

01121
123



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

"VARIACIÓN DE LAS AMPLIFICACIONES DINÁMICAS
DEL CORTANTE Y DE LA EXCENTRICIDAD DE
EDIFICIOS, CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA"

T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

APOLINAR SÁNCHEZ JUÁREZ



ASESOR DE TESIS:
DRA. MARTHA MARIA SUÁREZ LÓPEZ

MÉXICO, D.F.

2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Ac... la Dirección General de Bibliotecas
UNAM a difundir en formato electrónico e impresa
contenido de mi trabajo recepcional

NOMBRE: Apolinar Sánchez Juárez

FECHA: 27 de abril 2003

FIRMA: [Firma manuscrita]

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/173/01

Señor
APOLINAR SÁNCHEZ JUÁREZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora **M.I. MARTHA M. SUÁREZ LÓPEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"VARIACIÓN DE LAS AMPLIFICACIONES DINÁMICAS DEL CORTANTE Y DE LA EXCENTRICIDAD DE EDIFICIOS, CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA"

- I. INTRODUCCION
- II. PROPAGACIÓN DE ONDAS Y VARIACIÓN DE SU RESPUESTA DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO
- III. ESPECTROS DE FOURIER Y DE RESPUESTA
- IV. FUNCIONES DE IMPEDANCIA Y MOVIMIENTOS EFECTIVOS
- V. MODELO DE UN OSCILADOR SIMPLE CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
- VI. ANÁLISIS PARAMÉTRICO
- CONCLUSIONES
- REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA TE LLAMARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 27 de octubre de 2001.
EL DIRECTOR

[Firma manuscrita]
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mjg

La grandeza del hombre,
Se mide
Por la capacidad
De hacer realidad
Sus sueños...

Adaptado por A. S. J.

AGRADEZCO...

A TI MI DIO S,

Por permitirme gozar de salud y armonía para cumplir esta meta.

A TI PAPÁ APOLINAR,

Por darme tu apoyo incondicional para seguir superándome día con día, por la confianza depositada en mí y que nunca defraudaré, por el respeto a mis propias decisiones y por los consejos que me has dado siempre, que te han convertido en un ejemplo para mí.

A TI MAMÁ MARIA DEL LOURDES,

Por darme esas lágrimas y bendiciones que han sido parte de la fuerza que me ha empujado siempre, por tus preocupaciones de madre, por tu amor y apoyo incondicional.

A USTEDES HERMANOS MARