cascarón. En este modelo, la distribución de los resortes radiales depende del movimiento transversal de la tubería. El efecto de la propagación de ondas sísmicas fue supuesto como una fuerza aplicada a la tubería. En este trabajo no se consideraron los efectos inerciales, ni los de amortiguamiento, y se asumió que los resortes del suelo (bilineales) no estaban simétricamente distribuidos, debido a que se consideran nulas las fuerzas de tensión en el suelo. Esta investigación se enfocó a comparar los resultados obtenidos de dos métodos de análisis: el primero que considera la tubería como una viga y el segundo que la considera como un cascarón. Los resultados indican que, considerando la incidencia de ondas SV, los valores de respuesta de la deformación axial en la tubería segmentada pueden ser menores usando la teoría de cascarones que los calculados considerando la tubería como una viga. La deformación axial para tuberías continuas resultó similar con los dos métodos analíticos. El desplazamiento radial, usando la teoría de cascarones, resultó menor que con la teoría de viga; y el

desplazamiento radial en el área de compresión en el movimiento del suelo, resultó mayor que en el área de tensión, debido a distribuciones no uniformes del suelo.

Stuart *et al.* (1996) compararon los resultados obtenidos entre la formulación recomendada por la ASCE (1984) y el modelo cuasi-estático basado en el MEF propuesto, para evaluar el comportamiento sísmico de codos, considerando secciones circulares y ovaladas en tuberías enterradas. Los resultados indican que el método simplificado es relativamente conservador cuando se ignoran los efectos de flexibilidad de la sección ovalada en codos.

Li y Zhou (2000) propusieron un modelo bidimensional, basado en el MEF, para analizar la respuesta dinámica de tuberías enterradas continuas rectas. El suelo que rodea la tubería fue representado con un modelo viscoelástico lineal equivalente. Adicionalmente, se usaron elementos de contacto de Goodman, para simular el deslizamiento relativo en la interfase suelo-tubería. En este trabajo, los efectos de la amplitud de onda, profundidad, fricción entre el suelo y la tubería, materiales del suelo y ángulo de incidencia fueron analizados. Los autores indicaron que el uso de elementos de contacto de Goodman es ideal para simular la interacción suelo-tubería y que la clave para obtener buena precisión es usar valores razonables de su rigidez a cortante.

Otra aplicación del MEF es el análisis de las propiedades de juntas de tuberías segmentadas. Brancaleoni *et al.* (1984) realizaron pruebas experimentales de las propiedades (rigidez) de juntas, hechas con empaques de hule las cuales, en trabajos anteriores, se ha demostrado que tienen un comportamiento no lineal. Los autores compararon los resultados con los obtenidos a través de un modelo numérico basado en el MEF.

2.2.6. Análisis usando el modelo de deformación plana dinámica

Cuando un frente de ondas se propaga sobre un medio en el que hay una red de tuberías enterradas, sufre cambios por causa de la reflexión y refracción producida por la interfase suelo-tubería. Algunos investigadores, a través de los métodos de deformación plana dinámica, han buscado la solución del movimiento, para la tubería y el suelo, bajo estas condiciones. Estos métodos acoplan las ecuaciones de movimiento del suelo con las ecuaciones de la respuesta de la tubería, de forma que haya compatibilidad tanto en esfuerzos como en deformaciones en la interfase.

De acuerdo a lo anterior, las tuberías enterradas modifican la propagación de ondas sísmicas en el suelo. Wong *et al.* (1986) demostraron que esta influencia es importante en el análisis sísmico de tuberías enterradas. De esta forma, se puede hacer un modelo de la interacción suelo-tubería más preciso. Por otra

parte, Lee y Trifunac (1979), desarrollaron un método analítico de solución que involucra expansiones en series de ondas SH incidentes y reflejadas, con funciones de ondas cilíndricas. Esta solución fue calculada para túneles (o tuberías de gran diámetro) y usa funciones de Hankel del segundo tipo, en las series de expansión para las ondas dispersas y difractadas. La ecuación diferencial de la onda resultante fue estimada bajo las condiciones de frontera impuestas para toda la estructura.

Finalmente, algunos modelos tridimensionales que han estudiado la interacción suelo-tubería, a través de un modelo de deformación plana, son los desarrollados por Datta *et al.* (1984), O'Leary y Datta (1985), y Wong *et al.* (1986). En estos estudios, la tubería se ubica en un medio semi-infinito, y es sometida a la propagación de ondas planas de cuerpo y superficiales, con un ángulo de incidencia arbitrario. En estos trabajos, las ecuaciones de la elastodinámica, que gobiernan el movimiento de la tubería y el suelo, fueron resueltas usando funciones de Hankel. La solución por fuera de la tubería fue expresada como la suma de una expansión completa en términos de las ondas dirigidas hacia afuera, que satisfacen las condiciones de frontera en la superficie libre del suelo, y las ondas incidentes.

2.3. Conclusiones

De los métodos de análisis de tuberías enterradas vistos en este capítulo se concluye que el método simplificado puede servir como una estimación preliminar conservadora de las deformaciones que pueden llegar a sufrir las tuberías enterradas, ante la propagación de ondas sísmicas. El método cuasi-estático, mejora la estimación de la deformación de las tuberías, ya que permite que las deformaciones inducidas por el suelo sean absorbidas parcialmente por las juntas. Además, proporciona valores muy cercanos a los obtenidos con los métodos dinámicos, los cuales consideran los efectos de interacción suelo-tubería y hacen una adecuada aproximación de las deformaciones recibidas por la tubería; sin embargo, permiten analizar únicamente fallas por compresión-tensión axial y fallas por flexión. Los métodos basados en la teoría de cascarones y elementos finitos son buenas herramientas para el análisis de modos de falla complejos, como el de pandeo y fractura, ya que permiten estimar tridimensionalmente las deformaciones de las tuberías; además, permiten estudiar otros aspectos que requieren un análisis riguroso, y que no pueden ser estudiados con los tres métodos inicialmente presentados (por ejemplo: modelos especiales de interfase suelo-tubería). Finalmente, los métodos basados en el análisis de deformación plana son ideales para estimar soluciones analíticas de la propagación de ondas considerando la interacción suelo-tubería.

3. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TUBERÍAS ENTERRADAS

3.1. Introducción

El comportamiento sísmico es la forma como una estructura responde ante la ocurrencia de un sismo. En el caso de las tuberías enterradas el comportamiento sísmico puede estar influido por factores que no están directamente asociados a la propagación de ondas sísmicas; sin embargo, éstos describen las condiciones que rigen al sistema tubería-suelo en el momento en que ocurre un evento sísmico. Adicionalmente, estos factores no sísmicos pueden tener un papel muy importante en los daños.

En este capítulo se describe el efecto de la propagación de ondas en el comportamiento sísmico de las tuberías; posteriormente, se presentan algunos factores no sísmicos relacionados con el comportamiento sísmico, los cuales pueden depender del sistema tubería-suelo, del suelo y de la tubería. Otros factores poco estudiados también son incluidos. Aunque los conceptos presentados son válidos para todo tipo de tuberías enterradas (continuas y segmentadas), en la sección 3.7 se presenta una síntesis de los principales trabajos enfocados en el análisis del comportamiento sísmico de tuberías enterradas segmentadas.

El principal objetivo de este capítulo es presentar una síntesis de los trabajos enfocados en estudiar el comportamiento sísmico de tuberías enterradas; esto permite tener una idea global de los factores, tanto sísmicos, como no sísmicos, que pueden influir en el impacto sísmico de estas estructuras. Esta información sirve para comprender mejor los resultados mostrados en el capítulo 5, en el cual, se busca describir la influencia de tres parámetros no sísmicos (incluidos en este capítulo), en los daños causados por el sismo de 1985: dos de ellos relacionados con las tuberías, el diámetro y la orientación de éstas; y otro que está asociado al comportamiento típico de los depósitos de arcilla del Distrito Federal: el hundimiento relativo del suelo.

3.2. Efecto de la propagación de ondas sísmicas en tuberías enterradas

La propagación de ondas sísmicas produce que el suelo se deforme y afecte a las tuberías enterradas. Aunque la amplitud del desplazamiento del suelo producida por un sismo puede ser grande, cubre grandes extensiones, y por lo tanto, el desplazamiento relativo es generalmente pequeño y usualmente está dentro de la capacidad de deformación elástica de las tuberías enterradas. Lo anterior sugiere que con buenos criterios de diseño adecuados, que tengan en cuenta las deformaciones del suelo producidas por los sismos, podría evitarse el daño sísmico en tuberías enterradas. Sin embargo, en zonas donde haya efectos de sitio, como en el caso de las zonas de lago y transición del Distrito Federal, estas relaciones de

distorsión pueden ser mayores y afectar en gran medida las tuberías enterradas que allí se ubiquen, como fue observado luego del sismo de 1985.

3.2.1. Características de las ondas sísmicas

Con respecto a los tipos de ondas que afectan a las tuberías enterradas, las ondas superficiales son más perjudiciales que las ondas de cuerpo. Estas últimas tienen un ángulo de incidencia casi vertical que produce deformaciones laterales pequeñas en el suelo; en cambio, las primeras pueden producir grandes deformaciones que causan mayor daño en las tuberías enterradas (O'Rourke T. *et al.*, 1985).

En las ondas superficiales, el efecto axial de las ondas de Rayleigh es más perjudicial que el casi insignificante efecto de pandeo causado por las ondas de Love. Esto fue confirmado por Novak y Hindy (1980), quienes mostraron que las deformaciones en las tuberías debidas a las ondas de Rayleigh son mayores que las causadas por los otros tipos de ondas, ante la misma intensidad sísmica.

En el análisis sísmico de tuberías enterradas (capítulo 2), la gran mayoría de los trabajos realizados estudia el daño causado por ondas de cuerpo. Entre estos trabajos se encuentran los de Hindy y Novak (1980), Brancaloni *et al.* (1984), Akinoshi y Fuchida (1984), Datta *et al.* (1984), Mavridis y Pitilakis (1996), y otros. Sin embargo, observaciones de campo en sistemas de tuberías enterradas afectadas por sismos, y algunos modelos físicos desarrollados, revelan que las ondas superficiales son más perjudiciales que las de cuerpo. La evidencia del daño causado por las ondas de Rayleigh, en el sistema de distribución de agua del Distrito Federal, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, confirma lo anterior (Ayala y O'Rourke, 1989). Algunos trabajos que estudian los daños en tuberías causados por ondas de Rayleigh son: Novak y Hindy (1980), Iwamoto *et al.* (1984), Wong *et al.* (1985), Masso y Attalla (1984), Ogawa y Koike (2001), entre otros.

Otro aspecto importante de mencionar es el ángulo de incidencia de las ondas, puesto que puede tener una fuerte influencia en el daño de las tuberías enterradas (El-Akily y Datta, 1980). Novak y Hindy (1980) estudiaron el efecto de una onda de cuerpo viajera con velocidad de propagación aparente $C / \sin(\theta)$, siendo θ el ángulo de incidencia de la onda con respecto al eje de la tubería y C la velocidad de propagación de la onda (velocidad de fase). Una importante conclusión de este trabajo es que, para ondas de cortante, el máximo esfuerzo asociado al pandeo de la tubería ocurre cuando el frente de ondas lleva la misma dirección que las tuberías ($\theta = 0^\circ$), mientras que el máximo esfuerzo axial ocurre cuando el ángulo de incidencia está entre 40° y 45° . Por otra parte, para ondas P, el máximo esfuerzo de pandeo ocurre cuando θ está entre 50° y 60° ; mientras que el máximo esfuerzo axial ocurre cuando θ es 90° . Lo

anterior también fue observado en el trabajo de Datta *et al.* (1984). Otros trabajos que estudian la influencia del ángulo de incidencia de ondas de cuerpo son los de O’Leary y Datta (1985), y Wong *et al.* (1986).

Otro aspecto importante y poco estudiado es la influencia de la frecuencia de la excitación sísmica en el daño. En el estudio de Wong *et al.* (1985), el cual considera la incidencia de ondas P y SV, se indica que si el suelo es blando, el esfuerzo máximo se alcanza en frecuencias bajas. Por otra parte, El-Akily y Datta (1980), y Datta *et al.* (1984), indican que la amplificación máxima dinámica se presenta a bajas frecuencias, cuando la relación de rigideces entre el suelo y la tubería es pequeña.

3.2.2. Correlación espacial

Los pocos trabajos dedicados a estudiar la influencia de la correlación espacial del movimiento sísmico han concluido que este factor tiene una importante influencia en el daño de tuberías enterradas. En el trabajo de O’Rourke y Castro (1980), se estimaron deformaciones del suelo usando registros del sismo de San Fernando (1971), provenientes de 22 estaciones sísmicas alineadas con el epicentro. En este trabajo se concluyó que la variación espacial en el movimiento del suelo no debe ser ignorada cuando se analiza la deformación inducida en las tuberías por los sismos. Posteriormente, Novak y Hindy (1980) indicaron que la falta de coherencia de los movimientos sísmicos puede dar lugar a un exceso de esfuerzos en las tuberías, en comparación con los obtenidos con ondas completamente correlacionadas.

Posteriormente, Ariman y Muleski (1981) observaron que el efecto de la correlación espacial del movimiento sísmico tiene una gran influencia en los desplazamientos y esfuerzos de tuberías enterradas. Además, los términos cruzados de las matrices de amortiguamiento y rigidez del suelo tienen un considerable efecto en las frecuencias y formas modales de la tubería, pero no tienen mucha influencia en los esfuerzos y desplazamientos. Esto es por el hecho de que el sistema suelo-tubería es rígido, de forma que los efectos de inercia son menores y la respuesta cuasi-estática gobierna el movimiento.

3.3. Características relacionadas con el sistema tubería-suelo

El sistema tubería-suelo involucra tres aspectos claves que tienen una fuerte influencia en el comportamiento sísmico de tuberías enterradas. Estos aspectos son: la interacción suelo-tubería, el posible deslizamiento entre la tubería y el suelo, y la restricción del suelo al movimiento de la tubería. Aunque en realidad estos aspectos están intrínsecamente ligados, se han realizado diversas investigaciones para analizarlos por separado; de esta forma es posible comprender mejor la interrelación de los elementos de análisis (las tuberías y el suelo), ante la ocurrencia de un sismo.

3.3.1. Interacción suelo-tubería

Cuando se considera nula la interacción suelo-tubería se está suponiendo que la rigidez del suelo es mucho mayor que la de la tubería; y por consiguiente, la deformación impuesta por la propagación de ondas sísmicas a la masa de suelo es igual a la que el suelo impone a la tubería, lo que conduce a que la tubería experimente exactamente los mismos movimientos que el suelo. La interacción suelo-tubería toma importancia cuando la tubería tiene la capacidad de reaccionar ante los desplazamientos que el suelo experimenta a consecuencia de la propagación de ondas sísmicas.

En general, la interacción suelo-tubería reduce los esfuerzos en las tuberías enterradas; Novak y Hindy (1980) concluyeron que esta reducción es significativa sólo en suelos blandos. En otro trabajo, He y Liang (1992) indican que al tener en cuenta la interacción se puede reducir sustancialmente la deformación axial máxima (entre el 15 y 45%) y los esfuerzos asociados al pandeo máximo de las tuberías (entre el 5 y 30%), esto es para tuberías metálicas. Mavridis y Pitilakis (1996) indican que las tuberías de menor diámetro (menor a 50 cm), son menos sensibles a los efectos de la interacción suelo-tubería, especialmente para frecuencias bajas. Para esas tuberías, estos efectos son significativos para frecuencias superiores a 5 Hz y para suelos blandos.

Shah y Chu (1974) observaron que el desplazamiento relativo entre la tubería y el suelo, se incrementa con la velocidad del terreno y decrece cuando aumenta la velocidad de la onda. Además, se observó que el desplazamiento relativo para un elemento recto forma una envolvente superior para todos los casos; y por lo tanto, puede ser usado para hallar los momentos de pandeo y fuerzas cortantes para un diseño conservador de tuberías metálicas.

El trabajo de Liolios y Pitilakis (1984) estudia la posible creación de espacios alrededor de la tubería, a causa del comportamiento elastoplástico y libre de tensión del suelo, ante la propagación de ondas sísmicas. La solución del problema fue obtenida a través de un procedimiento numérico, basado en el método de elementos finitos e integración paso a paso. Se demostró que la interacción suelo-tubería puede producir concentraciones de esfuerzos a causa del acomodamiento de la presión del suelo. En este trabajo, en lugar de usar los modelos convencionales de interacción suelo-tubería, se adoptó un modelo unilateral de resorte tipo Winkler. Así, el comportamiento del contacto entre la tubería y el suelo puede ser descrito por dos condiciones: cuando el suelo y la tubería entran en contacto durante una excitación sísmica se genera una reacción de presión de suelo; si no entran en contacto, se produce una separación debido al comportamiento de tensión nula del suelo. Al producirse repetidos contactos, la separación tubo-suelo se incrementa a causa de las crecientes deformaciones elastoplásticas permanentes del suelo.

3.3.2. Deslizamiento y fricción en la interfase

Son pocos los trabajos que se han dedicado a estudiar la influencia del deslizamiento relativo entre la tubería enterrada y el suelo que la circunda. Quizá el primer trabajo enfocado en este tema fue el de Takada (1977), quien indica que es necesario el uso de juntas flexibles con el propósito de absorber la deformación relativa causada por la propagación de ondas, y así asegurar la resistencia ante sismos al permitir que la tubería se ajuste al movimiento del suelo. En caso de presentarse deslizamiento relativo entre la tubería y el suelo, la deformación solicitada en las juntas es menor. Para fines de diseño, conviene que la interfase tubería-suelo permita el libre deslizamiento relativo de estos elementos.

En el trabajo realizado por Novak y Hindy (1980) se estudia el uso de materiales aislantes entre la tubería y el suelo. Allí se concluye que los esfuerzos en la tubería decrecen cuando decrece la rigidez del aislamiento y cuando aumenta su espesor. Además, se indica que la reducción de esfuerzos en la tubería, a causa del deslizamiento, puede ser menor que la asumida generalmente. Otras investigaciones que han llegado a similares resultados son las realizadas por Akinoshi y Fushida (1984), y Ogawa y Koike (2001). Una opción viable para la reducción del daño en tuberías enterradas, a causa de la propagación de ondas sísmicas, es el desarrollo de materiales de revestimiento para los tubos, que permitan el deslizamiento relativo entre el suelo y éstos.

Congruente con lo anterior, Li y Zhou (2000) encontraron que la fricción en la interfase suelo-tubería puede aumentar los esfuerzos en la tubería, lo cual no beneficia el diseño sísmico. Otro trabajo que estudia la restricción causada por la fricción entre el suelo y una tubería inclinada, colocada en arena suelta, es el de Hsu *et al.* (2000).

3.3.3. Reacción del suelo en la tubería

La reacción del suelo en la tubería, conocida como reacción de subgrado, es la restricción que impone el suelo al desplazamiento de una estructura enterrada. Esta restricción generalmente se cuantifica a través de una constante de resorte que permite calcular la presión que ejerce el suelo. Por lo general, esta reacción ha sido considerada linealmente proporcional al desplazamiento unidireccional de la tubería; sin embargo, cuando un sismo fuerte ocurre, se generan grandes ciclos de deformación y es probable que no haya un comportamiento lineal.

Son pocos los estudios enfocados en este tema; quizá el más importante es el de Kobayachi y Ando (1996), quienes estudiaron la reacción del suelo en tuberías de acero cubiertas con plástico, de 150 y 300 mm. Estos autores observaron el efecto de la reacción del suelo aún para valores muy pequeños de

desplazamiento sísmico. Además, a través de dos ensayos, se evaluó la reacción del suelo en la tubería en la dirección axial de la tubería. En el primero, la velocidad máxima y la amplitud de desplazamiento fueron tomadas como ondas senoidales; en el segundo, se tomaron registros sísmicos. En ambos experimentos, no hubo diferencias en la reacción del suelo en la tubería, debido a las condiciones de movimiento. La principal conclusión de este trabajo es que la reacción del suelo no fue dependiente de la velocidad relativa entre el suelo y la tubería, ni de las características del movimiento sísmico. Además, alcanzó su valor máximo ante desplazamientos pequeños entre el suelo y la tubería (menores a 1 mm). Finalmente, para grandes desplazamientos tuvo una tendencia a permanecer constante o decrecer gradualmente; y se comportó plásticamente aún cuando el desplazamiento ocurrió cíclicamente.

3.4. Características del suelo que pueden influir en el daño

Las características del suelo en el cual se encuentre un sistema de tuberías enterradas, influyen en el comportamiento sísmico de estas estructuras ante la propagación de ondas. Sin embargo, es prácticamente imposible caracterizar completamente el suelo debido a diversas razones, entre las cuales se encuentran: la heterogeneidad en sus propiedades, la topografía, la presencia de otras estructuras (por ejemplo: cimentaciones de edificios, tanques enterrados, etc.), las características morfológicas, la edad del suelo, presencia del hundimiento relativo, entre otros.

Los trabajos dedicados al estudio de la relación entre las características del suelo y el daño sísmico en tuberías enterradas consideran la rigidez del suelo como un parámetro fundamental de análisis. Otros trabajos se han enfocado en estudiar qué tanto se afectan las tuberías cuando éstas son colocadas en dos medios con características diferentes.

Wang (1980) observó que en suelos blandos hay más daños que en suelos duros. Esto es evidente, ya que las deformaciones relativas, causantes de los daños en tuberías enterradas, son mayores en suelos blandos, que en duros. Esto también fue observado luego del sismo del 19 de septiembre de 1985, ya que la mayor parte de las roturas, de la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal, se presentó en las zonas de transición y lago del Valle de México, las cuales están compuestas por suelos blandos (Ayala y O'Rourke, 1989).

El comportamiento sísmico de tuberías enterradas que cruzan una frontera entre dos tipos de suelo de diferente rigidez fue estudiada por Hindy y Novak (1979), quienes encontraron que los esfuerzos más altos se concentran en la interfase, lo cual puede producir daños mayores. Lo anterior también fue observado por Wang (1980) y Vassilev y Flores-Berrones (1996).

Similar a lo anterior, Novak y Hindy (1980) concluyeron que se presentan mayores esfuerzos en las tuberías ubicadas en zonas cercanas a la interfase, y sus valores pico pueden exceder los valores calculados en un medio homogéneo, sin considerar la interacción suelo-tubería. Los máximos esfuerzos axiales ocurren cuando la propagación de ondas sísmicas va del suelo duro al suave. Por otra parte, los máximos esfuerzos axiales ocurren cuando la propagación de ondas sísmicas va del suelo blando al duro, si se consideran los esfuerzos de segundo orden.

Recientemente, Pineda y Ordaz (2004a) demostraron que el hundimiento relativo puede tener una influencia significativa en el daño en tuberías enterradas. Esto se pudo verificar al comparar el daño causado por la propagación de ondas sísmicas, en tuberías con y sin influencia del hundimiento del suelo. Los resultados mostraron que, para niveles de movimiento sísmico asociados a velocidades máximas del terreno inferiores a 20 cm/s, el hundimiento relativo puede incrementar la tasa de daño, en un factor igual o superior a 2.

3.5. Características relacionadas con las tuberías

Las características de las tuberías enterradas pueden influir en el comportamiento sísmico; algunas de éstas son: el material de fabricación, la presencia de corrosión, el tipo de conexión, el diámetro y la orientación de la tubería. Con base en observaciones hechas en diversas redes de tuberías enterradas, la American Lifelines Alliance ALA (2001) ha relacionado el daño sísmico con las características mencionadas, de la siguiente forma:

- **Material de fabricación:** En tuberías continuas se ha observado que los materiales metálicos, al tener mayor ductilidad, son afectados por una menor tasa de daño con respecto a materiales frágiles como el concreto y asbesto-cemento.
- **Corrosión:** El efecto de la corrosión en tuberías metálicas reduce la resistencia y aumenta el daño ante la propagación de ondas sísmicas.
- **Tipo de conexión:** Para el caso de tuberías segmentadas, a mayor flexibilidad de la conexión, menor será el daño esperado.
- **Diámetro:** Para materiales metálicos, a mayor diámetro menor el daño esperado; y lo contrario para materiales frágiles como el concreto.
- **Orientación de la tubería:** Tal como se comentó en la sección 3.2.1, el máximo daño esperado se puede presentar si la tubería está orientada en la misma dirección de propagación de una onda de Rayleigh; para otro tipo de ondas u otras orientaciones el daño esperado, ante un mismo nivel de intensidad sísmica, puede ser menor.

3.6. Otros aspectos del comportamiento sísmico de las tuberías

Existen otros aspectos que, aunque pueden tener influencia en el comportamiento sísmico de tuberías enterradas, han sido estudiados muy poco. Entre ellos se encuentran: el efecto del flujo de líquidos, la consideración de la masa de la tubería y su profundidad de colocación.

- Fluido dentro de la tubería: Los resultados encontrados por Dwivedi *et al.* (1993) indican que cuando se considera el fluido dentro de la tubería, a grandes rasgos se aprecia un comportamiento fluctuante en la respuesta con altos picos cuando el suelo es duro y rocoso. Sin embargo, el comportamiento sísmico de la tubería no es afectado por la presencia de fluido cuyo movimiento no sea turbulento, independientemente de las condiciones del suelo o del ángulo de la onda incidente.
- Masa de la tubería: Brancaleoni *et al.* (1984) muestran que, para el caso de suelo blando, las respuestas sísmicas sin considerar la masa de la tubería (caso cuasi-estático) y considerándola, fueron prácticamente idénticas. Lo anterior indica, que para fines prácticos, no es necesario incluir la masa de la tubería en el análisis de tuberías enterradas.
- Profundidad: En el estudio de un cascarón cilíndrico, realizado por El-Akily y Datta (1980), se observó que al decrecer la relación h/ϕ (profundidad al centro de la tubería sobre el radio de la misma) se incrementan los desplazamientos y los ciclos de esfuerzos. Esto indica que, a mayor profundidad, se presentará menor daño en la tubería. Por otra parte, He y Liang (1992) concluyeron que los efectos de la profundidad de las tuberías enterradas no son significativos; sin embargo, esto también depende del contenido de frecuencias de las ondas. Contrario a las conclusiones de los trabajos anteriores, el estudio de Li y Zhou (2000) indica que la profundidad puede incrementar el esfuerzo axial en tuberías enterradas. De acuerdo a los trabajos mencionados, se observa que la profundidad puede, o no, afectar a las tuberías dependiendo del entorno en el cual se encuentren; en otras palabras, el daño puede ser influido por otros factores, como por ejemplo: el contenido de frecuencia, tipo de suelo, tamaño de las tuberías, la profundidad, etc.

3.7. Comportamiento sísmico de tuberías segmentadas

En esta sección se presenta una síntesis de los trabajos dedicados a estudiar el comportamiento sísmico de tuberías enterradas segmentadas. La principal diferencia entre el comportamiento sísmico de las tuberías continuas y segmentadas es la capacidad de éstas últimas de absorber deformaciones a través de sus juntas. Lo anterior permite concluir que, con un adecuado diseño (de juntas), es posible evitar el daño a

causa de la propagación de ondas sísmicas. Según los cálculos de Novak y Hindy (1980), la flexibilidad en las juntas puede reducir la deformación axial en un 60% y los esfuerzos causados por pandeo en un 20%.

En el trabajo de Wang (1980) se concluye que al usar tubos largos ubicados en suelos blandos, se producen grandes deformaciones en las tuberías y mayores desplazamientos relativos de las juntas. Esto permite pensar que, con el uso de segmentos cortos, junto con una adecuada holgura en las juntas, es posible reducir las deformaciones en las tuberías.

De acuerdo a lo anterior, es importante conocer las propiedades de las juntas de las tuberías enterradas debido a que aquéllas juegan un papel importante en la mitigación del daño sísmico. Existen algunos trabajos que se han enfocado en el estudio de las características de juntas, entre los cuales se encuentra el de Singhal (1984), Brancaleoni *et al.* (1984) y O'Rourke y Bouabid (1996).

Las pruebas experimentales de Singhal (1984) presentan relaciones mecánicas lineales y multilineales para juntas, con bandas de hule, sujetas a deformaciones axial, torsional y de pandeo. Allí se muestran curvas carga-desplazamiento (desconexión axial), momento-rotación (rigidez al pandeo), torque-rotación (torsión) obtenidas experimentalmente. Además, se plantean ecuaciones analíticas para obtener la máxima carga axial de desconexión, máximo momento de pandeo, y máximo torque. Estas ecuaciones presentan una buena correlación con datos experimentales.

Brancaleoni *et al.* (1984) por su parte, hicieron pruebas experimentales de las propiedades (rigidez) de las juntas con empaques, las cuales se ha demostrado que tienen un comportamiento no lineal. Los resultados de las pruebas fueron comparados con los obtenidos a través de un modelo numérico basado en elementos finitos. Adicionalmente, los autores indican que debido a la no linealidad de las juntas, las fuerzas son mayores para cerrar las juntas que para abrirlas. Además, los desplazamientos están concentrados en las juntas, con considerable reducción de las fuerzas axial y a flexión en las tuberías.

He y Liang (1992) indican que la flexibilidad de las juntas puede reducir la deformación axial y el pandeo de las tuberías segmentadas. Esto es congruente con las observaciones de Wang (1980), quien menciona que las tuberías con juntas rígidas fallan más que las que tienen juntas flexibles.

En el estudio realizado por Takada y Higashi (1992) se concluyó que las tuberías enterradas segmentadas pueden absorber las deformaciones del suelo mucho mejor que las continuas, indicando que el uso de juntas, tal como se mencionó anteriormente, puede servir para mitigar el impacto sísmico.

Finalmente, al igual que en tuberías continuas, las redes de tuberías segmentadas en las cuales haya cambio abrupto del suelo son más vulnerables al daño. Esto fue concluido por Vassilev y Flores-

Berrones (1996), quienes enfatizan que en zonas con cambios en las condiciones geológicas, hay concentración del esfuerzo axial en las tuberías y gran expansión-contracción en las juntas.

3.8. Conclusiones

El análisis del comportamiento sísmico permite conocer de qué forma un sismo puede afectar las tuberías enterradas. Esto depende de varios factores relacionados con cuatro elementos: la propagación de ondas sísmicas, el sistema tubería-suelo, el tipo de suelo y las características de las tuberías.

Del sistema tubería-suelo se puede concluir que, para fines prácticos, la reducción de la respuesta de las tuberías a causa de la interacción suelo-tubería puede considerarse pequeña. Sin embargo, es posible que la interacción suelo-tubería tenga una importante participación en el comportamiento sísmico en casos donde: los suelos sean blandos, las tuberías tengan diámetros grandes (mayores a 50 cm) o el movimiento sísmico tenga gran contenido de frecuencias altas (mayores a 5 Hz).

Por otra parte, los estudios enfocados en investigar el deslizamiento y fricción en la interfase suelo-tubería indican que, en general, el deslizamiento favorece el comportamiento de las tuberías, y la fricción las afecta, aumentando los esfuerzos en ellas. Sin embargo, hace falta investigar más en este tema para conocer mejor en qué medida estos factores influyen en el comportamiento sísmico.

Otro aspecto importante, que debe ser investigado mejor, es la reacción del suelo en la tubería. Es necesario que se hagan más pruebas experimentales para investigar cómo varía en el tiempo la reacción del suelo, ante la propagación de ondas sísmicas, y de qué forma influye en el comportamiento sísmico de las tuberías enterradas.

Con respecto a la propagación de ondas sísmicas, es necesario enfocar la atención en el daño que producen las ondas superficiales en sistemas de tuberías enterradas, ya que de acuerdo a lo visto, estos tipos de ondas son más perjudiciales que las ondas de cuerpo. Otro aspecto interesante, y que hace falta estudiar con mayor detalle, es la influencia de la falta de coherencia del movimiento sísmico en el comportamiento de las tuberías enterradas.

Las características del suelo, tal como se ha observado en numerosos trabajos, tienen una fuerte influencia en el comportamiento sísmico de tuberías enterradas. Esto permite concluir que es necesario caracterizar adecuadamente el suelo en el cual se encuentre el sistema de tuberías a analizar.

Con respecto al comportamiento sísmico de tuberías enterradas segmentadas se puede concluir que, con un adecuado diseño de juntas, es posible reducir el daño causado por la propagación de ondas

sísmicas. Esto es posible aprovechando la flexibilidad típica de las uniones, las cuales permiten reducir el desplazamiento relativo en las tuberías al absorber parte de la deformación en el suelo debido a la propagación de ondas sísmicas.

Además, se puede concluir que, al mejorar el conocimiento del comportamiento sísmico de las tuberías enterradas, se pueden desarrollar nuevos criterios de diseño tendientes a reducir el impacto sísmico ante la ocurrencia de un sismo.

Aunque en el desarrollo de esta tesis no se realizaron pruebas experimentales para evaluar el comportamiento sísmico de la red en estudio, sí se analizó la posible influencia en los daños causados por el sismo de 1985 de tres parámetros mencionados en este capítulo: dos relacionados con las tuberías (la orientación y el diámetro), y otro relacionado con el suelo (el hundimiento relativo). Estos resultados se presentan en el capítulo 5.

4. EL PARÁMETRO $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ COMO POSIBLE INDICADOR DE DAÑO EN TUBERÍAS ENTERRADAS

4.1. Introducción

Los métodos de análisis sísmico de tuberías enterradas, explicados en el capítulo 2, permiten estimar el daño que sufriría una red de tuberías a causa de la propagación de ondas sísmicas. Todos ellos, con excepción del modelo simplificado, requieren la modelación matemática de las tuberías y posiblemente un gran número de operaciones matemáticas. Además, se requiere conocer las propiedades mecánicas de los tres elementos involucrados en el problema estudiado: las tuberías, el suelo y la interfase tubería-suelo.

Por otra parte, el modelo simplificado (sección 2.2.1) podría facilitar la estimación de daños en sistemas de tuberías existentes, ya que éste supone que la deformación que causa la propagación de ondas en el suelo es la misma que afecta a la tubería. En otras palabras, si se logra cuantificar las deformaciones unitarias en el suelo (ε), se podría, entonces, cuantificar los daños en las tuberías. Aunque esta forma de estimación de daños es sencilla teóricamente, es muy complicada de aplicar ya que la obtención de ε a causa de la propagación de ondas sísmicas, en grandes extensiones, es prácticamente imposible. Sin embargo, existen otros parámetros sísmicos que podrían estar relacionados con ε y, por tanto, podrían ser indicadores de daño en tuberías enterradas; algunos de estos son descritos en la sección 4.2.

En la sección 4.3 se analiza la posibilidad de emplear tres de los parámetros, descritos en la sección 4.2, en la estimación de daños en la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal (RPDAP). Aunque uno de ellos, la velocidad máxima del terreno ($V_{m\acute{a}x}$), ya ha sido empleado en la estimación de daños de la RPDAP, es evidente la necesidad de un nuevo parámetro que supere las limitaciones encontradas.

Por lo anterior, en la sección 4.4, se propone el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ como un posible indicador de daño en tuberías enterradas (siendo $A_{m\acute{a}x}$ la aceleración máxima del terreno). Esto está basado en la estrecha relación entre este parámetro y el desplazamiento máximo del terreno ($D_{m\acute{a}x}$), que es un adecuado indicador de daño (sección 4.2.2). Esta relación se demuestra en la sección 4.4.

Los parámetros sísmicos se utilizan como argumento de las funciones de daño sísmico. Estas funciones relacionan la tasa de daño (D_i), medida como el número de reparaciones por kilómetro de

tubería, con algún parámetro de intensidad sísmica (por ejemplo: $V_{máx}$ y $V_{máx}^2 / A_{máx}$). Para el caso de la RPDAP, las funciones de daño que se proponen en esta tesis se presentan en el capítulo 5.

En esta tesis se emplea el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$, y no $D_{máx}$, debido a que en las últimas dos décadas se han hecho avances significativos en la estimación de $A_{máx}$ y $V_{máx}$ para el Distrito Federal; por ejemplo: los mapas de $A_{máx}$ y $V_{máx}$, empleados en esta tesis, y publicados por Pineda (2002) y Pineda y Ordaz (2004b), respectivamente. Por otra parte, la obtención de $D_{máx}$ implica un proceso de doble integración de registros sísmicos de aceleración, lo cual hace que se pierda información valiosa, relacionada con el movimiento del suelo, al incrementar el número de procesos de cálculo.

4.2. Parámetros sísmicos relacionados con la estimación de daños en tuberías enterradas

En la sección 3.2 se presentó una síntesis del efecto de la propagación de ondas sísmicas en el daño en tuberías enterradas. Para fines de estimación de daño sísmico en redes de tuberías existentes es muy complicado disponer de datos suficientes para relacionar los daños observados con el tipo de onda. En lugar de esto, se emplean parámetros de intensidad sísmica que están relacionados con la deformación unitaria el suelo ante la propagación de ondas sísmicas, la principal causante de daños en tuberías enterradas.

En esta sección se describen varios parámetros sísmicos que pueden estar relacionados con los daños en las tuberías. En primer lugar, se presenta a la deformación unitaria del suelo ε (axial) como el parámetro óptimo para la estimación de daños, debido a que es la causante directa de éstos. En segundo lugar, el desplazamiento máximo del terreno $D_{máx}$, que por su relación con la deformación unitaria, puede ser un buen indicador de daño. Con respecto a estos parámetros se puede indicar que no han sido ampliamente usados por la dificultad que hay en su estimación, en las grandes extensiones que cubren las redes de tuberías enterradas. Adicionalmente, se presentan otros parámetros que han sido empleados como indicadores de daño sísmico en tuberías enterradas: la velocidad máxima del terreno ($V_{máx}$), la aceleración máxima del terreno ($A_{máx}$) y la intensidad modificada de Mercalli (MMI).

4.2.1. Deformación unitaria del suelo

La deformación relativa del suelo, causada por la propagación de ondas sísmicas, es la principal causante de daños en tuberías enterradas. Por lo anterior, la deformación máxima del suelo ($\varepsilon_{máx}$) es el parámetro

óptimo para el cálculo de funciones de daño; sin embargo, su cálculo es muy complicado en términos prácticos debido principalmente a las siguientes razones:

1. Para una adecuada medición de la deformación se recomienda colocar estaciones acelerográficas separadas una distancia igual a un cuarto de longitud de onda en la dirección de interés (O'Rourke y Liu, 1999). Esto es limitante, ya que para la medición de la deformación ante movimientos sísmicos caracterizados por ondas de varias longitudes de onda se requerirían múltiples arreglos de aparatos de medición. O, en caso de disponer de un solo arreglo de estaciones, estimar incorrectamente los valores de la deformación asociados a otras longitudes de onda.
2. Por definición las deformaciones unitarias ε se calculan con la ec. 4-1 (parte izquierda), donde D son los desplazamientos en una dirección x . Allí se observa que ε corresponde a la variación de D en la dirección x . El cálculo exacto de ε se logra cuando dx tiende a cero. Esto en la realidad es imposible, ya que se necesitaría un número infinito de estaciones de registro de D , a lo largo del eje x . Por otra parte, en la práctica se puede estimar el valor medio de ε , entre dos puntos A y B (separados una distancia L_{AB}), al emplear la parte derecha de la ec. 4-1. El inconveniente de esta aproximación corresponde a la elección de L_{AB} , mencionada en el punto 1.

$$\varepsilon = \frac{dD}{dx} \approx \frac{D_B - D_A}{L_{AB}} \quad (4-1)$$

Una forma de estimar $\varepsilon_{máx}$ fue sugerida por Newmark (1967), quien propuso la ec. 4-2, la cual está expresada en términos de $V_{máx}$ y la velocidad de propagación de ondas C .

$$\varepsilon_{máx} = \frac{V_{máx}}{C} \quad (4-2)$$

La ecuación de Newmark está sujeta a condiciones que difícilmente se cumplen en la realidad, entre las que se encuentran: 1) se supone la propagación de una onda de forma simple; 2) la velocidad de propagación de la onda es constante; y 3) la onda no se atenúa. Estas tres suposiciones se oponen, en términos generales, a las características típicas de las ondas generadas por sismos.

La ec. 4-2 sobreestima la deformación causada por ondas de cuerpo (O'Rourke y Liu, 1999). Para el caso de ondas superficiales, esto también ha sido comprobado, por ejemplo: en el artículo de Singh *et al.* (1997) se indica que la ec. 4-2 requiere valores de C superiores a los estimados convencionalmente

(calculados a partir del análisis de propagación del campo de ondas), para que el valor de $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ corresponda al obtenido a partir de registros sísmicos, empleando la ec. 4-1 (parte derecha). Estos resultados fueron obtenidos para el caso del sismo de 1985, en el sitio conocido como Roma, en el occidente de la ciudad. Los autores consideran que la heterogeneidad lateral, observada en los estratos de arcilla de la zona estudiada, puede ser la causante de la incongruencia de los resultados de la ec. 4-2, por lo menos para el caso estudiado.

4.2.2. Desplazamiento máximo del terreno

Debido a su estrecha relación con la deformación del suelo, el segundo parámetro más importante en la estimación de los daños en tuberías enterradas es el desplazamiento máximo del terreno ($D_{m\acute{a}x}$). De acuerdo con la ec. 4-1, la variación de $D_{m\acute{a}x}$ en una dirección de interés produce la deformación del suelo. A pesar de esto, $D_{m\acute{a}x}$ no ha sido usado para el cálculo de funciones de daño sísmico para tuberías enterradas. Esto es interesante, ya que se esperaría que los daños, debido a que son causados por la deformación del suelo, estén también relacionados con $D_{m\acute{a}x}$.

Es posible que la razón por la cual hasta ahora $D_{m\acute{a}x}$ no haya sido empleado como parámetro sísmico se deba a que no es muy difundido el cálculo de leyes de atenuación de este parámetro. Debido a que las tuberías enterradas cubren grandes extensiones, una herramienta muy usada para la estimación de daños en tuberías enterradas son las leyes de atenuación sísmica. Estas leyes hacen una estimación del parámetro sísmico de interés en función de diversos términos que representan la fuente (ej: la caída de esfuerzos de una falla, el patrón de radiación), la trayectoria (ej: la distancia fuente-sitio, el azimuth fuente-sitio) y las características del sitio de interés (ej: algún factor de amplificación dinámica, periodo de sitio). Estas leyes, junto con una función de daño, permiten estimar la tasa de daño de un tramo de tubería. En general, las leyes de atenuación sísmica más usadas estiman las aceleraciones y velocidades máximas, en el caso de las leyes de atenuación de $D_{m\acute{a}x}$, no son frecuentes.

4.2.3. Velocidad máxima del terreno

El parámetro más usado a nivel mundial para la estimación de daños en tuberías enterradas es la velocidad máxima del terreno ($V_{m\acute{a}x}$). Esto se debe a la relación que tiene con la deformación máxima del suelo, explicada en el punto 4.2.1.

Es importante mencionar que el uso de $V_{m\acute{a}x}$ como parámetro sísmico implica que: 1) las suposiciones que rigen la ecuación ec. 4-2 sean aproximadas a la realidad; y, 2) que la velocidad de propagación de ondas C sea constante, lo cual puede no cumplirse si hay cambios en las propiedades de los estratos de suelo y/o hay presencia de ondas superficiales.

4.2.4. Aceleración máxima del terreno

Aunque la aceleración máxima del terreno ($A_{m\acute{a}x}$) es un parámetro adecuado para el diseño sísmico de estructuras convencionales, no lo es para tuberías enterradas. Lo anterior se debe a que éstas últimas, debido a su gran extensión y poca masa, no son tan afectadas por las fuerzas de inercia que típicamente perjudican a las estructuras rígidas cimentadas en el suelo, y que pueden ser estimadas a través de $A_{m\acute{a}x}$.

A pesar de lo expuesto anteriormente, $A_{m\acute{a}x}$ ha sido usado como indicador de daño en algunos trabajos realizados hace varias décadas; uno de ellos, publicado por Katayama *et al.* (1975), relaciona el daño en las tuberías con $A_{m\acute{a}x}$ y con la condición del suelo, empleando para ello datos de daño provenientes de varios lugares del mundo.

Finalmente, en la tesis de Pineda (2002), se concluye que $V_{m\acute{a}x}$ está mejor relacionado con los daños que $A_{m\acute{a}x}$, para el caso del escenario de daños causado por el sismo del 19 de septiembre de 1985, que afectaron a la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal (RPDAP).

4.2.5. Intensidad modificada de Mercalli

Aunque es una medida subjetiva de la intensidad sísmica, la intensidad modificada de Mercalli ha sido empleada como indicador de daños en tuberías enterradas; un ejemplo de ello es el trabajo de Eguchi *et al.* (1983). En esta publicación se cuantifica el daño en tuberías enterradas, separando el efecto de la propagación de ondas sísmicas, del efecto causado por la deformación permanente del suelo. No se recomienda el empleo de esta medida de intensidad como indicador de daños en tuberías enterradas ya que no hay una forma objetiva de cuantificarla.

4.3. Limitaciones para la estimación de daños en la RPDAP del DF empleando tres indicadores de daño típicos

En esta sección se analiza la posibilidad de emplear tres de los parámetros mencionados en la sección 4.2, en la estimación del daño sísmico en las tuberías de la RPDAP. Una importante conclusión de esta sección

es la necesidad de definir un nuevo parámetro que permita superar las dificultades que involucran el uso de los tres parámetros descritos; esto es resuelto en la sección 4.4, en la cual se propone el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ como indicador de daño para tuberías enterradas.

4.3.1. Deformación unitaria del suelo

Para el caso del Distrito Federal, aunque se ha incrementado significativamente la cantidad de estaciones acelerográficas luego del sismo de 1985, no ha sido posible cuantificar de manera directa la deformación del suelo en la superficie de la ciudad, ante la ocurrencia de un sismo de características dadas. Existen trabajos que se han enfocado en la estimación de este parámetro en determinadas zonas de la ciudad, como el estudio realizado por Singh *et al.* (1997), en el cual se calculó la deformación del suelo en la zona del arreglo Roma, al occidente de la ciudad.

Las dos principales razones que dificultan la estimación de la deformación unitaria en la ciudad son las siguientes:

1. Los registros sísmicos disponibles en la base de datos de sismos fuertes (SMIS, 2000) no tienen el mismo sistema de tiempo de referencia, esto impide el cálculo de la historia de deformación axial (media) entre dos estaciones.
2. La distancia de separación, entre las estaciones localizadas en la ciudad, es muy grande, esto hace que el cálculo de las deformaciones, a través de la 4-1, conduzca a valores inferiores a los que realmente se están presentando.

4.3.2. Desplazamiento máximo del terreno

Para calcular adecuadamente el posible daño en tuberías enterradas se requiere que el parámetro sísmico empleado en el cálculo de la función de daño sea estimado en los sitios cubiertos por la red de tuberías. Esto ha sido posible para los parámetros $V_{máx}$ y $A_{máx}$, gracias al avance logrado en el estudio del movimiento sísmico del Valle de México en las últimas dos décadas (sección 4.3.3 y 4.3.4). Sin embargo, $D_{máx}$ no ha sido empleado en la estimación de daños debido a que no se han creado herramientas que estimen confiablemente este parámetro para diferentes escenarios sísmicos y en las zonas que cubre la red.

4.3.3. Velocidad máxima del terreno

Existen varios estudios que han relacionado a $V_{m\acute{a}x}$ con el da\~{n}o causado por el sismo de 1985 en la RPDAP. Quiz\~{a} el primero de ellos es el publicado por O'Rourke y Ayala (1993), en el que los autores presentan la relaci3n tasa de da\~{n}o – $V_{m\acute{a}x}$, para varios sistemas de distribuci3n de agua de los Estados Unidos y M\~{e}xico. Los datos de da\~{n}o y $V_{m\acute{a}x}$, asociados a la RPDAP, corresponden a valores promedio, para las zonas de lago, transici3n y lomas.

Posteriormente al sismo de 1985 se ha avanzado mucho en la investigaci3n del movimiento s\~{i}smico del suelo en el Distrito Federal. Este avance permiti3 que Pineda y Ordaz (2003) propusieran una funci3n de da\~{n}o en t\~{e}rminos de $V_{m\acute{a}x}$. Esta funci3n fue calculada al relacionar espacialmente los sitios de da\~{n}o, registrados luego del sismo, con un mapa de $V_{m\acute{a}x}$ publicado por Pineda y Ordaz (2004b). Al utilizar este mapa, se hace una estimaci3n puntual de $V_{m\acute{a}x}$ para cada sitio y se evita el uso de valores promedio para zonas en las cuales este par\~{a}metro puede variar significativamente. La funci3n de da\~{n}o propuesta se presenta en la ec. 4-3, donde D_i es la tasa de da\~{n}o, $V_{m\acute{a}x}$ es la velocidad m\~{a}xima del terreno y \hat{n} es la funci3n de distribuci3n normal acumulada definida por los par\~{a}metros μ y σ , indicados en la ec. 4-4. Para valores de $V_{m\acute{a}x}$ mayores a 95 cm/s, se asume una variaci3n lineal entre D_i y $V_{m\acute{a}x}$.

$$D_i(5.35 \leq V_{m\acute{a}x} < 95) = 0.1172 + 0.7281 \cdot \hat{n}(V_{m\acute{a}x}; 51.8964, 19.7811) \quad (4-3)$$

$$\hat{n}(V_{m\acute{a}x}; \mu, \sigma) = \int_{-\infty}^{V_{m\acute{a}x}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-(1/2)[(v-\mu)/\sigma]^2} dv \quad (4-4)$$

Aunque $V_{m\acute{a}x}$ puede ser un buen indicador de da\~{n}o, es importante recordar que su uso debe estar limitado a los casos en los cuales la ec. 4-2 es aplicable (secci3n 4.2.1). En el caso de la RPDAP, es necesario analizar las caracteristicas de la propagaci3n de ondas s\~{i}smicas para determinar si es o no conveniente usar $V_{m\acute{a}x}$ como par\~{a}metro; o, por otra parte, conviene buscar un nuevo indicador de da\~{n}o que no tenga las limitaciones relacionadas con la ec. 4-2. Este an\~{a}lisis se realiza a continuaci3n.

Las observaciones hechas luego del sismo de 1985 indican que las ondas superficiales tuvieron una importante participaci3n en los da\~{n}os de la RPDAP (Ayala y O'Rourke, 1989). Estas ondas viajan a diferentes velocidades de propagaci3n C , dependiendo de la frecuencia ω ; a la relaci3n entre C y ω se

le conoce como curva de dispersión. Al utilizar $V_{m\acute{a}x}$ como parámetro sísmico, de acuerdo con la ec. 4-2, se está asumiendo que C es constante para toda la zona que cubre la red. Esto es difícil de comprobar; sin embargo, es muy probable que debido a los grandes cambios en los espesores de los depósitos lacustres del Valle de México, esto no sea cierto. Por otra parte, debido a que C varía dependiendo de ω , al usar $V_{m\acute{a}x}$ se estaría asumiendo una curva de dispersión constante, lo cual puede diferir de la realidad.

El análisis de la factibilidad de usar o no el parámetro $V_{m\acute{a}x}$, en la estimación de daños en la RPDAP, motivó la investigación de un nuevo parámetro sísmico que no tenga las limitaciones expuestas.

4.4. Relación entre el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ y el desplazamiento máximo del terreno

En la sección 4.2 se presentaron los principales parámetros sísmicos empleados en la estimación de daños en tuberías enterradas. Posteriormente, en la sección 4.3, se analizó la posibilidad de emplear tres de éstos como indicadores de daño para la RPDAP; sin embargo, todos ellos tienen limitaciones en su uso. Por lo anterior, en esta tesis se propone el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ como un posible indicador de daño sísmico para la RPDAP, el cual no tiene las limitaciones presentadas por los demás parámetros.

4.4.1. Marco teórico

De su definición, se sabe que los espectros de amplitudes de Fourier (EAF) de la aceleración ($|A|$), de la velocidad ($|V|$) y del desplazamiento ($|D|$) están relacionados a través de las ecs. 4-5 y 4-6, en donde ω es la frecuencia:

$$|V| = \frac{|A|}{\omega} \quad (4-5)$$

$$|D| = \frac{|A|}{\omega^2} \quad (4-6)$$

A partir de las ecs. 4-5 y 4-6 se llega a una expresión que relaciona $|A|$, $|V|$ y $|D|$, válida para toda ω , esto es válido para señales de banda angosta (ec. 4-7).

$$|D| = \frac{|V|^2}{|A|} \quad (4-7)$$

La ec.4-7 muestra la igualdad entre $|D|$ y $|V|^2/|A|$, para todos los valores de frecuencia. Esto motivó la investigación de la posible relación, en el dominio del tiempo, entre el desplazamiento, la velocidad y la aceleración.

A partir del análisis de los registros sísmicos disponibles en la Ciudad de México se encontró que $D_{máx}$ está relacionado con el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$. La figura 1 muestra 437 puntos de datos de la relación $D_{máx} - V_{máx}^2 / A_{máx}$, para las componentes horizontales N-S y E-W, correspondientes a 13 sismos, cuyas magnitudes (m) son mayores e iguales a 6.6, y registradas en 66 estaciones acelerográficas de la ciudad (Tabla 1). El procedimiento seguido para obtener estos datos fue el siguiente: 1) La señal original de aceleración fue corregida por línea base, sumando la constante necesaria para obtener un valor medio igual a cero considerando todos los puntos; 2) La señal fue filtrada con un filtro pasabanda entre las frecuencias 0.1 y 10 Hz (Oppenheim y Schaffer, 1975); 3) las velocidades y desplazamientos fueron calculados al integrar la historia de aceleración una y dos veces, respectivamente. No fueron incluidos los registros que estuvieran incompletos (3 de 440). En este análisis se incluyeron sismos con magnitud superior a 6.6 ya que, según un estudio anterior (Pineda y Ordaz, 2003), el daño esperado en la RPDAP está asociado a sismos de aquellas magnitudes.

De la figura 4-1 se encontró que la relación entre los valores picos de aceleración, velocidad y desplazamiento, en el dominio del tiempo, puede ser expresada a través de la siguiente desigualdad:

$$D_{máx} \geq V_{máx}^2 / A_{máx} \quad (4-8)$$

Esta desigualdad permite definir el factor λ_{pr} , el cual relaciona las respuestas máximas del suelo (ec. 4-9):

$$\lambda_{pr} = \frac{A_{máx} \cdot D_{máx}}{V_{máx}^2} \quad (4-9)$$

Es importante el estudio del factor λ_{pr} ya que si se encuentran formas para predecirlo, se podría hacer una buena estimación de $D_{máx}$ a partir de $V_{máx}^2 / A_{máx}$. En la ec. 4-9 $\lambda_{pr} \geq 1.0$. λ_{pr} es unitario si la historia de aceleración es una onda senoidal, cuyo EAF es un pulso localizado en la frecuencia de la onda. Para contenidos de frecuencia más complejos, λ_{pr} se incrementa a medida que el ancho de banda lo hace.

Para probar esto, se realizó el siguiente análisis de vibraciones aleatorias, válido para señales de banda angosta.

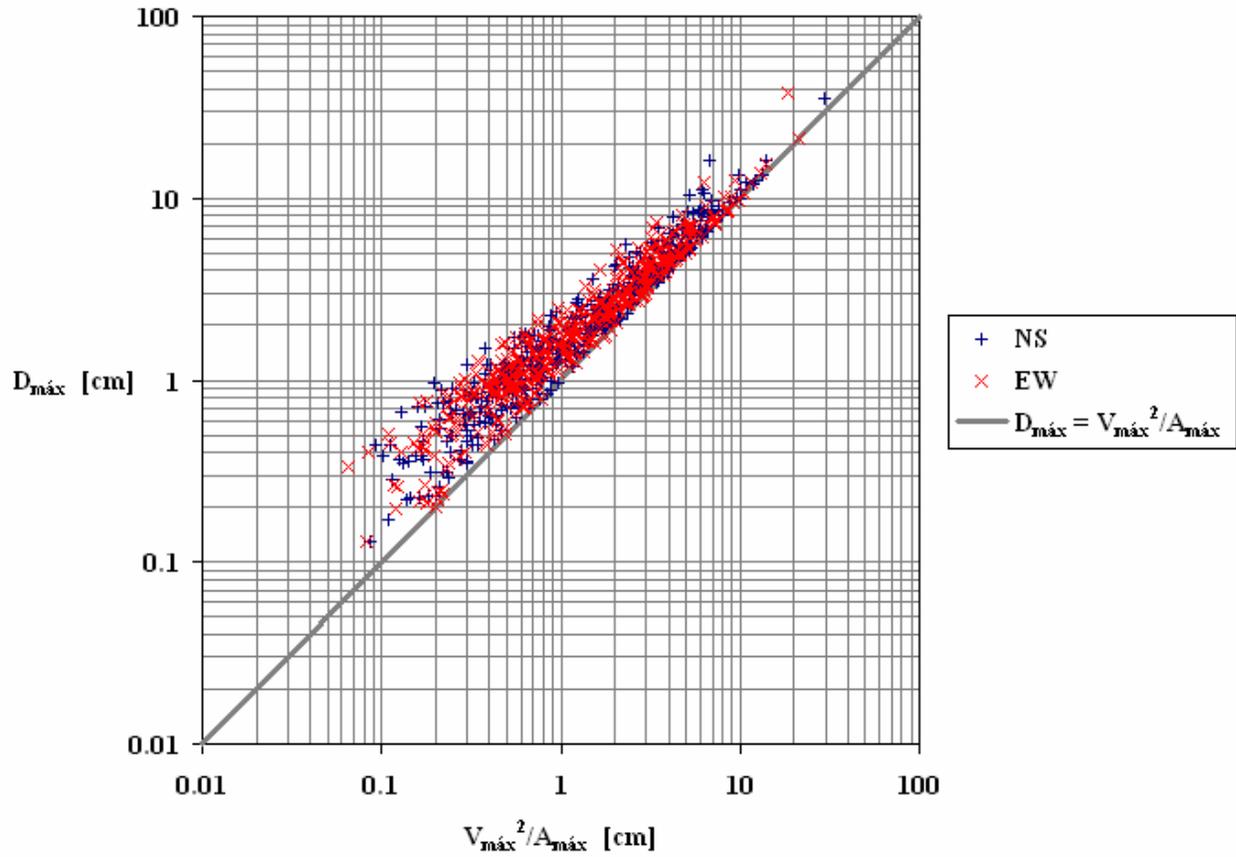


Figura 4-1. Gráfica de $D_{máx}$ vs. $V_{máx}^2 / A_{máx}$ para los registros de la Tabla 4-1

Tabla 4-1. Descripción de los 437 sismos utilizados en el análisis

Estación / Evento	19/IX/85	21/IX/85	30/IV/86	25/IV/89	03/IX/93	10/IX/93	24/X/93	14/IX/95	09/X/95	25/II/96	11/I/97	15/VI/99	30/IX/99	No. Estaciones
AL01				X		X	X	X		X	X	X	X	8
AP68				X				X	X		X	X	X	6
AU11				X			X	X	X	X	X	X		7
AU46								X		X	X	X		4
BA49				X		X	X		X	X	X	X	X	8
BL45				X		X	X	X	X	X	X	X	X	9
BO39				X		X	X	X	X	X	X	X	X	9
CA59				X			X	X	X	X	X	X	X	8
CE18								X				X	X	3
CE23				X		X	X	X	X	X		X	X	8
CE32							X	X			X	X	X	5
CH84							X	X		X	X	X	X	6
CI05				X	X	X		X	X	X	X	X	X	9
CJ03				X				X	X	X	X	X	X	7
CO47				X			X	X	X	X	X	X	X	8
CO56				X	X			X	X	X	X	X	X	8
CS78							X	X		X	X	X	X	6
CT64								X	X		X	X	X	5
CU01	X		X	X										3
CU02				X										1
CU03				X										1
CU80				X							X	X	X	4
CUIP	X	X												2
CUMV	X	X												2
DFRO				X			X	X			X	X		5
DM12					X		X	X	X	X	X	X	X	8
DR16						X	X		X	X	X	X	X	7
DX37				X			X	X	X	X	X		X	7
EO30							X	X			X	X	X	5
ES57				X			X	X	X	X	X	X	X	8
EX08					X		X		X	X		X	X	6
EX09					X		X		X	X		X	X	6
FJ74							X	X			X	X		4
GA62				X	X		X	X	X	X	X	X	X	9
GR27				X			X		X	X	X	X	X	7

Tabla 4-1 (continuación)

HA41				X		X	X		X					4
HJ72				X	X		X	X		X		X	X	7
IB22							X	X	X	X		X	X	6
JA43				X			X	X	X	X	X	X	X	8
JC54							X	X	X	X	X	X	X	7
LI33				X		X	X	X	X	X	X	X	X	9
LI58				X	X		X		X	X	X	X	X	8
LV17				X			X		X	X	X	X	X	7
ME52							X	X	X	X	X	X	X	7
MI15				X		X	X	X	X	X	X	X	X	9
MT50							X		X			X	X	4
MY19				X		X	X	X	X	X		X	X	8
NZ20				X			X	X	X		X	X	X	7
NZ31				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	10
PA34							X	X	X	X	X	X	X	7
PD42							X	X	X	X	X	X	X	7
PE10				X				X	X	X	X	X	X	7
RM48							X	X				X	X	4
SCT1	X						X				X	X	X	5
SCT2				X			X	X	X	X		X	X	7
SI53				X					X	X	X	X	X	6
SP51				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	10
TE07				X			X	X	X	X	X	X	X	8
TH35				X		X	X	X		X	X	X	X	8
TL08				X				X	X	X	X	X	X	7
TL55				X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	10
TLHB	X			X							X	X	X	5
TP13				X			X	X	X	X	X	X	X	8
UC44				X			X		X		X	X	X	6
VG09				X		X			X	X	X	X	X	7
VM29				X	X	X	X		X	X	X	X	X	9
XP06				X					X	X	X	X	X	6
No. Eventos	5	2	1	45	12	17	48	45	47	48	51	60	57	437

4.4.2. Análisis de vibraciones aleatorias

Cartwright y Longuet-Higgins (1956) propusieron que en una historia de vibraciones aleatorias Y , la esperanza de la respuesta máxima $[Y]$, puede ser estimada usando:

$$[Y] = P_F \cdot Y_{rms} \quad (4-10)$$

donde P_F es un factor pico y Y_{rms} es el valor cuadrático medio de Y . P_F puede ser obtenido a partir de la ec. 4-11, donde N_m es el numero de máximos y mínimos de Y , y γ es la constante de Euler ($\gamma = 0.5772\dots$). Y_{rms} puede ser estimado a través de la ec. 4-12, donde $|Y(\omega)|$ es el EAF de Y , el cual depende de la frecuencia ω .

$$P_F = \sqrt{2 \cdot \ln(N_m)} + \frac{\gamma}{\sqrt{2 \cdot \ln(N_m)}} \quad (4-11)$$

$$Y_{rms} = \int_0^\infty |Y(\omega)|^2 d\omega \quad (4-12)$$

Al definir el valor esperado de $A_{m\acute{a}x}$, $V_{m\acute{a}x}$ y $D_{m\acute{a}x}$, usando la ec. 4-10, λ_{pr} queda entonces definida así:

$$\lambda_{pr} = \frac{A_{rms} \cdot D_{rms}}{V_{rms}^2} \quad (4-13)$$

donde A_{rms} , V_{rms} y D_{rms} son los valores cuadráticos medios de la aceleración (A), la velocidad (V) y el desplazamiento (D), respectivamente. Al asumir que N_m es igual para las tres historias (A , V y D), P_F es eliminado de la ec. 4-13. Esto es particularmente válido para señales de banda angosta.

Ahora, a partir de la ec. 4-13 y usando la ec. 4-12 para definir a A_{rms} , V_{rms} y D_{rms} , el factor λ_{pr} puede ser expresado en términos de $|A(\omega)|$, $|V(\omega)|$ y $|D(\omega)|$, respectivamente:

$$\lambda_{pr} = \frac{\int_0^\infty |A(\omega)|^2 d\omega \int_0^\infty |D(\omega)|^2 d\omega}{\left[\int_0^\infty |V(\omega)|^2 d\omega \right]^2} \quad (4-14)$$

Al despejar $|A(\omega)|$ de la ec. 4-6, y teniendo presente que $|V(\omega)| = \omega|D(\omega)|$ (obtenido de las ecs. 4-5 y 4-6), λ_{pr} puede, entonces, expresarse en términos de $|D(\omega)|$ y ω :

$$\lambda_{pr} = \frac{\int_0^{\infty} \omega^4 |D(\omega)|^2 d\omega \int_0^{\infty} |D(\omega)|^2 d\omega}{\left[\int_0^{\infty} \omega^2 |D(\omega)|^2 d\omega \right]^2} \quad (4-15)$$

Definiendo ahora el k-ésimo momento M_k , para $|D(\omega)|$ (ec. 4-16), λ_{pr} puede expresarse como función de los momentos 0, 2 y 4 de $|D(\omega)|$, tal como se muestra en la ec. 4-17.

$$M_k = \int_0^{\infty} \omega^k |D(\omega)|^2 d\omega \quad (4-16)$$

$$\lambda_{pr} = \frac{M_4 M_0}{M_2^2} \quad (4-17)$$

Para demostrar que λ_{pr} es unitario si $|D(\omega)|$ es un pulso, y que su valor aumenta si el ancho de banda de $|D(\omega)|$ se hace más grande, en la sección siguiente se presenta un ejemplo de cálculo de λ_{pr} .

4.4.3. Ejemplo de cálculo del factor λ_{pr}

En este ejemplo se estudia la variación del factor λ_{pr} con el ancho de banda de $|D(\omega)|$. Para esto, se define a $|D(\omega)|$ con las ecs. 4-16 y 4-17, en donde p es una medida del ancho de banda: si p tiende a infinito $|D(\omega)|$ tiende a ser un pulso unitario (fig. 4-2).

$$|D(\omega)| = \begin{cases} (2\omega)^p & \text{para } 0 \leq \omega < 0.5 \text{ s}^{-1} \\ (2-2\omega)^p & \text{para } 0.5 \leq \omega < 1 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (4-18)$$

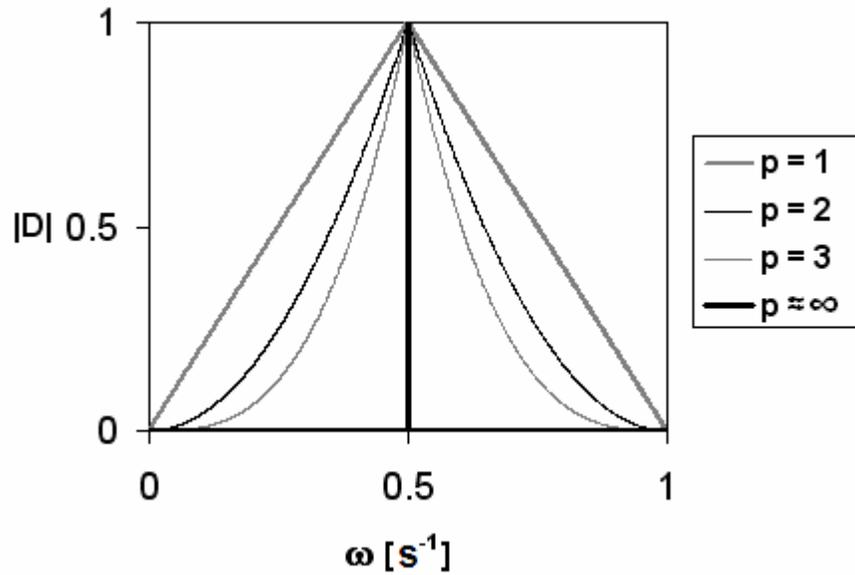


Figura 4-2. Gráfica de $|D(\omega)|$ (ejemplo de aplicación)

En este ejemplo son de interés los casos donde $p \geq 1.0$; de esa forma, λ_{pr} expresado como una función de p (ec. 4-19), tiende a ser uno si p se incrementa (fig. 4-3).

$$\lambda_{pr} = \frac{(4p^4 + 28p^3 + 83p^2 + 131p + 96)(p+1)(2p+3)}{(2p^2 + 5p + 4)^2(p+2)(2p+5)} \quad (4-19)$$

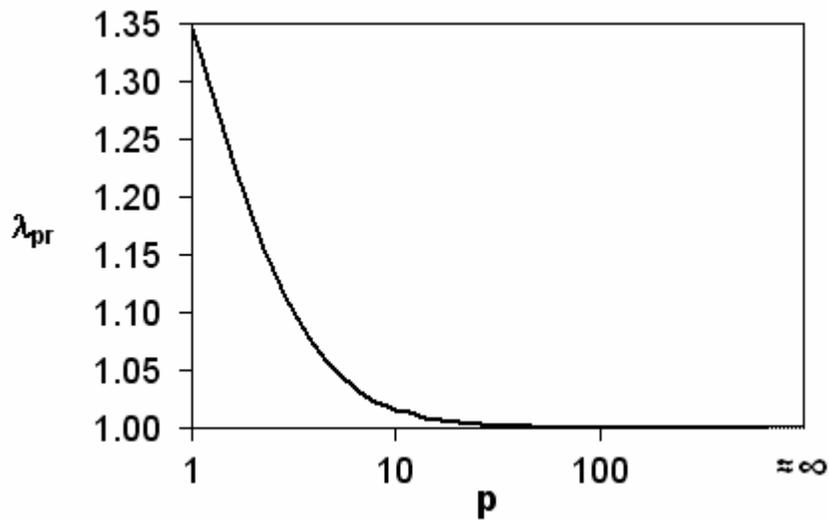


Figura 4-3. Variación de λ_{pr} con el ancho de banda (definido por p)

4.4.4. Estudio del factor λ_{pr} para las zonas de transición y lago de la Ciudad de México

De acuerdo a la definición dada por la ec. 4-9, se calcularon los valores de λ_{pr} a partir de los valores máximos de A , V y D , para los 874 registros sísmicos descritos en la tabla 1 (437 para las componentes N-S y E-W). Los valores de λ_{pr} se graficaron contra los periodos de vibración natural del suelo (T , expresado en segundos [s]) correspondientes a los sitios donde se encuentran ubicadas las estaciones acelerográficas incluidas en el análisis (fig. 4-4).

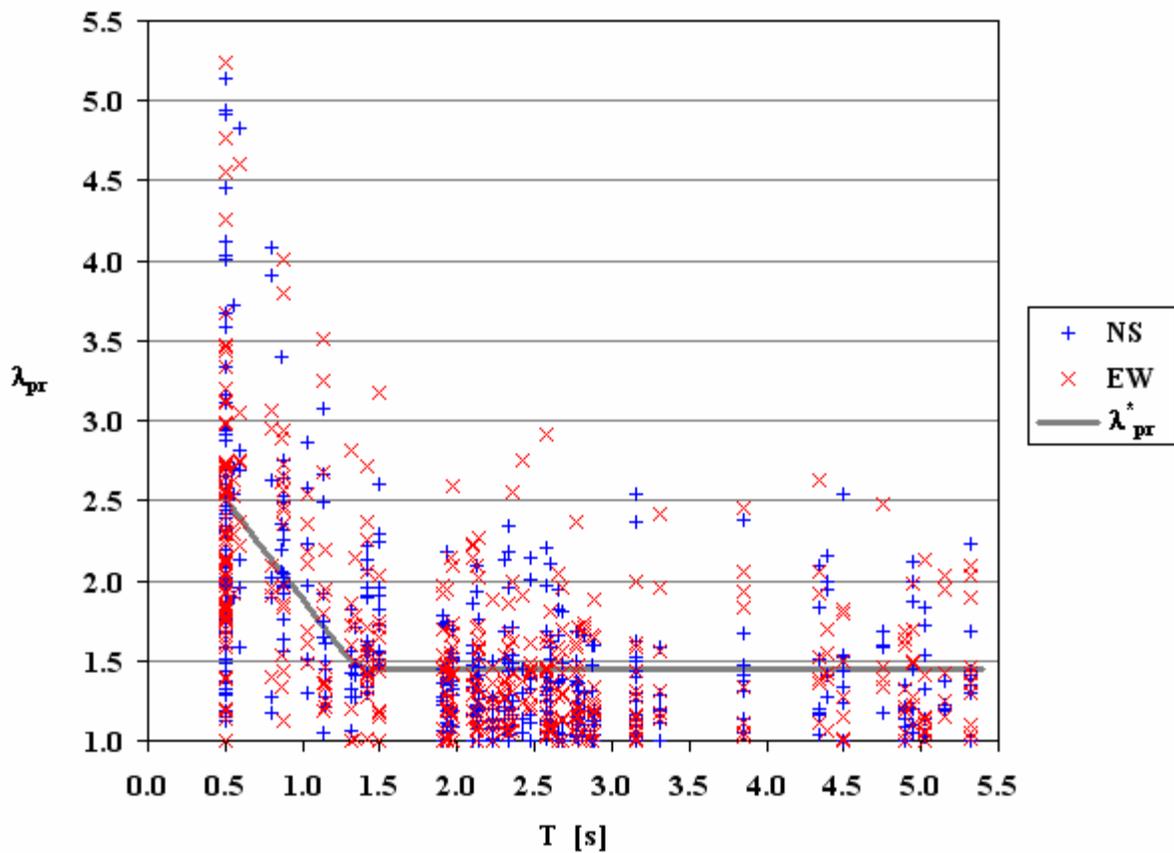


Figura 4-4. λ_{pr} vs. T para los registros de la tabla 1 y gráfica de λ_{pr}^* (ec. 4-20)

En la fig. 4-4 se observa que, aunque con una considerable dispersión, λ_{pr} parece ser independiente de T para $T > 1.35$, mientras que para periodos menores se observa una clara dependencia de T . Un ajuste de la tendencia de λ_{pr} , en términos de T , está dado por las siguientes ecuaciones:

$$\lambda_{pr}^* = \begin{cases} -1.2353 \cdot T + 3.1176 & \text{para } 0.5 \leq T \leq 1.35 \text{ s} \\ 1.45 & \text{para } T > 1.35 \text{ s} \end{cases} \quad (4-20)$$

Finalmente, λ_{pr}^* puede ser considerado como un factor de corrección de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$, para la obtenci3n del estimador de $D_{m\acute{a}x}$ ($D_{m\acute{a}x}^*$), tal como se muestra en la siguiente ecuaci3n.

$$D_{m\acute{a}x}^* = \lambda_{pr}^* (V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}) \quad (4-21)$$

En la fig. 4-5, se presenta una gr\afica de $D_{m\acute{a}x}^*$ vs. $D_{m\acute{a}x}$, de la cual se puede concluir que el factor λ_{pr}^* puede ser empleado para corregir $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ para predecir $D_{m\acute{a}x}$ con cierto nivel de incertidumbre.

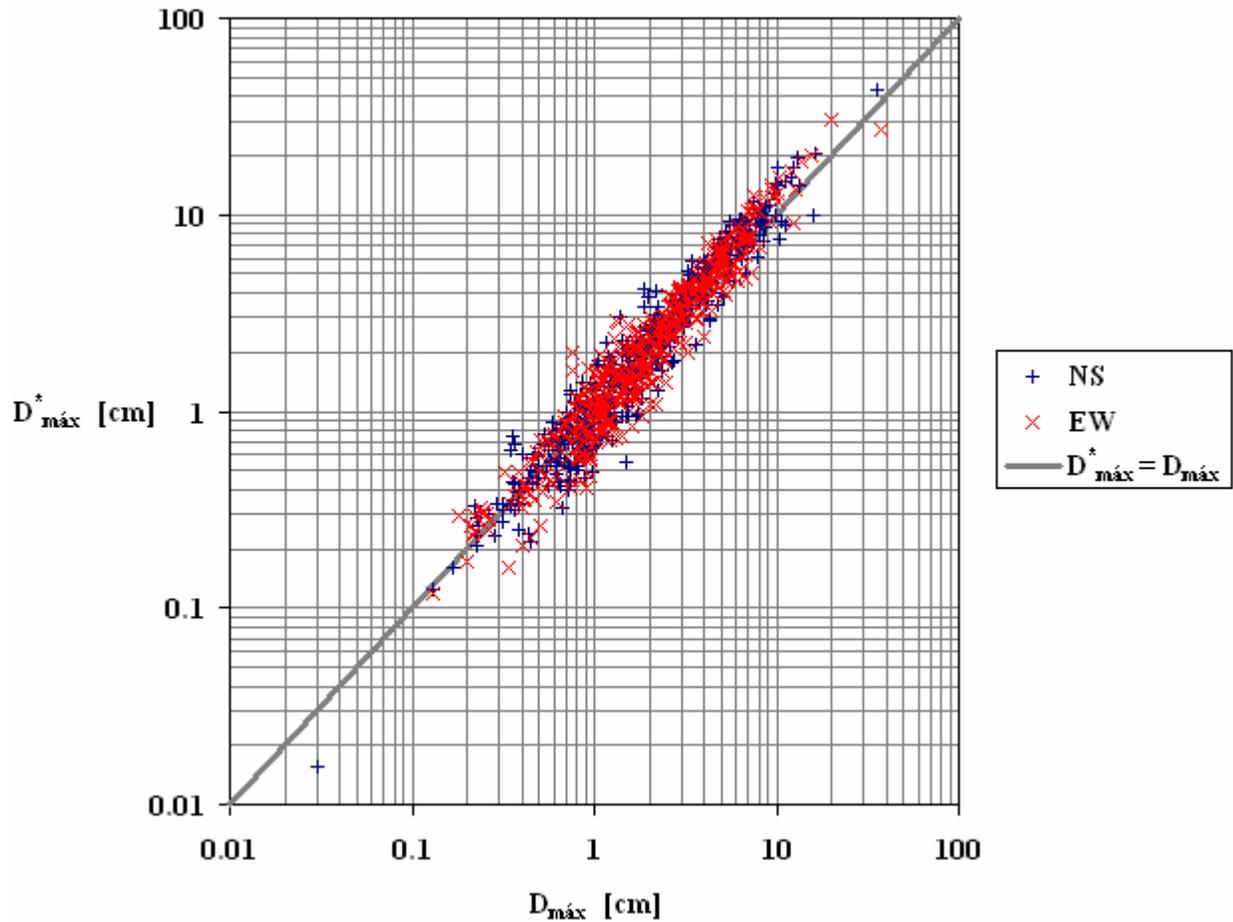


Figura 4-5. $D_{m\acute{a}x}^*$ vs. $D_{m\acute{a}x}$ para los registros de la Tabla 4-1

4.5. Conclusiones

La principal conclusión de este capítulo es que el desplazamiento máximo del terreno está relacionado con el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ a través del factor λ_{pr} ; el cual, para el caso del Distrito Federal puede estimarse a través de λ_{pr}^* . Puesto que $D_{máx}$ está también relacionado con la deformación unitaria del suelo, principal causante de daños en tuberías enterradas, es posible que $V_{máx}^2 / A_{máx}$ pueda ser un indicador de daños en tuberías enterradas.

5. FUNCIONES DE DAÑO SÍSMICO PARA LA RED PRIMARIA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE DEL DISTRITO FEDERAL

5.1. Introducción

En este capítulo se describe a la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal (RPDAP) (sección 5.2) y los daños que sufrió luego del sismo de 1985 (Sección 5.3). Posteriormente, se presentan funciones de daño sísmico que permiten estimar qué tanto será afectada la red, ante la acción de diferentes niveles de intensidad sísmica (sección 5.4). En las funciones de la sección 5.4 se considera únicamente el efecto de la propagación de ondas sísmicas, empleando para ello dos de los parámetros mencionados en el capítulo 4: la velocidad máxima del terreno y el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$. Por otra parte, las funciones presentadas en la sección 5.5 incluyen parámetros no sísmicos, que pueden influir en los daños, tales como: la orientación (sección 5.5.1) y diámetro de las tuberías (sección 5.5.2), y el hundimiento relativo del suelo (sección 5.5.3). Finalmente, se presentan las conclusiones de este capítulo, entre las cuales se destaca la utilidad del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ en la estimación de daños en redes de tuberías enterradas, como en el caso de la RPDAP.

5.2. Descripción de la red

La RPDAP se encuentra localizada principalmente en las zonas de lago y transición del Distrito Federal. En 1985 tenía una longitud total aproximada de 600 km y cubría más de 460 km². Los diámetros de las tuberías varían entre 20" y 72" (fig. 5-1), destacando principalmente las de 20" (23.2% de la longitud total), 32" (3.77%), 36" (13.74%) y 48" (53.6%). Los principales materiales de fabricación de la red son: asbesto cemento, concreto, hierro fundido y acero.

Debido a que se encuentra ubicada sobre los depósitos de arcilla de las zonas de lago y transición, la RPDAP es altamente susceptible de ser afectada por la gran amplificación dinámica generada ante el arribo de ondas sísmicas. Esto ha motivado que, como caso de aplicación de esta tesis, se busque estimar el daño sísmico en la RPDAP, empleando para ello el novedoso parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$, presentado en el capítulo anterior.

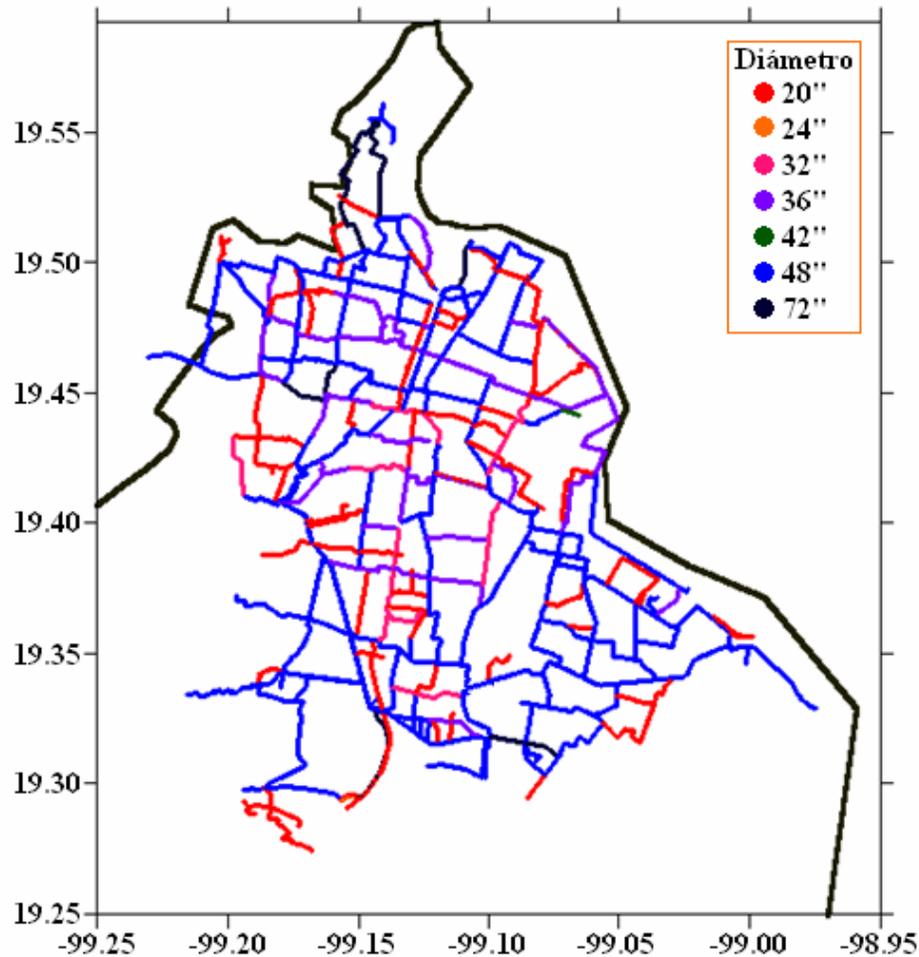


Figura 5-1. Red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal

5.3. Daños causados por el sismo de 1985 en la RPDAP

El sismo de 1985 causó daños sin precedentes en la historia de la RPDAP. Este evento, con una magnitud de 8.1 y distancia focal de aproximadamente 300 km, dejó entre 3 y 3.5 millones de personas sin agua; esto equivale al 40% de la población total del Distrito Federal. El reestablecimiento total del suministro de agua demoró cerca de 2 meses. Observaciones posteriores revelaron que se realizaron 159 reparaciones en la red, concentradas principalmente en la zona de lago, en donde, debido a los estratos de arcilla de entre 30 y 70 m, en el momento del sismo se generó una gran amplificación dinámica que afectó severamente a las tuberías (Ayala y O'Rourke, 1989). Se cree que la principal causa de los daños fue la propagación de ondas superficiales, en particular de las ondas de Rayleigh. Un factor que pudo haber aumentado la vulnerabilidad sísmica de la red, antes del sismo, es el hundimiento diferencial típico de los depósitos de arcilla presentes en la zona.

Los principales modos de falla observados fueron: desconexión de uniones, telescopiado (inserción de un segmento de tubería dentro de otro), aplastamiento de tubos y fractura de accesorios. La insuficiencia en la holgura de las juntas condujo al pobre comportamiento sísmico de la red, provocando que dos terceras partes de las fallas fueran por desconexión. El efecto de la corrosión pudo favorecer el daño en las tuberías de hierro fundido.

5.4. Funciones de daño sísmico considerando sólo el efecto de la propagación de ondas sísmicas

Las funciones de daño sísmico permiten relacionar el daño en las tuberías con la intensidad sísmica. En esta tesis se define al daño a través del índice de daño D_i , el cual corresponde al número esperado de reparaciones por cada kilómetro de tubería, sin distinguir entre reparación parcial o total. La intensidad sísmica puede ser cuantificada a través de los parámetros sísmicos mencionados en el capítulo 4; sin embargo, el parámetro a usar debe estar relacionado, tanto en la teoría, como en la práctica, con el daño en las tuberías. Esto hace que no todos los parámetros de intensidad sísmica sean indicadores de daño para tuberías enterradas. En esta sección se presentan funciones de daño en términos de la velocidad máxima del terreno ($V_{máx}$) y el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$, ya que, teóricamente (capítulo 4), está relacionado con el desplazamiento máximo, un parámetro asociado a la deformación del suelo ante la propagación de ondas sísmicas.

En la sección 5.4.1 se presenta la función de daño para la RPDAP propuesta por Pineda y Ordaz (2003), la cual, muestra que $V_{máx}$ puede ser un indicador de daño. Sin embargo, debido a las limitaciones que implica el uso de este parámetro, mencionadas en las secciones 4.2.3 y 4.3.3, se buscó un nuevo parámetro que superara estos inconvenientes. Es así como se propone el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ como posible indicador de daño para la RPDAP (sección 4.4). Finalmente, la función propuesta para la RPDAP, en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$, se describe en la sección 5.4.2.

5.4.1. Función de daño usando $V_{máx}$ como parámetro de intensidad sísmica

En la fig. 5-2 se aprecia la función de daño propuesta por Pineda y Ordaz (2003), la cual usa el parámetro $V_{máx}$ como indicador de daño en las tuberías. Esta función, calculada con el escenario sísmico de 1985 publicado por Pineda y Ordaz (2004b), permite relacionar los daños en las tuberías de la RPDAP con la intensidad sísmica, en este caso representada por $V_{máx}$ [cm/s]. En esta función (ec. 5-1), para valores de

$5.35 \leq V_{m\acute{a}x} < 95$, D_i varía con la forma de la función de distribución normal acumulada \hat{n} , definida por la ec. 5-2, con media $\mu = 51.8964$ y desviación estándar $\sigma = 19.7811$.

$$D_i = \begin{cases} 0 & \text{si } V_{m\acute{a}x} < 5.35 \text{ cm/s} \\ 0.1172 + 0.7281 \cdot \hat{n}(V_{m\acute{a}x}; 51.8964, 19.7811) & \text{si } 5.35 \leq V_{m\acute{a}x} < 95 \text{ cm/s} \\ 0.00137 \cdot V_{m\acute{a}x} + 0.70458 & \text{si } V_{m\acute{a}x} \geq 95 \text{ cm/s} \end{cases} \quad (5-1)$$

$$\hat{n}(V_{m\acute{a}x}; \mu, \sigma) = \int_{-\infty}^{V_{m\acute{a}x}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-(1/2)[(v-\mu)/\sigma]^2} dv \quad (5-2)$$

Aunque esta función puede ser adecuada para predecir el daño sísmico de la RPDAP, para valores de $V_{m\acute{a}x}$ superiores a 95 [cm/s], la estimación de D_i puede diferir de la realidad, ya que no hay bases suficientes para demostrar que la relación entre D_i y $V_{m\acute{a}x}$ es lineal. Esto motivó la búsqueda de un parámetro que no tuviera este inconveniente. Por lo anterior, en el capítulo 4 se propone el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ como indicador de daño para la RPDAP, el cual, es usado en la función de daño presentada en la siguiente sección.

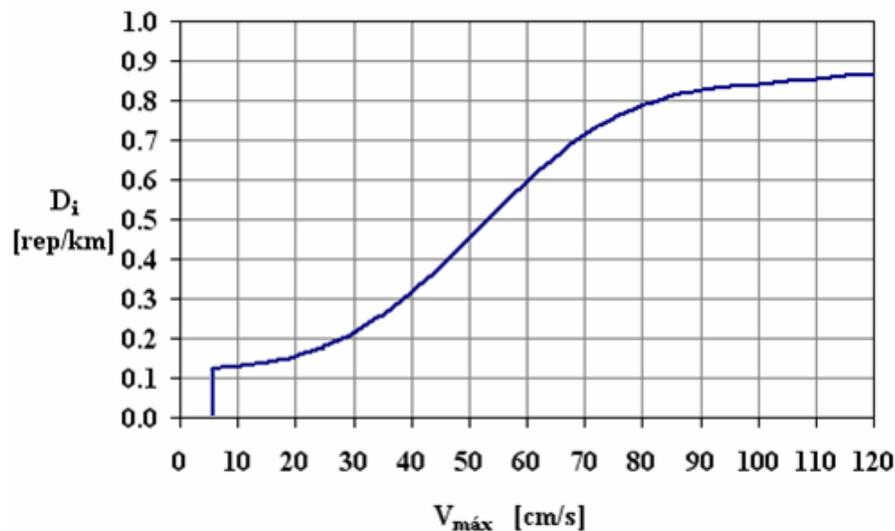


Figura 5-2. Función de daño propuesta por Pineda y Ordaz (2003)

Otros trabajos que relacionan a D_i con la intensidad sísmica (medida con $V_{m\acute{a}x}$), para el caso de la RPDAP, son los de O'Rourke y Ayala (1993), y O'Rourke y Deyoe (2004); los cuales incluyen valores

promedio de daño para las zonas de lomas, transición y lago del Distrito Federal, como se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5-1. Tasas de daño asociadas al sismo de 1985 (Ayala y O'Rourke, 1989)

$V_{m\acute{a}x}$ [cm/s]	D_i [rep/km]	Zona
11	0.01	Lomas
12	0.17	Transición
48	0.45	Lago

5.4.2. Función de daño en términos del parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$

Al asociar espacialmente el mapa de valores de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$, con la ubicación de la red y los sitios de reparación (mostrados en la fig 5-3), es posible calcular una función de daño que relacione D_i con el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$.

En esta tesis, para el cálculo de la función de daño se siguieron los siguientes pasos:

1. Se calcularon los puntos de daño $D_i - V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ mostrados en la fig. 5-4. Estos puntos fueron obtenidos al dividir la red en zonas de 9 formas diferentes, cada una de ellas asociada a un determinado intervalo de valores de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ (Indicados como I1, I2, hasta I9).
2. El tamaño de cada intervalo fue calculado al dividir el valor máximo de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ asociado a la red ($V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} = 41.2$ cm), en un número entero. Por ejemplo: para el intervalo I1, se dividió el valor máximo 41.2 en 3 (número de zonas), resultando un tamaño de 13.3 cm. Para I2, se dividió 41.2 en 4, resultando 9.98. Y así sucesivamente hasta el intervalo I9.
3. En cada zona se calculó la tasa de daño D_i al dividir el número de reparaciones en la longitud de la red.
4. El valor de D_i se graficó contra el valor medio de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ para cada zona, y para cada uno de los 9 tamaños de intervalos (fig. 5-4).

En la fig. 5-4 se puede apreciar que para niveles de movimiento sísmico asociados a valores de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ inferiores a 8.1 cm, el da\~{n}o es pr\~{a}cticamente constante. Esto se puede explicar por las observaciones realizadas en la red, luego del sismo de 1985, que indican que algunas tuber\~{i}as estaban a punto de fallar a causa de sismos pasados y posiblemente por condiciones desfavorables del subsuelo (Ayala y O'Rourke, 1989). Esto provoc\~{o} fallas ante niveles de movimiento en los cuales, generalmente, no se presentar\~{i}an da\~{n}os en la red.

Para valores de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ superiores a 8.1 cm se puede apreciar una tendencia lineal en el da\~{n}o. Adicionalmente, se observa que para valores de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ entre 8.1 y 22 cm la dispersi\~{o}n de los datos es baja; y que, para valores superiores a 22 cm, \acute{e}sta aumenta. En la ec. 5-3 se presentan finalmente las expresiones que definen la funci\~{o}n de da\~{n}o propuesta.

$$D_i = \begin{cases} 0 & \text{si } V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} < 1.8 \text{ cm} \\ 0.122 & \text{si } 1.8 \leq V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} < 8.72 \text{ cm} \\ 0.032 \cdot (V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}) - 0.157 & \text{si } V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} \geq 8.72 \text{ cm} \end{cases} \quad (5-3)$$

5.4.3. Comparaci\~{o}n de las funciones en t\~{e}rminos de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ y $V_{m\acute{a}x}$

El criterio empleado para comparar las funciones, en t\~{e}rminos de $V_{m\acute{a}x}$ y $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$, consiste en elegir aquella que tenga el menor valor del error est\~{a}ndar logar\~{i}tmico ε^* , definido por la ec. 5-4, donde N es el n\~{u}mero de puntos de datos, que en ambos casos es el mismo ($N = 63$); D_c es la tasa de da\~{n}o calculada; y, D_i es el valor ajustado de acuerdo a la funci\~{o}n de da\~{n}o. Los resultados muestran que para la funci\~{o}n en t\~{e}rminos de $V_{m\acute{a}x}$, ε^* es igual a 0.05; mientras que para la funci\~{o}n que usa $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$, ε^* es 0.021. Esto hace que la segunda funci\~{o}n sea la que mejor relaciona el da\~{n}o con la intensidad s\~{i}smica, en este caso, representada por el indicador de da\~{n}o $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$.

$$\varepsilon^* = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \ln \left(\frac{D_c}{D_i} \right)_j \quad (5-4)$$

Adicionalmente, la función de daño en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ tiene las siguientes ventajas:

- Esta función está definida por 3 parámetros, uno menos que la función en términos de $V_{máx}$. Esto es significativo si se tiene en cuenta que entre más parámetros se tengan la función puede volverse impráctica.
- Para intensidades sísmicas mayores a las asociadas al sismo de 1985, podría esperarse que la relación entre D_i y $V_{máx}^2 / A_{máx}$ continúe siendo lineal. Aunque no hay información disponible para comprobar esto, la marcada tendencia observada en la fig. 5-4 sugiere que esto puede ser cierto. Por otra parte, para el caso de la función en términos de $V_{máx}$, no se espera que la relación continúe lineal, ya que su propia definición descarta esta idea.

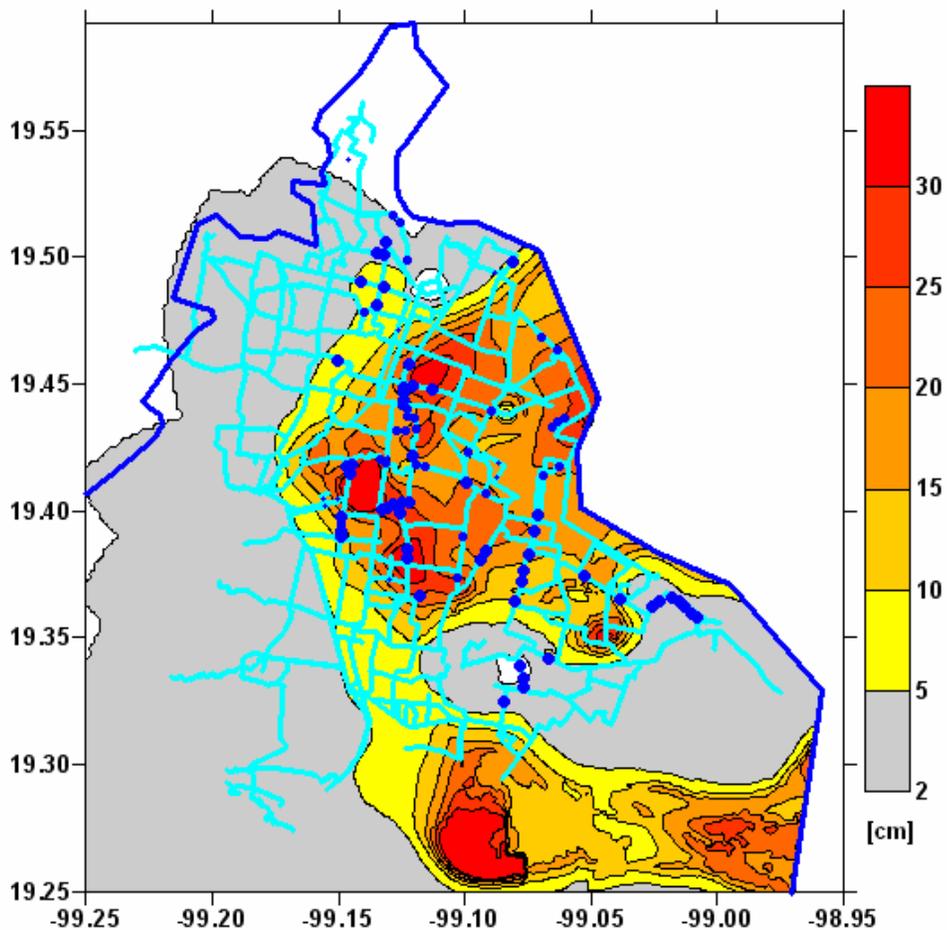


Figura 5-3. RPDAP del DF, mapa del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ y sitios de reparación (sismo de 1985)

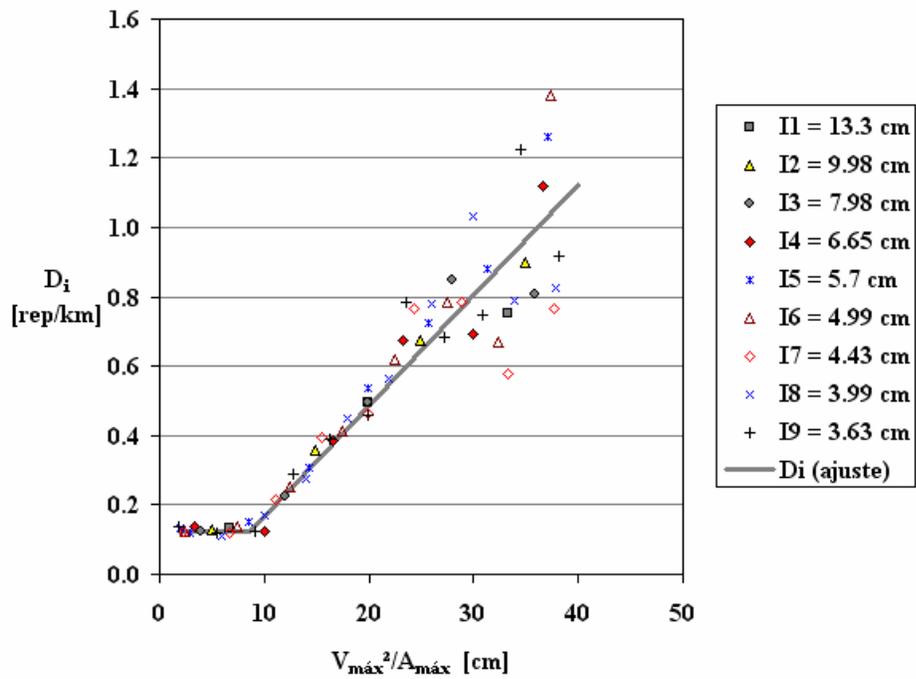


Figura 5-4. Función de daño en términos del parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$

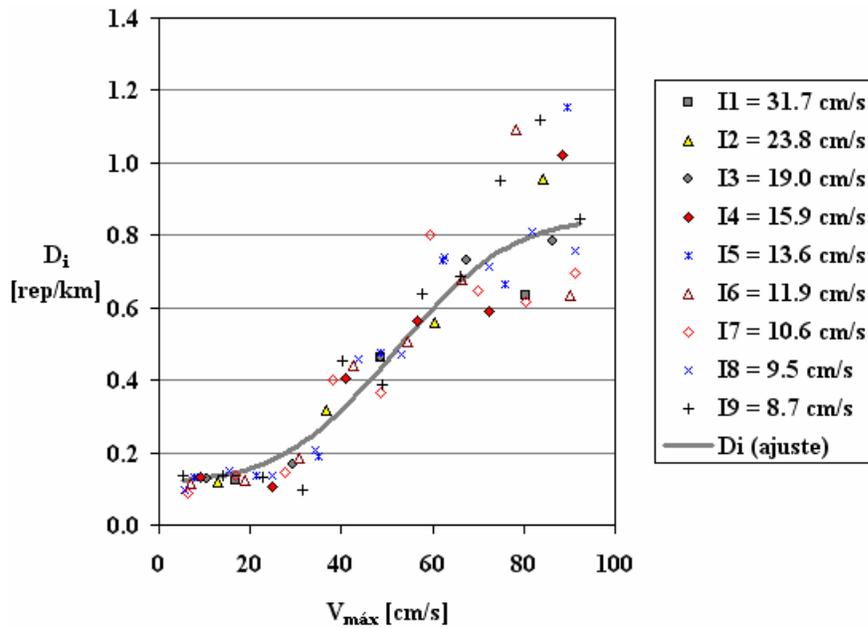


Figura 5-5. Función de daño propuesta por Pineda y Ordaz (2003) y puntos de daño empleados

5.5. Análisis de los daños considerando parámetros no sísmicos

Aunque los daños observados en la RPDAP luego del sismo de 1985 fueron causados principalmente por la propagación de ondas sísmicas, es posible que algunos factores no sísmicos hayan influido en el daño. Tres de estos factores son analizados en esta sección: primero (sección 5.5.1), se analiza la posible influencia de la orientación de las tuberías en el daño total de la red; posteriormente (sección 5.5.2), se analiza el daño en la red para cuatro diámetros; y finalmente, se presenta un análisis de la posible influencia del hundimiento relativo del suelo en los daños en tuberías de 48", causados por el sismo de 1985.

5.5.1. Influencia de la orientación de las tuberías en los daños

De acuerdo a las observaciones posteriores al sismo de 1985, se cree que fueron ondas de Rayleigh las que más perjudicaron a la RPDAP (Ayala y O'Rourke, 1989). Teóricamente, se sabe que las ondas de Rayleigh afectan a las tuberías enterradas de la siguiente forma: si el ángulo de incidencia θ es cero, el daño es máximo; y si θ es 90° , el daño es nulo. Esto se debe a que el movimiento retrógrado elíptico, típico de este tipo de ondas, produce un movimiento relativo en las partículas que se encuentran contenidas en su plano de acción (vertical); siendo la dirección de interés (en este caso, la dirección de la tubería), la misma correspondiente a la propagación de la onda (caso en el cual θ es cero). Por otra parte, si la dirección de interés es perpendicular al plano de acción de la onda, el efecto de esta será el desplazamiento de todas las partículas con el mismo movimiento elíptico, lo cual no causa daño, pues no hay movimiento relativo entre aquellas. El daño en las tuberías está asociado al movimiento relativo en la dirección axial de las partículas que la componen. Si no hay movimiento relativo, teóricamente no hay daño.

Teniendo en cuenta lo anterior, en esta sección se busca estudiar de qué forma θ pudo haber influido en los daños causados por el sismo de 1985 en la RPDAP. Aunque este análisis puede ser muy complicado, los resultados que se presentarán a continuación muestran que, en términos prácticos, θ es un factor que puede considerarse irrelevante en la estimación del daño sísmico total de la RPDAP. Para facilitar la comprensión de los resultados, este análisis fue realizado definiendo la orientación de las tuberías a través de su azimuth.

Debido a su distribución espacial, la RPDAP puede considerarse como una red de geometría compleja debido a que tiene tubos orientados en todas direcciones, en proporciones prácticamente uniformes. En la tabla 5-2 y fig. 5-6, se presenta un análisis de frecuencias relativas de las longitudes y

reparaciones asociadas al sismo de 1985 (proporción sobre el valor total), para diferentes orientaciones de tuberías (definidas por el azimuth). Se puede apreciar que las frecuencias relativas f_{rot} y f_{red} tienen valores cercanos para la mayoría de orientaciones (fig. 5-6). En la tabla 5-2, al calcular la tasa de daño D_i , se está considerando a la orientación como único causante del daño, esto únicamente sirve para identificar si éste es, o no, un factor importante para la estimación de daño total de la red.

En la fig. 5-7 se presenta la variación de D_i para varios intervalos de azimuth, se puede destacar que hay un pico en el intervalo $120^\circ - 140^\circ$ (tabla 5-2), correspondiente a una tasa de daño de 0.574 rep/km. Este puede ser explicado al observar el detalle de un grupo de reparaciones, que incrementaron el valor de D_i al ocurrir en un mismo tramo recto, al oriente de la ciudad (fig. 5-8).

Tabla 5-2. Tasa de daño asociada a diferentes orientaciones de tuberías

INTERVALO	AZIMUTH MEDIO	ROTURAS		RED		D_i [rep/km]
		No. Roturas	f_{rot}	Longitud [km]	f_{red}	
0° - 20°	10°	53	0.333	148.3	0.246	0.357
20° - 40°	30°	16	0.101	64.3	0.107	0.249
40° - 60°	50°	8	0.050	23.2	0.038	0.345
60° - 80°	70°	9	0.057	35.0	0.058	0.257
80° - 100°	90°	11	0.069	93.9	0.156	0.117
100° - 120°	110°	22	0.138	113.5	0.188	0.194
120° - 140°	130°	29	0.182	50.6	0.084	0.574
140° - 160°	150°	4	0.025	28.2	0.047	0.142
160° - 180°	170°	7	0.044	46.6	0.077	0.150
	No. Roturas:	159	Longitud total:	603.6		

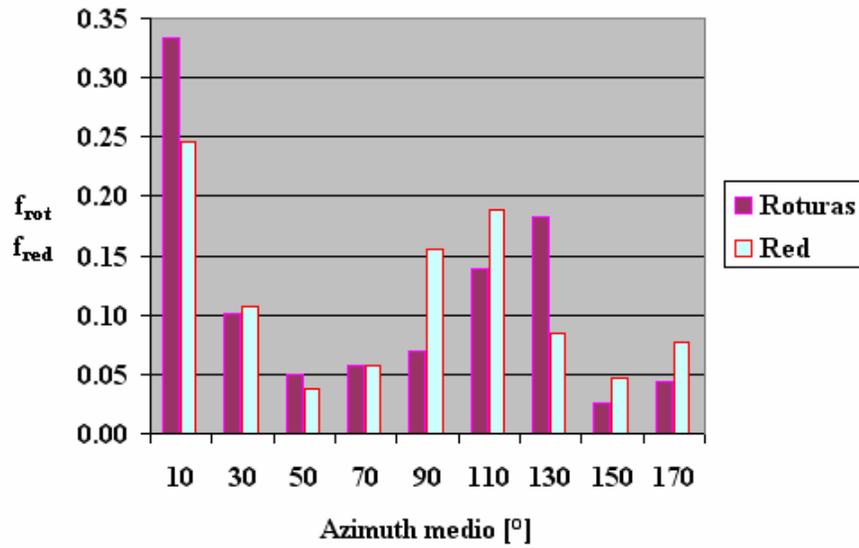


Figura 5-6. Frecuencias relativas para las reparaciones y la red asociadas a diferentes orientaciones de las tuberías

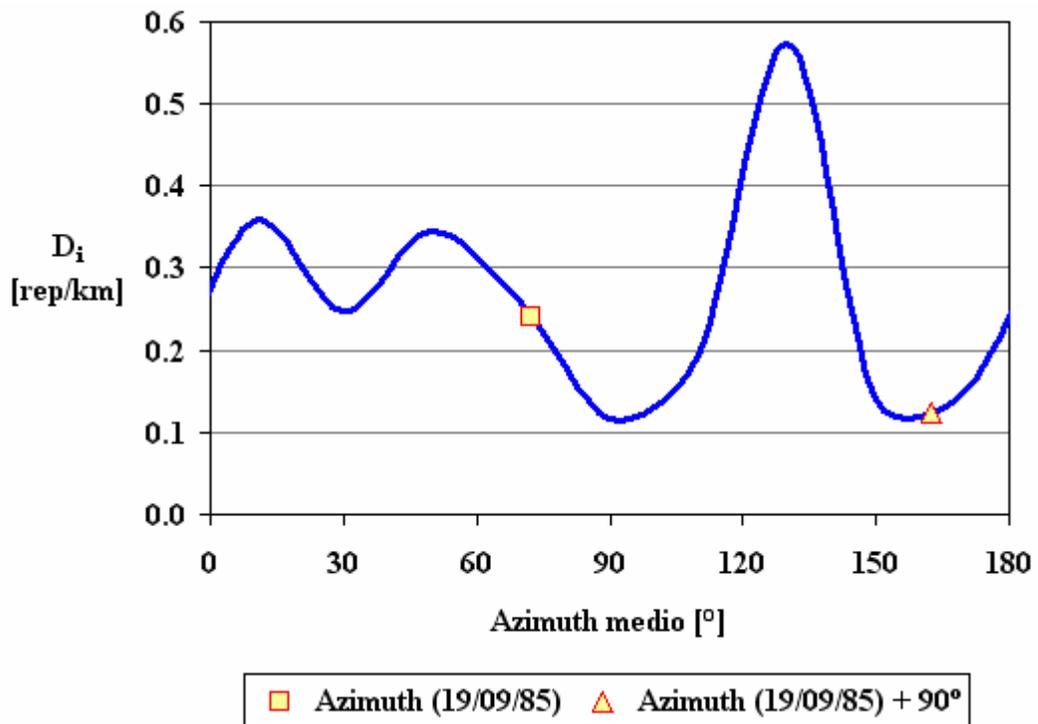


Figura 5-7. Tasa de daño en función del azimuth medio

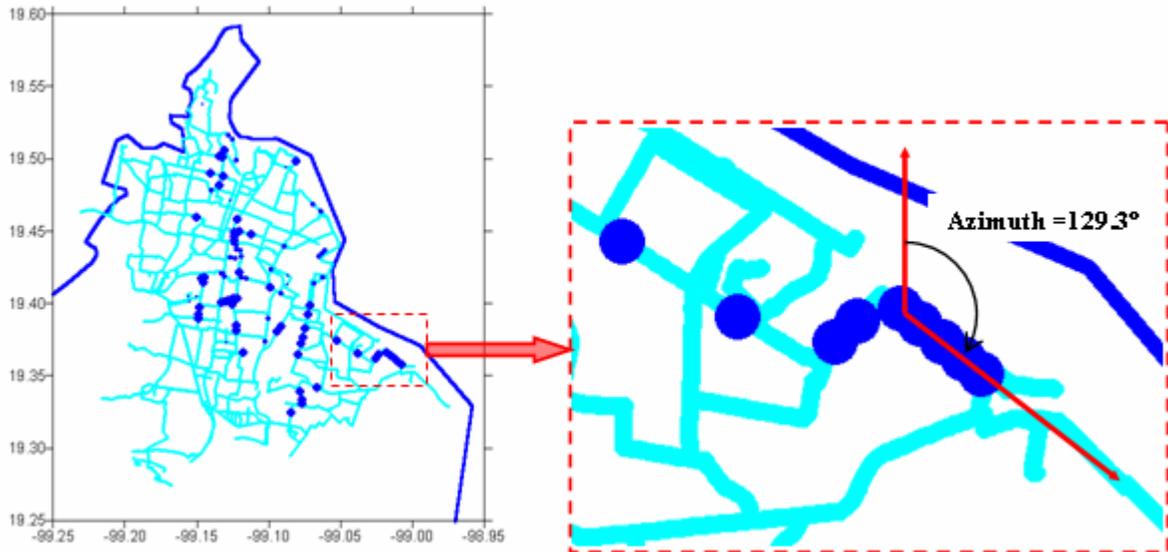


Figura 5-8. Detalle de un grupo de reparaciones consecutivas en un tramo de la RPDAP

En la fig. 5-9 se grafica la relación entre D_i (tabla 5-2) y la tasa de daño $D_i^* = 0.24$ rep/km, la cual está asociada al azimuth del sismo de 1985 (azimuth epicentro-sitio aproximadamente igual a 72.3°); de esta forma se sabe en qué proporción aumenta o disminuye el daño para diferentes orientaciones de tuberías.

Si el campo de ondas, generado por el sismo de 1985, en el Distrito Federal, estuviera conformado principalmente por ondas de Rayleigh, y además, la dirección de propagación de estas ondas, definida por el azimuth Az , fuera la misma desde la fuente hasta la ciudad ($Az \approx 72.3^\circ$), teóricamente se esperaría que el daño en la red fuera máximo para Az y nulo para $Az + 90^\circ$ (162.3°). Sin embargo, esto no corresponde con los resultados obtenidos en la fig. 5-9, en la cual, se esperaría que el daño asociado a Az fuera máximo (cuadrado).

El ángulo de incidencia θ fue definido como el ángulo formado entre la dirección de propagación de ondas y la tubería; de esta forma, θ se calcula con el valor absoluto de la diferencia entre Az y el azimuth de cada segmento de tubería, y puede tener valores entre 0° y 90° . Si, de acuerdo a las suposiciones hechas, el daño es el mismo para cada valor de θ , se esperaría que la curva mostrada en la fig. 5-9 fuera simétrica con respecto al valor de Az (cuadrado). En vista de que esto no se cumple, se puede concluir que, por lo menos en este caso, no se puede establecer una relación entre los daños y el

ángulo de incidencia. Por otra parte, estos resultados pueden sugerir que las suposiciones hechas, relacionadas con el campo de ondas de Rayleigh, posiblemente no son ciertas.

Un análisis riguroso, de la relación entre el daño sísmico en tuberías enterradas y el ángulo de incidencia, involucraría el estudio de la propagación de ondas sísmicas. Para el caso del Distrito Federal, el análisis de propagación de ondas es muy complicado, debido principalmente a las siguientes razones: 1) no hay suficientes estaciones que cubran la ciudad; y, 2) el escenario de daños disponible corresponde al sismo de 1985, el cual fue registrado únicamente por unas cuantas estaciones. Por otra parte, para realizar el análisis propuesto, se requiere conocer las propiedades mecánicas de las tuberías, esta información es difícil de estimar, ya que con el paso del tiempo, las propiedades de la red pueden cambiar.

Por lo anterior, y considerando que la RPDAP tiene tuberías orientadas en todas direcciones, es posible que el ángulo de incidencia pueda ser considerado un parámetro irrelevante para la estimación del daño total de la red. Para el análisis del daño a nivel local, se sugiere considerar la posible influencia de este parámetro y el análisis de propagación de ondas respectivo.

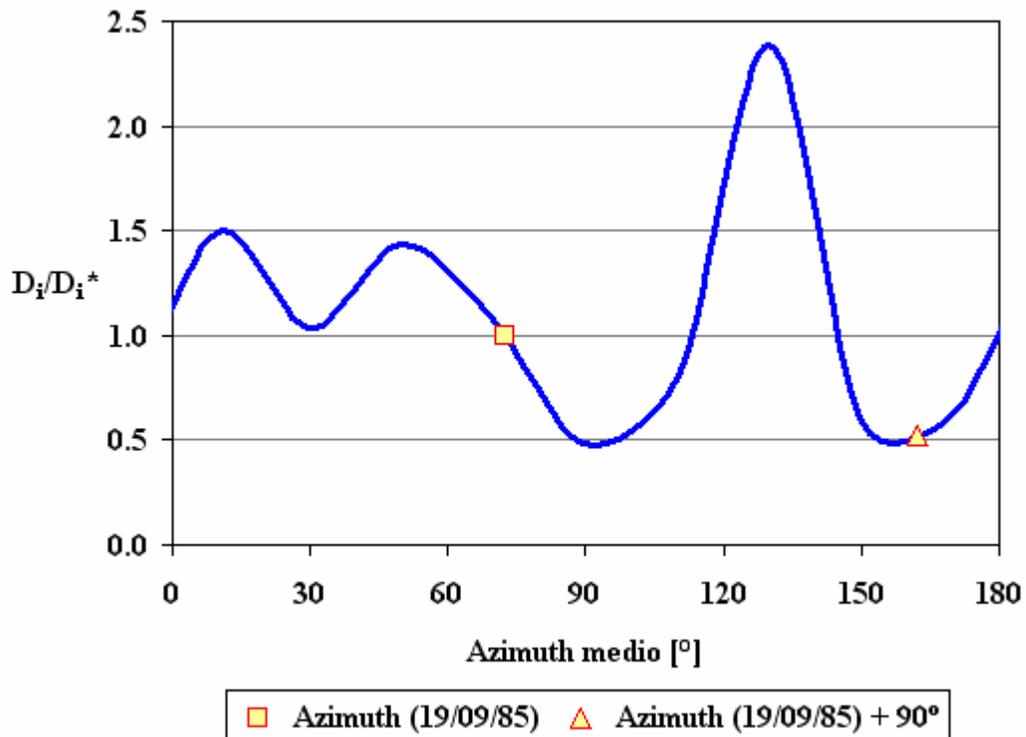


Figura 5-9. Tasa de daño normalizada con respecto al valor de D_i^*

5.5.2. Comparación de los daños de acuerdo al diámetro de las tuberías

A nivel mundial, se ha observado que las tuberías de mayor diámetro presentan una menor tendencia a ser perjudicadas por la propagación de ondas sísmicas; sin embargo, esto no siempre se cumple (ALA, 2001). Por lo anterior, es de mucho interés saber cuáles tuberías, de la red en estudio, pueden ser más susceptibles de ser afectadas ante la ocurrencia de sismos, de acuerdo a su diámetro. Para esto, se calcularon funciones de daño para los cuatro diámetros más comunes de la red.

En la fig. 5-10 se presentan puntos de la relación $D_i - V_{máx}^2 / A_{máx}$, para tuberías de 20", 32", 36" y 48". Estos puntos fueron calculados siguiendo el procedimiento descrito en la sección 5.4; sin embargo, debido a que la longitud y el número de reparaciones causadas por el sismo de 1985 son limitadas (para cada diámetro), sólo se propuso una forma de dividir la red para el análisis (para calcular los puntos de daño de la fig. 5-4 se utilizaron 9 formas distintas). Los intervalos en los cuales fue dividido el mapa de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ son: 10.33 cm para tuberías de 20", 7.75 cm para 32", 9 cm para 36" y 9.95 cm para 48". El tamaño de éstos fue determinado siguiendo el criterio empleado en la obtención de la función de la fig. 5-4. Por otra parte, la longitud de la red asociada a cada diámetro es: 140 km para 20", 22.7 km para 32", 82.95 km para 36", y 323.6 km para 48". Los 34.52 km de tuberías restantes pertenecen a otros diámetros que se caracterizan por tener longitudes insuficientes como para ser incluidos en este análisis.

En la tabla 5-3 se presenta el ajuste de los puntos de daño mostrados en la fig. 5-10. Una observación importante es que la función de daño resultante, para las tuberías de 20" y 36", ajusta muy bien los puntos de daño respectivos. Para el caso de las tuberías de 32", tres de los cuatro puntos están alineados, mientras que el tercer punto ($V_{máx}^2 / A_{máx} = 19.395$ cm) presenta una tasa de daño mayor a la esperada; esto puede deberse a que no sólo la propagación de ondas sísmicas fue la causante de un grupo de fugas, sino que algún otro factor pudo haber influido en el daño, por ejemplo: condiciones desfavorables del suelo, deterioro natural de la tubería por el paso del tiempo, etc. Finalmente, para el caso de las tuberías de 48", se adoptó una función similar a la presentada en la fig. 5-4: para intensidades sísmicas bajas ($1.91 \leq V_{máx}^2 / A_{máx} < 11.82$ cm), el daño se consideró constante e igual a 0.0162 rep/km; para intensidades mayores ($11.82 \leq V_{máx}^2 / A_{máx} < 39.8$ cm), la función lineal ajustada está muy cerca de los tres puntos de daño. Se adoptó esta forma de función ya que este tipo de tuberías cubre más del 50% de la red, por tanto, era de esperarse que el ajuste respectivo fuera similar al empleado en la función de daño calculada para todos los diámetros (fig. 5-4).

Tabla 5-3. Funciones de daño sísmico para cuatro diámetros de la RPDAP

DIÁMETRO	FUNCIÓN DE DAÑO	
20"	$D_i = 0.0135 \cdot (V_{máx}^2 / A_{máx}) - 0.02$	$V_{máx}^2 / A_{máx} \geq 4.71 \text{ cm}$
32"	$D_i = 0.046 \cdot (V_{máx}^2 / A_{máx}) - 0.1755$	$V_{máx}^2 / A_{máx} \geq 14.83 \text{ cm}$
36"	$D_i = 0.0264 \cdot (V_{máx}^2 / A_{máx}) + 0.063$	$V_{máx}^2 / A_{máx} \geq 2.61 \text{ cm}$
48"	$D_i = 0.0162$	$1.91 \leq V_{máx}^2 / A_{máx} < 11.82 \text{ cm}$
	$D_i = 0.058 \cdot (V_{máx}^2 / A_{máx}) - 0.534$	$V_{máx}^2 / A_{máx} \geq 11.82 \text{ cm}$

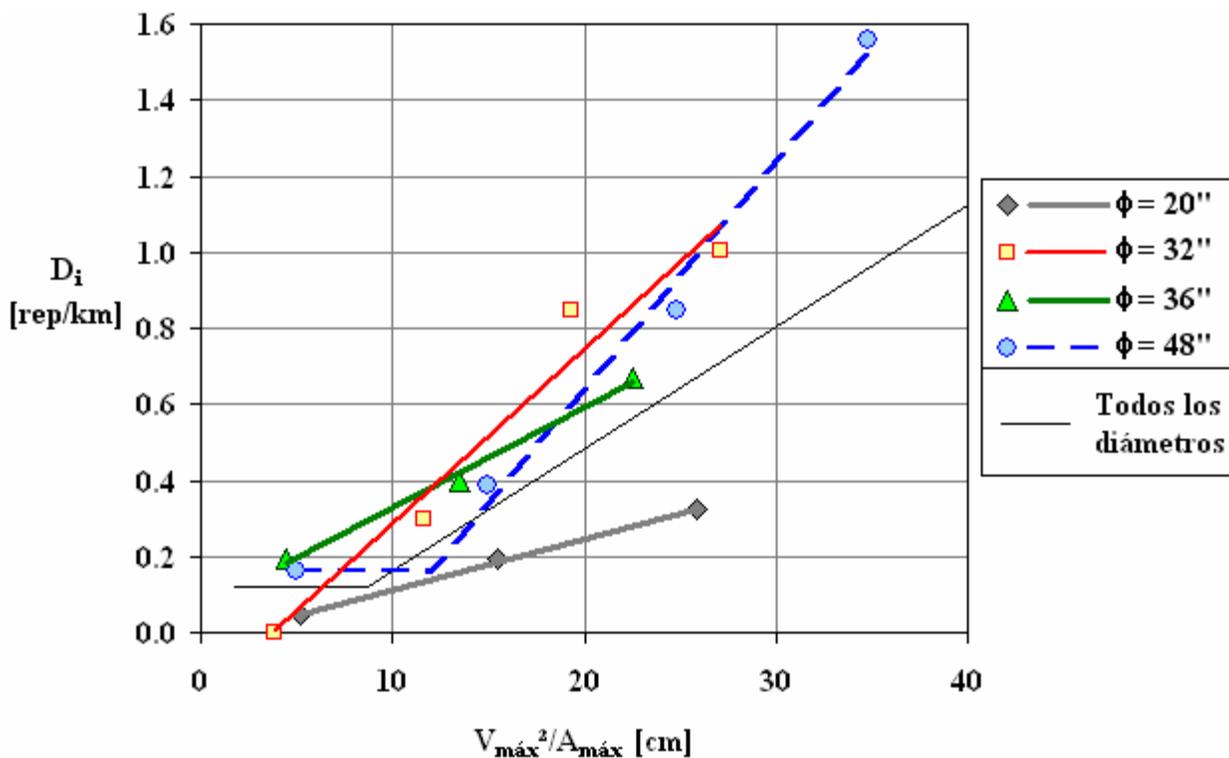


Figura 5-10. Funciones de daño para cuatro diámetros

En el intervalo de aplicación sugerido en la tabla 5-3, se asumió que para valores de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ mayores a los asociados a los puntos de daño de la fig. 5-10, la relación $D_i - V_{máx}^2 / A_{máx}$ continúa lineal; por otra parte, para valores inferiores, D_i se puede considerar nulo, ya que no hubo evidencia de daño ante esos niveles de intensidad sísmica para el escenario de daños del sismo de 1985.

De los resultados mostrados en la fig. 5-10 y tabla 5-3, se puede concluir lo siguiente:

- Los valores esperados de D_i para tuberías de 36" pueden ser más del doble que los valores esperados para tuberías de 20".
- Las tuberías de 20" son las menos afectadas por la propagación de ondas sísmicas.
- Las tuberías de 32", 36" y 48" son las más afectadas por la ocurrencia de sismos, dependiendo del nivel de intensidad sísmica: los valores máximos de D_i se presentan en tuberías de 36" para $4.5 \leq V_{máx}^2 / A_{máx} \leq 12.17$ cm; en tubos de 32" para $12.17 < V_{máx}^2 / A_{máx} \leq 27.82$ cm; y, finalmente, para diámetros de 48" para $V_{máx}^2 / A_{máx} > 27.82$ cm.
- La mayor tasa de cambio en la relación $D_i - V_{máx}^2 / A_{máx}$ (mayor pendiente) se presenta para tuberías de 48", para valores de $V_{máx}^2 / A_{máx} \geq 11.82$ cm. Por otra parte, la menor tasa de cambio se presenta en las tuberías de 20".
- Las tuberías de 36 y 48" pueden ser igualmente susceptibles de ser afectadas por la propagación de ondas sísmicas para valores de $4.5 \leq V_{máx}^2 / A_{máx} \leq 25$ cm, ya que la función propuesta para tuberías de 36" pasa cerca de los tres primeros puntos de daño calculados para tuberías de 48". Esto contradice la suposición de daño inicial constante hecha para la función propuesta para 48".
- Finalmente, de acuerdo a los resultados, no hay una relación clara entre el diámetro y la tasa esperada de daño.

5.5.3. Efecto del hundimiento relativo del suelo en los daños causados por la propagación de ondas sísmicas

El hundimiento del suelo puede afectar las tuberías enterradas al incrementar el daño causado por la propagación de ondas sísmicas. Esto fue observado por Ayala y O'Rourke (1989), quienes indican que el hundimiento acumulado de los estratos de arcilla, en la zona de lago del Distrito Federal, pudo haber contribuido al daño de las tuberías de la red durante el sismo de 1985.

Es complicado cuantificar el incremento del daño por causa del hundimiento del suelo, porque el parámetro de interés no es el hundimiento propiamente, sino el hundimiento relativo γ_r . γ_r está definido

por la ec. 5-5, donde H_i y H_f son los valores de hundimiento para los extremos inicial y final de cada segmento de tubería (fig. 5-12), y L es la longitud del segmento.

$$\gamma_r = (H_f - H_i)/L \quad (5-5)$$

Por su definición, γ_r es adimensional y depende no sólo del mapa de hundimiento relativo de la fig. 5-12, y de la longitud, sino de la orientación de la tubería; ya que puede presentarse el caso de que, aunque el nivel de hundimiento sea grande, el valor de γ_r sea muy pequeño, o incluso nulo. En otras palabras, si la tubería está orientada en la dirección de las curvas de nivel del hundimiento (fig. 5-12), γ_r puede ser cero; y si la tubería es perpendicular a éstas, γ_r toma su mayor valor posible.

El principal inconveniente para la creación de una función de daño que incluya el hundimiento relativo como segundo indicador de daño, es que se requiere una importante cantidad de información. Para el caso de la RPDAP, las tuberías que más fueron afectadas por el hundimiento relativo fueron las de 48", y debido a que éstas cubren más de la mitad de la longitud de la red, fue posible la creación de dos funciones de daño para dos niveles de hundimiento relativo. Para otros diámetros, no fue posible este análisis debido a la insuficiencia de datos.

En la fig. 5-11 se presentan las funciones de daño propuestas: la primera, asociada a niveles de hundimiento relativo medio ($\gamma_r < 0.001$); y la segunda, que corresponde a niveles hundimiento relativo alto ($\gamma_r \geq 0.001$). La forma de estas funciones es similar a la calculada para este tipo de tuberías sin incluir el efecto del hundimiento relativo, mostrada en la fig. 5-10 ($\phi = 48''$); la primera parte indica una tasa de daño constante y la segunda una relación lineal entre D_i y el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ (ecs. 5-6 y 5-7). Del ajuste preliminar de los puntos de daño, se observó que ambas pendientes (para $\gamma_r < 0.001$ y $\gamma_r \geq 0.001$) tenían un valor muy cercano; por lo tanto, con el fin de proponer funciones similares para ambos casos, se adoptó por ajustar las rectas con la misma pendiente, cuyo valor resultó de 0.058.

Las ecuaciones propuestas para los dos niveles de hundimiento relativo son:

- Para hundimiento relativo medio ($\gamma_r \leq 0.001$)

$$D_i = \begin{cases} 0 & \text{si } V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} < 1.25 \text{ cm} \\ 0.134 & \text{si } 1.25 \leq V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} < 14.4 \text{ cm} \\ 0.058 \cdot (V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}) - 0.7 & \text{si } V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} \geq 14.4 \text{ cm} \end{cases} \quad (5-6)$$

- Para niveles de hundimiento relativo alto ($\gamma_r > 0.001$)

$$D_i = \begin{cases} 0 & \text{si } V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} < 1.25 \text{ cm} \\ 0.2 & \text{si } 1.25 \leq V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} < 10.7 \text{ cm} \\ 0.058 \cdot (V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}) - 0.42 & \text{si } V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} \geq 10.7 \text{ cm} \end{cases} \quad (5-7)$$

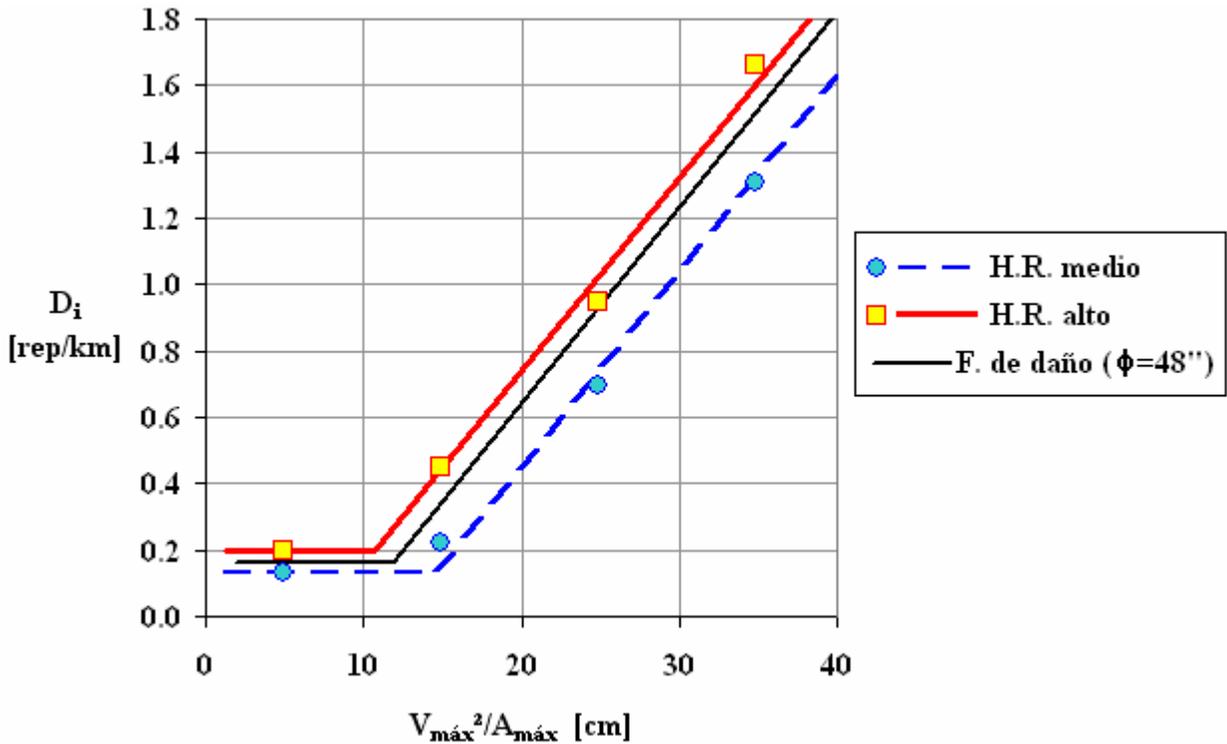


Figura 5-11 Funciones de daño sísmico para dos niveles de hundimiento relativo (H.R.)

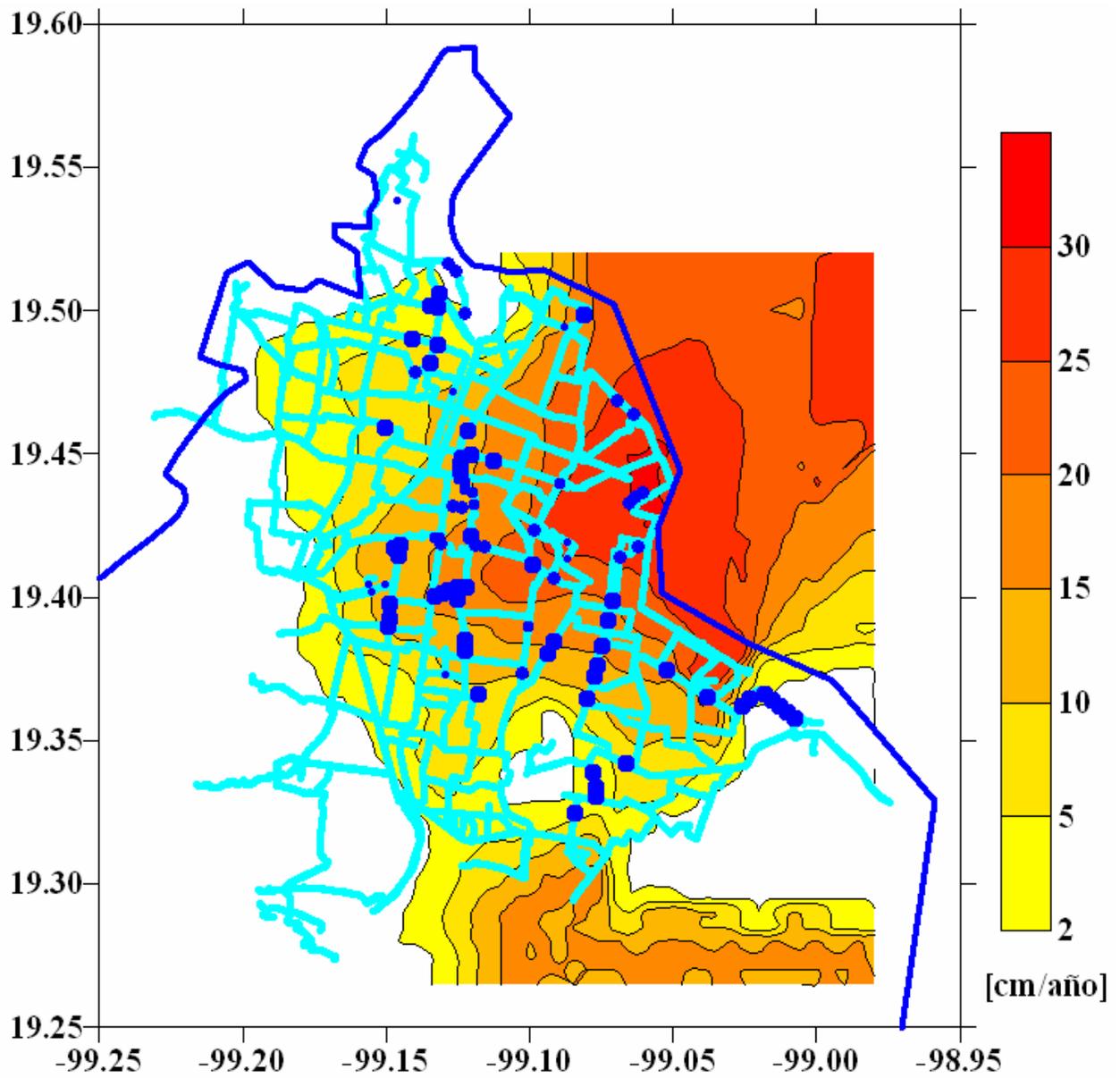


Figura 5-12. Mapa del hundimiento medio anual para el período 1983-1992, y zonas de daño luego del sismo de 1985.

5.6. Conclusiones

Este capítulo está dedicado al estudio de la relación entre el daño de la RPDAP y la propagación de ondas sísmicas; esto fue realizado proponiendo funciones de daño en términos del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$, descrito en el capítulo 4.

La más importante conclusión de este capítulo es que la relación entre la tasa de daño D_i y el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ es lineal, para el caso de la RPDAP; esto pudo comprobarse a través de las funciones de daño propuestas, en los siguientes casos: 1) La función de daño de la sección 5.4.2, la cual fue calculada para la red completa; 2) las funciones para cuatro diámetros de tuberías, presentadas en la sección 5.5.2; y, 3) las funciones de daño, presentadas en la sección 5.5.3, que incluyen el efecto del hundimiento relativo, para el caso de las tuberías de 48”.

En la sección 5.5 se analizó la posible influencia de tres parámetros no sísmicos en los daños causados por el sismo de 1985 en la RPDAP: la orientación (sección 5.5.1) y diámetro de las tuberías (sección 5.5.2), y el hundimiento típico de la zona de lago del Distrito Federal (sección 5.5.3). De la sección 5.5.1 se concluye que el ángulo de incidencia puede considerarse, para fines prácticos, como un parámetro irrelevante en la estimación de daño de la red; esto se debe a la complejidad geométrica de la red y a la imposibilidad de conocer la dirección del campo de ondas, en la zona de lago del Distrito Federal. De las funciones de daño sísmico, calculadas para cuatro diámetros de la red (sección 5.5.2), se puede concluir que no hay una relación clara entre el diámetro y el daño esperado. Finalmente, de la sección 5.5.3, se concluye que el hundimiento relativo es un factor muy importante para la estimación de daños en las tuberías de 48” de la red.

Es importante mencionar que el análisis presentado en este capítulo está fundamentado únicamente en datos correspondientes a la RPDAP y registros sísmicos del Distrito Federal; para el caso de otras redes de tuberías enterradas, es necesario realizar estudios adicionales, como el presentado en la sección 4.4.4., para determinar la factibilidad del uso del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ como indicador de daño sísmico.

6. ESTIMACIÓN DE DAÑO FUTURO Y SERVICIABILIDAD DE LA RED

6.1. Introducción

En la estimación de daño sísmico en redes de tuberías enterradas, particularmente en sistemas de distribución de agua, dos de las preguntas más frecuentes y más difíciles de responder son: 1) ¿Qué tanto será afectada la red ante la ocurrencia de un sismo futuro?; y, 2) ¿Cuál será la capacidad de entrega de agua luego de este evento? Las respuestas están lejos de ser un problema cotidiano de ingeniería; sin embargo, si se utilizan adecuadamente las herramientas desarrolladas en las disciplinas involucradas en el fenómeno (principalmente: la sismología y las ingenierías sísmica e hidráulica), es posible que se pueda tener una idea de la solución a estos interrogantes.

En este capítulo se busca abordar las preguntas planteadas; para esto, se emplean diversas herramientas presentadas en esta tesis y propuestas por otros autores. Para buscar una respuesta a la pregunta 1, en la sección 6.2 se presentan dos curvas de daño sísmico (una de ellas propuesta anteriormente); las cuales, estiman el número de reparaciones de la red ante la ocurrencia de un sismo futuro. Por otra parte, con respecto a la pregunta 2, en la sección 6.3 se presenta una reseña a varios trabajos enfocados en la estimación de la serviciabilidad de redes de agua potable luego de un sismo; finalmente, en la sección 6.4, se analiza el posible nivel de serviciabilidad de la RPDAP ante un sismo futuro.

6.2. Estimación de daño futuro

En esta sección, el daño futuro de la RPDAP se cuantifica como el número de reparaciones esperadas ante la ocurrencia de un sismo futuro, el cuál está definido por su magnitud y distancia focal. Esta estimación se realiza empleando las siguientes herramientas:

1. La distribución espacial de la red presentada en la fig 5-1.
2. Dos funciones de daño sísmico. Primero (sección 6.2.1), se emplea una función en términos de $V_{máx}$ (sección 5.4.1), propuesta por Pineda y Ordaz (2003); posteriormente (sección 6.2.2), se utiliza la función propuesta en términos del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ (sección 5.4.2).
3. El programa Z desarrollado por Ordaz *et. al.* (1996), y modificado por Pineda y Ordaz (2004b); el cual permitió elaborar mapas de los valores esperados máximos de aceleración $A_{máx}$ (Pineda, 2002) y velocidad $V_{máx}$ (Pineda y Ordaz, 2004b), para cada sitio del Distrito Federal, ante la

ocurrencia de sismos costeros postulados. Estos mapas permitieron el cálculo del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ en cada sitio de la red para la estimación de daño futuro de la sección 6.2.2.

6.2.1. Cálculo del daño futuro

El procedimiento de cálculo de las curvas de daño, mostradas en las secciones 6.2.2 y 6.2.3, es la siguiente:

1. Con el programa Z, se calcularon 75 escenarios sísmicos de los parámetros $V_{máx}$ y $V_{máx}^2 / A_{máx}$, para eventos sísmicos de magnitudes entre 6.6 y 8.4, y distancias focales entre 250 km y 400 km.
2. Para cada escenario sísmico, se calculó el valor del parámetro en cada punto medio de los segmentos de la red. Con el propósito de hacer un cálculo uniforme, la red, de 603.77 km, fue dividida en 13,851 segmentos rectos de 50 m o menores.
3. Con el valor del parámetro y la función de daño respectiva (en términos de $V_{máx}$ para la sección 6.2.2 y de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ para la sección 6.2.3), se calculó la tasa de daño D_i para cada segmento de tubería. Al sumar los productos $D_i - L$, para todos los segmentos de la red, se calculó el número esperado de reparaciones para cada escenario sísmico.

La información se organizó en una tabla para cada parámetro, de forma que se puede estimar el daño (número de reparaciones) para eventos sísmicos de una determinada magnitud y distancia focal.

6.2.2. Curvas de daño usando el parámetro $V_{máx}$ (Pineda y Ordaz, 2003)

Pineda y Ordaz (2003) propusieron el empleo de $V_{máx}$ para la estimación de daño futuro para la RPDAP. La función de daño usada (sección 5.4.1) fue empleada de acuerdo al procedimiento mencionado anteriormente. La tabla 6-1 muestra los resultados para los 75 escenarios sísmicos empleados en el análisis; éstos resultados pueden apreciarse gráficamente en la fig 6-1, en la cual, como era de esperarse, se observa que el número de reparaciones aumenta con la magnitud m y disminuye con el incremento de la distancia focal R . La línea roja muestra el límite de la combinación $m - R$ para la cual se esperarían, o no, reparaciones en la red.

Una importante desventaja de la función de daño empleada (sección 5.4.1) es que, para valores de $V_{máx}$ superiores a 95 cm/s, se supone que D_i varía linealmente, lo cual no está fundamentado. Esto puede provocar quizá una creciente subestimación del número esperado de reparaciones, a medida que aumenta

el nivel de intensidad sísmica. Este inconveniente puede ser superado, en la sección siguiente, con el empleo del parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$.

Tabla 6-1. Número esperado de reparaciones para sismos de magnitud m y distancia focal R [km] empleando la función de Pineda y Ordaz (2003)

MAGNITUD	DISTANCIA FOCAL				
	$R = 250$	$R = 300$	$R = 350$	$R = 400$	$R = 450$
6.6	1	0	0	0	0
6.7	4	1	0	0	0
6.8	10	3	1	0	0
6.9	18	7	2	1	0
7.0	27	15	7	2	1
7.1	38	24	13	7	3
7.2	47	35	23	14	7
7.3	54	42	33	23	14
7.4	59	50	40	33	23
7.5	66	57	47	39	32
7.6	76	63	54	45	38
7.8	102	89	70	60	51
8.0	141	115	98	87	68
8.2	208	165	134	113	99
8.4	289	240	198	163	136

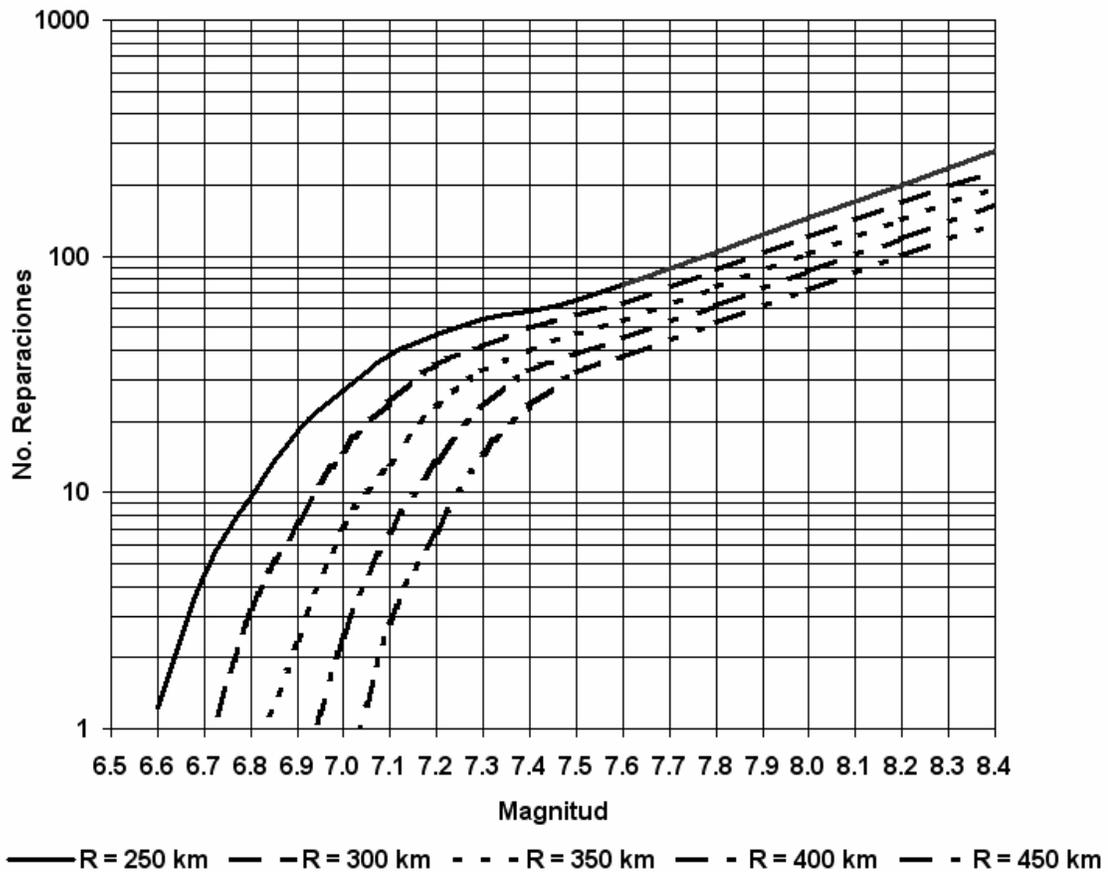


Figura 6-1. Curvas de daño usando $V_{m\acute{a}x}$ (Pineda y Ordaz, 2003)

6.2.3. Estimación de daño futuro empleando el parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$

En la sección 5.4.2 se presentó una función de daño para la RPDAP en términos del parámetro $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$; la cual, a través de una ecuación lineal describe la relación $D_i - V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ observada en la fig. 5-4 (para $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x} > 8.72$ cm). Para la estimación de daño que se presenta a continuación, se asume que para valores superiores de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$ dicha relación continúa siendo lineal. Aunque no hay bases suficientes para afirmar esto, esta suposición es más factible, que la asumida para la función empleada en la estimación de daños de la sección anterior (en términos de $V_{m\acute{a}x}$), ya que no se está modificando la ecuación (lineal).

La tabla 6-2 muestra el número esperado de reparaciones para los 75 escenarios sísmicos empleados en el análisis, estos resultados también pueden observarse en la fig 6-2. Al igual que en la fig 6-1, el número de reparaciones aumenta con m y disminuye con el incremento de R . También se puede

observar que el número esperado de reparaciones asociado a un sismo con las características del sismo de 1985 ($m = 8.1$ y $R = 300$ km) (cuadrado) es cercano al observado luego del evento (159 reparaciones).

En la fig. 6-3 se comparan los resultados de la estimación de daños usando los parámetros $V_{máx}$ (sección 6.2.2) y $V_{máx}^2 / A_{máx}$. En general, se puede apreciar que al usar $V_{máx}$ se está estimando un mayor número de reparaciones, en comparación al obtenido usando $V_{máx}^2 / A_{máx}$, para magnitudes superiores a 8.0, en los casos donde $R = 250, 300$ y 400 km; y 8.1, para $R = 400$ y 450 km. Para magnitudes superiores, el modelo propuesto en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ indica un número estimado de reparaciones mayor al obtenido usando $V_{máx}$. Esto puede deberse a que se asumió, en el modelo de Pineda y Ordaz (2003), que el daño varía linealmente para valores de $V_{máx}$ superiores a 95 cm/s.

De las líneas rojas mostradas en las tablas 6-1 y 6-2, se puede concluir que la RPDAP es quizá menos susceptible de ser afectada por sismos que lo predicho por los resultados del modelo de Pineda y Ordaz (2003). Esto ya que se observa una diferencia de magnitudes críticas de 0.2 entre los dos modelos, para todas las distancias focales, definiendo la magnitud crítica aquella en la cual se espera al menos una reparación.

Tabla 6-2. Número esperado de reparaciones para sismos de magnitud m y distancia focal R [km]

empleando la función propuesta en términos de $V_{m\acute{a}x}^2 / A_{m\acute{a}x}$

MAGNITUD	DISTANCIA FOCAL				
	$R = 250$	$R = 300$	$R = 350$	$R = 400$	$R = 450$
6.6	0	0	0	0	0
6.7	0	0	0	0	0
6.8	2	0	0	0	0
6.9	5	1	0	0	0
7.0	9	4	1	0	0
7.1	14	8	4	1	0
7.2	19	13	8	4	1
7.3	25	18	13	8	4
7.4	32	24	18	13	8
7.5	39	35	29	23	18
7.6	46	39	35	32	28
7.7	56	47	39	36	32
7.8	74	58	48	40	36
8.0	147	124	98	73	59
8.2	261	216	183	158	138
8.4	474	390	328	279	241

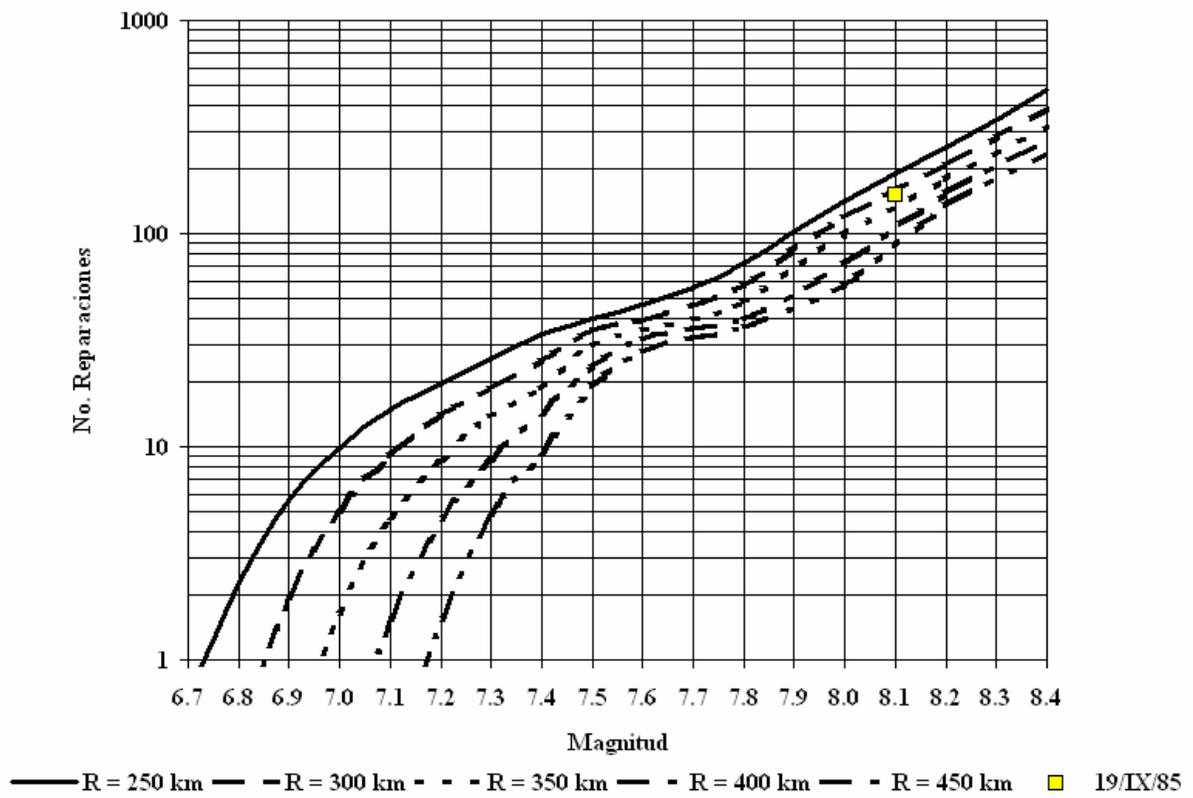


Figura 6-2. Curvas de daño usando el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$

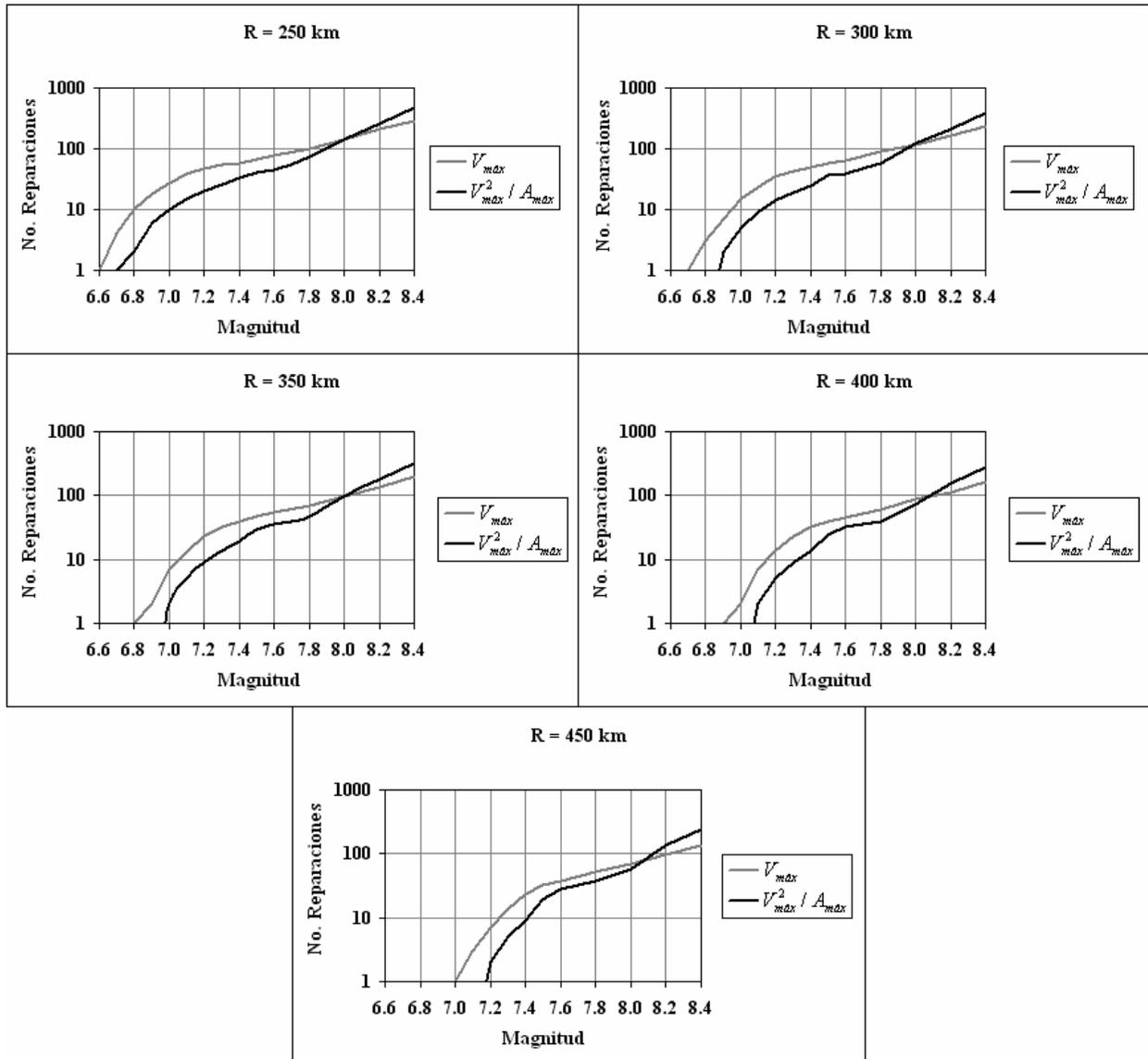


Figura 6-3. Comparación de resultados entre el modelo de Pineda y Ordaz (2003) y el propuesto (usando el parámetro)

6.3. Estudios recientes enfocados en la estimación de la serviciabilidad luego de un sismo

En esta sección se describen algunos trabajos que han contribuido al conocimiento del comportamiento hidráulico de un sistema de distribución de agua (capacidad de entrega del líquido), luego de la ocurrencia de un sismo. La metodología empleada en cada estudio no se describe detalladamente ya que está fuera del alcance de esta tesis.

Un sistema de distribución de agua debe estar diseñado de forma que ante la ocurrencia de un sismo continúe llevando el líquido a su destino final. El caso óptimo se presentaría si no hay disminución en la cantidad de agua entregada luego del evento sísmico; sin embargo, en la realidad esto es muy difícil de cumplir. Por lo tanto, se han llevado a cabo estudios para determinar qué criterios de diseño se deben seguir para reducir el impacto sísmico en la red en estudio y, por otra parte, cuantificar el posible efecto de los sismos en la capacidad de entrega del líquido vital.

Una estrategia para minimizar el impacto de los sismos en la entrega de agua es el cuidadoso diseño sísmico de las tuberías claves de la red; éstas son las que más capacidad de transporte de agua tienen. De esta forma, en caso de la ocurrencia de un sismo, se esperaría que no fallaran este grupo de tuberías y, por tanto, no se afectara significativamente la prestación del servicio (Chen y Li, 2004).

Uno de los primeros trabajos enfocados en la estimación de la serviciabilidad es el de Isoyama y Katayama (1982), quienes relacionaron la capacidad de entrega de agua o serviciabilidad (medida como porcentaje) con la tasa de daño (número de roturas por kilómetro de tubería). Los autores calcularon dos curvas para la relación índice de serviciabilidad – tasa de daño: una superior, que implica la menor pérdida en la capacidad de entrega de agua; y una inferior, que corresponde al peor escenario que podría presentarse (fig. 6-4).

Posteriormente, Markov *et al.* (1994) evaluaron el comportamiento del sistema auxiliar de distribución de agua de San Francisco (AWSS) (fig. 6-4). Por otra parte, G&E (1994) hicieron un estudio similar para el sistema de distribución de agua EBMUD (East Bay Municipal Utility District) (fig. 6-4). Basados en los resultados de G&E, el instituto NIBS de los Estados Unidos propuso un algoritmo de daño (NIBS, 1996), en el cual el índice de serviciabilidad del sistema es una función lognormal de la tasa de daño promedio (fig 6-4). Esta función es empleada para hacer la estimación de la serviciabilidad de la RPDAP en la sección 6-4.

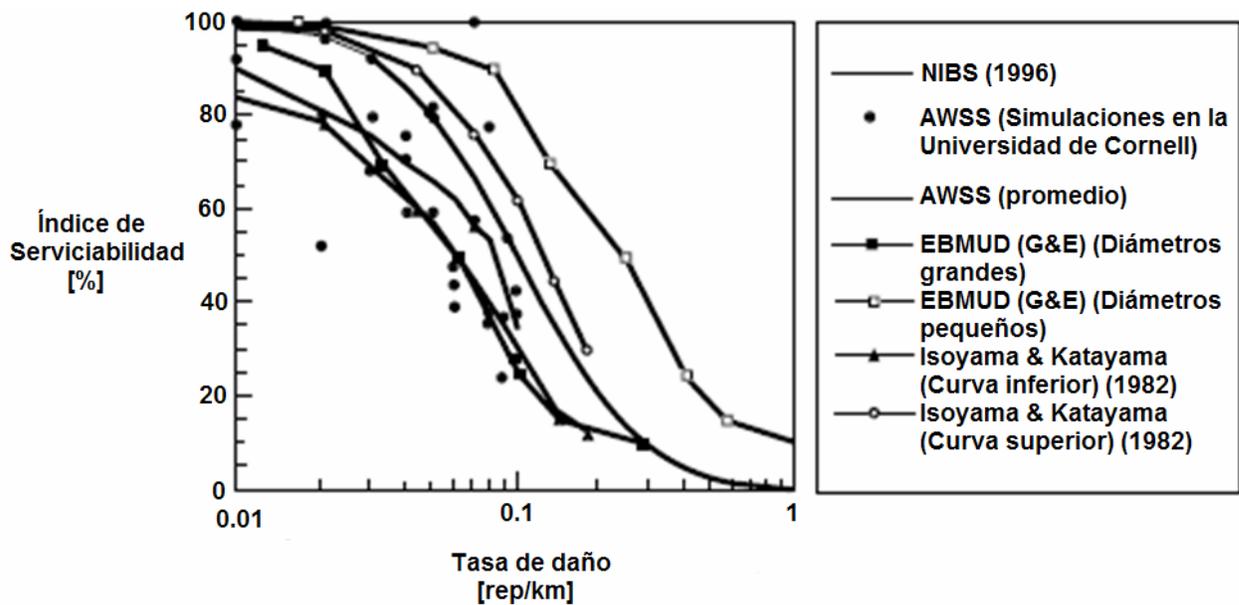


Figura 6-4. Curvas de fragilidad para evaluación sísmica de sistemas de distribución de agua (O’rourke y Liu, 1996)

El reciente trabajo de Shi *et al.* (2006) presenta los resultados de una serie de simulaciones del sistema de distribución de agua de Los Ángeles (Los Angeles Department of Water and Power LADWP), allí se consideran los efectos de la presión negativa causada por la fractura de los tubos y se diferencia entre fuga y rotura completa de las tuberías. En total se presentan cinco escenarios de fugas y se emplean curvas de fragilidad para relacionar la serviabilidad con la tasa de daño.

Shinozuka *et al.* (1997) realizaron estudios para determinar las pérdidas ocasionadas por sismos en el sistema de energía, gas y agua de Memphis (Memphis Light, Gas and Water Division MLGW). Para ello fueron modelados diversos escenarios sísmicos y con ayuda de un sistema de información geográfica se logró cuantificar las pérdidas que podría ocasionar un sismo de magnitud igual a 7.5 proveniente del sistema de fallas sísmicas de New Madrid. La metodología empleada consiste en simulaciones de Monte Carlo para diversas condiciones de falla del sistema. Los resultados de este estudio permitieron identificar las zonas más vulnerables de la MLGW, considerando los tres sistemas incluidos en el análisis (agua, luz y gas).

6.4. Serviciabilidad de la red en estudio

Durante el sismo de 1985 la RPDAP fue severamente afectada, dejando entre 3 y 3.5 millones de personas sin agua; adicionalmente, como consecuencia del daño, el sistema fue reestablecido en su totalidad en casi dos meses (Ayala y O'Rourke, 1989). Estas cifras alarmantes han motivado el presente estudio, que busca estimar qué tanto puede ser afectado el servicio de distribución de agua luego de la ocurrencia de un sismo de determinadas características (magnitud y distancia focal).

En esta tesis, el nivel de servicio de entrega de agua se define a través del índice de serviciabilidad S_i ; el cual, mide la capacidad del sistema de distribución de agua de seguir operando luego de la ocurrencia de un sismo. Cuando el sistema continúa operando normalmente S_i es 100%; por otra parte, si el sistema está completamente fuera de servicio S_i es 0%.

Una estimación rigurosa de S_i involucra la simulación hidráulica de la red de tuberías; de forma que se estime la cantidad de agua que se está entregando al usuario final, ante la presencia de fugas causadas por un sismo. Debido a que ese análisis está fuera del alcance de esta tesis, se recurrió a una forma diferente de estimar S_i , con el empleo de una curva de fragilidad propuesta por el instituto NIBS de los Estados Unidos (NIBS, 1996) (sección 6.4.1). La estimación de S_i , para los escenarios sísmicos usados en la sección 6.2, se presenta en la sección 6.4.2.

6.4.1. Función de serviciabilidad de sistemas de distribución de agua (NIBS, 1996)

El instituto NIBS propuso una función de serviciabilidad estándar para sistemas de distribución de agua, la cual relaciona S_i [%] con la tasa de daño D_i [rep/km] (fig 6-5). Esta función se caracteriza por asignar una capacidad de entrega de agua de 100% ($S_i = 100\%$) ante una tasa esperada de daño de 0.01 reparaciones por kilómetro de tubería ($D_i = 0.01$ rep/km); por otra parte, si D_i es igual a 1 rep/km, el sistema se considera completamente fuera de servicio.

Aunque no se dispone de una función de serviciabilidad para la RPDAP, en esta tesis se propuso utilizar la función propuesta por NIBS, de forma que se pudiera analizar los posibles índices de serviciabilidad de la red en estudio. Esto es presentado en la siguiente sección.

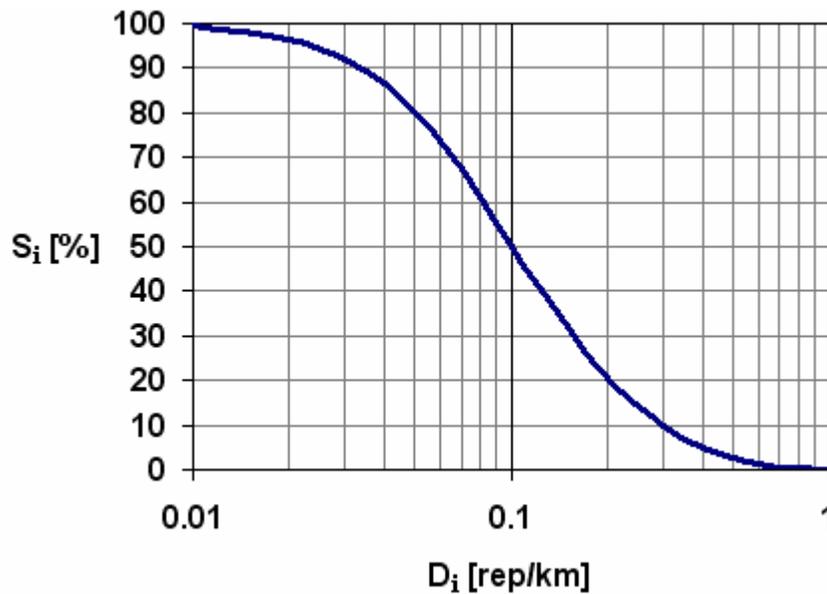


Figura 6-5. Función de serviciabilidad estándar propuesta por NIBS (1996)

6.4.2. Estimación del índice de serviciabilidad de la red en estudio

En esta sección se emplea la función de serviciabilidad mostrada en la fig. 6-5, bajo la suposición de que ésta representa el comportamiento hidráulico de la RPDAP, ante la presencia de fugas producidas por la ocurrencia de un sismo de tipo costero.

El procedimiento seguido para estimar los posibles índices de serviciabilidad de la RPDAP es el siguiente:

1. Con el programa Z, descrito en la sección 6.2, se calcularon 75 escenarios sísmicos del $V_{máx}^2 / A_{máx}$, para eventos sísmicos de magnitudes entre 6.6 y 8.4, y distancias focales entre 250 km y 400 km. Estos corresponden a los mismos escenarios usados para la estimación de daño futuro de las secciones 6.2.2 y 6.2.3.
2. Para cada escenario sísmico se calculó el valor de $V_{máx}^2 / A_{máx}$, en cada punto medio de los 13,851 segmentos de la red.
3. Con el valor de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ y la función de daño en términos de $V_{máx}^2 / A_{máx}$ (sección 6.2.3), se calculó la tasa de daño D_i para cada segmento de tubería.

4. Se calculó el valor de S_i para cada segmento, usando la función de serviciabilidad mostrada en la fig. 6-5.
5. Se calculó el valor medio de S_i para toda la red al dividir la suma de los productos $S_i - L$ (para todos los segmentos de la red) en la longitud total de la red. Esto se realizó para cada escenario sísmico.

En la tabla 6-3 se presentan los resultados del cálculo de S_i para los sismos postulados. Allí se observa que es posible que la red no sufra disminución en su capacidad de entrega de agua para los sismos referenciados sobre la línea roja. Además, se concluye que la magnitud, en la cual la red podría reducir su capacidad de entrega, es mayor en 0.1 a la magnitud crítica mencionada en la sección 6.2.3, para todos los valores de R .

Tabla 6-3. Índices medios de serviciabilidad esperados para la RPDAP [%]

MAGNITUD	DISTANCIA FOCAL [km]				
	$R = 250$	$R = 300$	$R = 350$	$R = 400$	$R = 450$
6.6	100	100	100	100	100
6.7	99.5	100	100	100	100
6.8	98.2	99.6	100	100	100
6.9	95.6	98.5	99.7	100	100
7.0	92.2	96.1	98.7	99.7	100
7.1	88.2	92.9	96.3	98.8	99.8
7.2	84.3	88.8	93.2	96.4	98.8
7.3	79.6	85.1	88.9	93.2	96.2
7.4	73.4	79.9	85.1	88.7	92.6
7.5	68.5	71.8	76	81.1	84.9
7.6	63.2	68.7	71.7	74.5	77.6
7.7	57	63.1	68.6	71.4	74.2
7.8	47.2	56	62.4	68.2	71.1
8.0	25.4	27.8	34.3	49.6	57.2
8.2	21.1	23.1	25	26.3	27.8
8.4	16.1	18.9	20.7	22.7	24.3

En la fig. 6-6 se presentan gráficamente los resultados de la tabla 6-3; allí se destaca que la serviciabilidad decrece si la magnitud se incrementa y la distancia focal disminuye. También puede apreciarse que la magnitud tiene una mayor influencia en la variación de S_i , que la distancia focal, para los valores de m y R considerados en el análisis. La máxima variación en los valores de S_i causada por la distancia focal se presenta una magnitud de 8.0, ya que S_i varía de 25.4% ($R = 250$ km) a 57.2% ($R = 450$ km), correspondiente a un incremento del 55.6%, el cual se hace menor para otros valores de magnitud. La mayor disminución en S_i causada por un incremento de magnitud (mayor pendiente) se presenta en los siguientes casos: para distancias focales de 250, 300 y 350 km se presenta una disminución de S_i en 46.1%, 50.5% y 45.1%, respectivamente, entre las magnitudes 7.8 y 8.0; para distancias focales de 400 y 450 km la disminución es de 46.9 y 51.3%, respectivamente, entre las magnitudes 8.0 y 8.2. Lo anterior permite concluir que los sismos más perjudiciales para la red son: los que tienen epicentro cercano (entre 250 y 350 km) y magnitudes entre 7.8 y 8.0; y, los que tienen epicentro lejano y magnitudes entre 8.0 y 8.2.

También en la fig. 6-6, se ubican tres valores de S_i , asociados a sismos que fueron registrados en el Distrito Federal (tabla 6-4). Se puede observar que para los sismos de Michoacán del 9 de agosto de 2000 (cuadrado) y de Colima del 21 de enero de 2003 (círculo), la red no fue afectada en su funcionamiento; por lo tanto, el valor de S_i es de 100%. Por otra parte, para el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, se estima que el índice de serviciabilidad S_i fue de 60% (triángulo), ya que aproximadamente el 40% de la población sufrió por la escasez de agua luego del evento (3.5 de los 8.5 millones de habitantes). Este valor difiere en un 35% del valor de S_i estimado para un evento con las características del sismo de 1985 ($m = 8.1$ y $R \approx 300$ km), el cual es 25% (rombo).

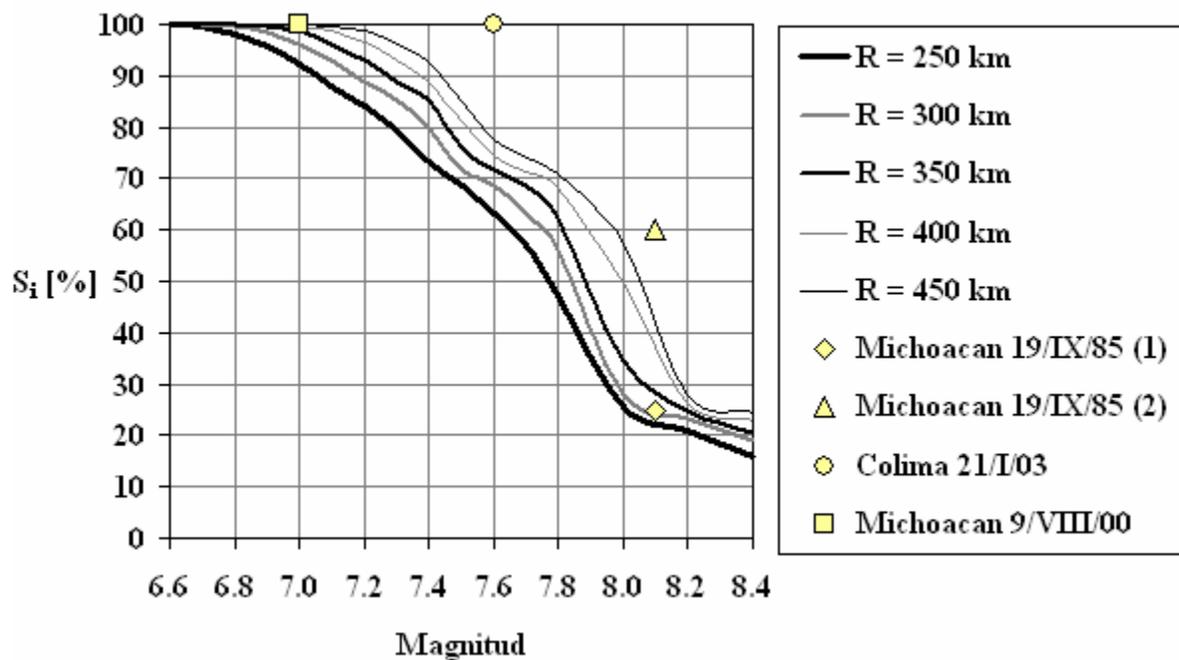


Figura 6-6. Índice medio de serviciabilidad empleando la función de serviciabilidad de NIBS y tres valores de S_i asociados a sismos pasados

Tabla 6-4. Índices de serviciabilidad asociados a sismos pasados

EVENTO	FECHA	MAGNITUD	S_i [%]
Michoacán	9/VIII/00	7.0	100
Colima	21/I/03	7.6	100
Michoacán (2)	19/IX/85	8.1	60

6.5. Conclusiones

En este capítulo se han abordado dos temas muy importantes para el análisis de los posibles efectos de sismos futuros en la RPDAP: el primero (sección 6.2), corresponde a la estimación de daño futuro de la red ante la ocurrencia de sismos; el segundo (sección 6.4), analiza el posible índice de serviciabilidad de la red luego de la ocurrencia de un evento sísmico.

De la estimación de daños de la sección 6.2, se puede concluir que ambos parámetros sísmicos empleados, $V_{máx}$ y $V_{máx}^2 / A_{máx}$, proporcionan resultados con similar tendencia: a mayor magnitud y menor distancia focal mayor es el número esperado de reparaciones. Sin embargo, debido a que $V_{máx}^2 / A_{máx}$ está

mejor relacionado con los daños (capítulo 4), la estimación hecha con este parámetro puede ser más confiable, que la obtenida con el empleo de $V_{m\acute{a}x}$.

Por otra parte, de la sección 6.4, se puede concluir que es necesario desarrollar nuevas herramientas que permitan estimar el índice de serviciabilidad S_i de la RPDAP ante sismos futuros. Ya que, de acuerdo con los resultados, la función de serviciabilidad empleada en las estimaciones (NIBS, 1996), al parecer, subestima el comportamiento hidráulico de la red, lo que la hace inadecuada para estudios futuros. Por otra parte, al comparar el valor real de S_i , luego de la ocurrencia de 3 sismos que afectaron la red, con los valores predichos por el modelo presentado, se aprecia que la red conservó el nivel de entrega de agua por encima del esperado según aquellas estimaciones. Como futura línea de investigación se sugiere el empleo de métodos, como los descritos en la sección 6.3, para el análisis de la serviciabilidad de la RPDAP luego de la ocurrencia de un sismo.

Finalmente, aunque los resultados expuestos tienen limitantes y están asociados a niveles de incertidumbre complicados de estimar, éstos constituyen un importante avance para el desarrollo de planes de contingencia ante la ocurrencia de un sismo futuro, con el fin de prevenir los efectos devastadores de sismos como el de 1985.

CONCLUSIONES

La principal conclusión de esta tesis es que el parámetro $V_{máx}^2 / A_{máx}$ puede ser empleado como indicador de daño en tuberías enterradas; así fue demostrado para el caso de la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal. Para el empleo de este parámetro en la estimación de daño sísmico de otros sistemas de tuberías enterradas, es necesario realizar un estudio del factor de relación de respuestas máximas λ_{pr} ($\lambda_{pr} = A_{máx} \cdot D_{máx} / V_{máx}^2$), definido en términos del desplazamiento, velocidad y aceleración, máximas del terreno ($D_{máx}$, $V_{máx}$ y $A_{máx}$, respectivamente); el cual es dependiente del periodo de sitio.

En la sección final de cada capítulo se presentan las conclusiones correspondientes a los temas tratados en cada uno de ellos; sin embargo, al analizar el aporte de esta tesis, desde un punto de vista general, se puede concluir que las herramientas de predicción aquí expuestas permiten fundamentar el desarrollo de planes de contingencia tendientes a reducir el impacto sísmico de la RPDAP. Estas herramientas consisten básicamente en: la función de daño sísmico (FDS) para toda la red en estudio (sección 5.4.2); las FDS calculadas para los cuatro diámetros más importantes de la red (sección 5.5.2); las FDS para tuberías de 48" que incluyen el efecto del hundimiento relativo en los daños (sección 5.5.3); la estimación de daño futuro de la red (sección 6.2.3); y, el análisis de la posible influencia de los sismos en la capacidad de entrega de agua (sección 6.3.2).

Se espera que esta tesis sea empleada para la prevención de daños en la RPDAP, con el fin de evitar tragedias como la ocasionada por el sismo de 1985.

REFERENCIAS

- Akinoshi T. y Fuchida K. (1984), "Seismic interaction of soil-pipeline system through the frictional interface", Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 199-205.
- A.L.A. (2001), "Seismic fragility formulations for water systems", American Lifelines Alliance, www.americanlifelinesalliance.org.
- Ariman T. y Muleski G.E. (1981), "A review of the response of buried pipelines under seismic excitations", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 9, pp. 133-151.
- A.S.C.E. (1984), "Guidelines for the seismic design of oil and gas pipelines systems", Committee on gas and liquid fuel lifelines. American Society of Civil Engineers. New York.
- Ayala G. y O'Rourke M.J. (1989), "Effects of the 1985 Michoacan earthquake on water systems and other buried lifelines in México". Technical Report NCEER-89-0009, State University of New York, Buffalo.
- Boore D.M. y Joyner W.B. (1984), "A note on the use of random vibration theory to predict peak amplitudes of transient signals", B.S.S.A. Vol. 74, pp. 2035-2039.
- Brancaleoni F., Ciampi V. y Samuelli A. (1984), "The seismic behavior of jointed prestressed concrete pipelines", Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 287-294.
- Cartwright D.E. y Longuet-Higgins M.S. (1956) "The statistical distribution of the maxima of a random function", Proceedings of the Royal Society, pp. 237, 212-232. Lóndres.
- Chen C., Ariman T. y Lee L. (1980), "Buckling analysis of buried pipelines under seismic loads", Proceedings of the VII World Conference on Earthquake Engineering. Vol. VIII, pp. 249-256.
- Chen L., Li J. y Ye Z. (2004), "Seismic reliability analysis and optimization of water supply network", Proceedings of the XIII World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. No. 760.
- Datta S., Chakraborty T. y Shah A. (1984), "Dynamic response of pipelines to moving loads", Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 295-302.
- Datta T.K. y Mashaly E.A. (1986), "Pipeline response to random ground motion by discrete model", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 14, pp. 559-572.
- Datta S.K., Shah A.H. y El-Akily N. (1981), "Dynamic behavior of buried pipeline in seismic environment", ASME Journal of Applied Mechanics. Vol. 49, pp. 141-148.
- Donell L.H. (1938), "A discussion of thin shell theory", Proceedings of the V International Congress of Applied Mechanics, Cambridge.
- Dwivedi J., Singh V. y Upadhyav P. (1993), "Non-axisymmetric dynamic response of imperfectly bonded buried fluid-filled orthotropic cylindrical shells due to incident shear wave", Journal of Sound and Vibration. Vol. 167, No. 2, pp. 277-287.
- Eguchi R.T., Legg M.R., Taylor C.E., Philipson L.L. y Wiggins J.H. (1983), "Earthquake Performance of Water and Natural Gas Supply System", J. H. Wiggins Company, NSF Grant PFR-8005083, Report 83-1396-5. Dallas.
- El-Akily N. y Datta S. (1980), "Response of a buried pipe to seismic waves", Proceedings of the VII World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Turquía. Vol. VIII, pp. 217-223.

- El Hmadi K. y O'Rourke M.J. (1990), "Seismic damage to segmented buried pipelines", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 19, No. 4, pp. 529-539.
- Flügge W. (1969), "Stresses in shells", Springer, Berlin.
- G&E (1994). "NIBS Earthquake loss estimation methods: Technical manual (water systems)". G&E Engineering Systems, Oakland, California
- Hall W. y Newmark N. (1977), "Seismic design criteria for pipelines and facilities", *ASCE Journal of Structural Engineering*. Vol. 103, pp. 18-34.
- He Y. y Liang J. (1992), "3D Response of buried pipeline systems under earthquake wave propagation", *Proceedings of the X World Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, pp. 5437-5441.
- Hindy A. y Novak M. (1979), "Earthquake response of underground pipelines", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, No. 5, pp. 451-476.
- Hindy A. y Novak M. (1980), "Pipeline response to random ground motion", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 106, pp. 339-360.
- Hsu T., Chen Y. y Wu C. (2000), "Soil friction restraint of oblique pipelines in loose sand", *Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda. No. 662.
- Hwang H., Lin H. y Shinozuka M. (1998), "Seismic performance assessment of water delivery systems", *Journal of Infrastructure Systems*, Vol. 4, No. 3, pp. 118-125.
- Isoyama R. y Katayama T. (1982), "Reliability evaluation of water supply systems during earthquakes." Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo. Vol. 30, No. 1.
- Iwamoto T., Wakai N. y Yamaji T. (1984), "Observation of dynamic behavior of buried ductile-iron pipelines during earthquakes", *Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 231-238.
- Katayama T., Kubo K. y Sato N. (1975), "Earthquake damage to water and gas distribution systems", *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Ann Arbor, Michigan. pp. 396-405.
- Kobayashi M. y Ando H. (1996), "Dependence of longitudinal subgrade reaction on displacement velocity and cycles", *Proceedings of the XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico. No. 1470.
- Kubo K., Katayama T. y Ohasi M. (1979), "Lifeline earthquake engineering in Japan", *ASCE Journal of the Technology Council*. Vol. 105, pp. 221-238.
- Lee V.W. y Trifunac M.D. (1979), "Response of tunnels to incident SH-waves", *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 105, pp. 643-658.
- Li X. y Zhou J. (2000), "Using non-linear soil model to analyze seismic response of underground pipelines", *Proceedings of the XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nueva Zelanda. No. 893.
- Liolios A. y Pitilakis K. (1984), "Unilateral soil-pipeline interaction analysis under seismic excitation", *Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 303-308.
- Luco J.E. y Barnes F.C.P. (1994), "Seismic response of cylindrical shell embedded in layered viscoelastic half space", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 23, pp. 553-580.

- Markov I., Grigoriu M. y O'Rourke T. (1994), "An evaluation of seismic serviceability of water supply networks with application to San Francisco Auxiliary Water Supply System". Reporte Técnico NCEER-94-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Masso A.G. y Atalla I. (1984), "Finite element versus simplified method in the seismic analysis of underground structures", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 12, pp. 347-367.
- Mavridis G. y Ptilakis K. (1996), "Axial and transverse seismic analysis of buried pipelines", *Proceedings of the XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico. No. 1605.
- Mindlin, R. (1964), "Displacement and stresses due to nuclei of strain in the elastic half space", Report of the Department of Civil Engineer and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, NY.
- Muleski G.E., Ariman T. y Aumen C.P. (1979), "A shell model for buried pipes in earthquakes", *Journal of Soil Dynamics Earthquake Engineering*. Vol. 4, pp. 43-51.
- N.I.B.S. (1996), Development of a standardized earthquake loss estimation methodology, Risk Management Solutions. Vol. II. National Institute of Building Sciences,
- Nelson I. y Baron M.L. (1981), "Earthquakes and underground pipelines – An overview", Grant Report No. 17, Grant No. PFR 78-15049. Weidlinger Associates, New York, New York.
- Nelson I. y Weidlinger P. (1979), "Dynamic seismic analysis of long segmented lifelines", *Journal of Pressure Vessel Technology*. Vol. 101, pp. 10-20.
- Newmark N. (1967), "Problems in wave propagation in soil and rocks", *Proceedings of International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Albuquerque, pp 7-26.
- Newmark N. y Rosenblueth E. (1971), "Fundamentals of earthquake engineering", Prentice-Hall, Englewood Cliffs.
- Novak M. y Hindy A. (1980), "Seismic analysis of underground tubular structures", *Proceedings of the VII World Conference on Earthquake Engineering*, Estambul, Turquía. Vol. VIII, pp. 287-294.
- Novak M., Nogami T., y Aboul-Ella F. (1978), "Dynamic soil reactions for plane strain case", *Journal of Engineering Mechanics Division*, pp. 953-959.
- Ogawa Y. y Koike T. (2001), "Structural design of buried pipelines for severe earthquakes", *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 21, pp. 219-209.
- Oppenheim A. y Schafer R. (1975), *Digital signal processing*, Prentice-Hall.
- Ordaz M., Perez-Rocha L.E., Reinoso E., Montoya C., y Arboleda, J. (1996), Programa Z, Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F.
- O'Leary P.M. y Datta S.K. (1985), "Dynamics of buried pipelines", *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 4, pp. 151-159.
- O'Rourke M. y Ayala G. (1993), "Pipeline Damage to Wave Propagation", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol. 119, No. 9.
- O'Rourke M. y Bouabid J. (1996), "Analytical Damage Estimates for Concrete Pipelines", *Proceedings of the XI World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, No. 346.
- O'Rourke M. y Castro G. (1980), "Effect of seismic wave propagation on buried pipelines", *Proceedings of the VII World Conference on Earthquake Engineering*, Estambul, Turquía. Vol. VIII, pp. 311-314.
- O'Rourke M. y Deyoe E. (2004), "Seismic Damage to Segmented Buried Pipe", *Earthquake Spectra*. Vol. 20, pp. 1167-1183.

- O'Rourke M. y Liu X. (1999), "Response of buried pipelines subject to earthquake effects" MCCER Monograph No. 3. State University of New York, Búfalo, pp. 249.
- O'Rourke T., Grigoriu, M. y Khater, M. (1985), "Seismic Response of Buried Pipelines", Journal of Pressure Vessel and Piping Technology 1985 A Decade of Progress, ASME. pp.281-323.
- Parmelee R.A. y Ludtke C.A. (1975), "Seismic soil-structure interaction of buried pipelines", Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan. EERI
- Parnes R. y Weidlinger P. (1979), "Dynamic response of an embedded pipe subjected to periodically spaced longitudinal forces", Grant Report No. 13, Weidlinger Associates, New York, New York.
- Pineda O. (2002), "Estimación de daño sísmico en la red primaria de distribución de agua potable del Distrito Federal", Tesis de Maestría en Ingeniería, División de Posgrado en Ingeniería, UNAM. México.
- Pineda O. y Ordaz M. (2003), "Seismic vulnerability function for high-diameter buried pipelines: Mexico City's primary water system case", ASCE International Conference on Pipeline Engineering, Baltimore, USA.
- Pineda O. y Ordaz M. (2004a), "Influence of ground subsidence in the damage to Mexico city's primary water system due to the 1985 earthquake", Proceedings of the XIII World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá.
- Pineda O. y Ordaz M. (2004b), "Mapas de velocidad máxima del suelo para la Ciudad de México", Revista de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. No. 71, pp. 37-62.
- Shah H. y Chu S. (1974), "Seismic analysis of underground structural elements", ASCE Journal of The Power División. Vol. 100, pp. 53-62.
- Shi P., O'Rourke T.D. y Wang Y. (2006), "Simulation of earthquake water supply performance", Proceedings of the VIII U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA. No. 1295.
- Shinozuka M., Chang S., Eguchi R., Abrams D., Hwang H. y Rose A. (1997), "Advances in earthquake loss estimation and application to Memphis, Tennessee", Earthquake Spectra, Vol. 13 No. 4, pp. 739-758.
- Shinozuka M. y Koike T. (1979), "Estimation of structural strains in underground lifeline pipes", ASME Lifeline Earthquake Engineering – Buried Pipelines, Seismic Risk and Instrumentation, PVP-34, pp. 31-8.
- Singh S.K., Santoyo M., Bodin P. y Gomberg J. (1997). Dynamic deformations of shallow sediments in the Valley of Mexico -Part II: single-station estimates-, B.S.S.A. No. 87, pp. 540-550.
- Singhal A.C. (1984), "Nonlinear behavior of pipeline joints", Proceedings of the VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California. Vol. VII, pp. 207-214.
- Singhal A.C. y Zuroff M.S. (1990), "Analysis of underground and underwater space frame with stiff joints", Journal of Computational Structures. Vol. 35, pp. 227-237.
- Smilowitz R. y Weidlinger P. (1980), "Dynamic response characteristics of buried pipelines", Proceedings of the IV International Conference on Pressure Vessel Technology, Londres.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, SMIS (2000), "Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes", México, Vol. 2.
- Stuart R., Shipley L., Ghose A. y Hiremath M. (1996), "Seismic and thermal analysis of buried piping", Proceedings of the XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México. No. 1457.
- Takada S. (1977), "Earthquake resistance design of underground pipelines", Proceedings of the VI World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, pp. 3376-3381.

- Takada S. y Higashi S. (1992), "Seismic response analysis for jointed buried pipeline by using shell fem model", Proceedings of the X World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, pp. 5487.
- Vassilev V. y Flores-Berrones R. (1996), "Seismic analysis of segmented buried pipelines", Proceedings of the XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico. No. 1586.
- Wang L.R.L. (1980), "Seismic vulnerability, behavior and design of buried pipelines", Proceedings of the VII World Conference on Earthquake Engineering. Vol. VIII, pp. 295-302.
- Wang L.R. y O'Rourke M. (1978), "Overview of buried pipelines under seismic loading", ASCE Journal of the Technical Councils. Vol. 104, No. TC1, pp. 121-130.
- Wang L.R.L., O'Rourke M. y Pikul R. (1979), "Seismic response behavior of buried pipelines", ASME Journal of Pressure Vessel Technology. Vol. 101, pp. 21-30.
- Wang L.R.L., Pikul R. y O'Rourke M. (1982), "Imposed ground strain and buried pipelines", ASCE Journal of the Technology Council. Vol. 108, pp. 259-263.
- Wong K.C., Shah A.H. y Datta S.K. (1985), "Dynamic stresses and displacements in a buried tunnel", ASCE Journal of Engineering Mechanics. Vol. 111, pp. 218-234.
- Wong K.C., Shah A.H. y Datta S.K. (1986), "Three dimensional motion of buried pipeline", ASCE Journal of Engineering Mechanics. Vol. 112, pp. 1319-1348.
- Wong F.S. y Weidlinger P. (1983), "Design of underground protective structures", ASCE Journal of Structural Engineering. Vol. 109, pp. 1972-1979.
- Wright J. y Takada S. (1980), "Earthquake response characteristics of jointed and continuous buried lifelines", Proceedings of the VII World Conference on Earthquake Engineering. Vol. VIII, pp. 281-286.
- Yuan H.R. y Walker R.E. (1970), "The investigation of simple soil-structure interaction model in: dynamic waves in civil engineering", Wiley, New York, pp. 241-266.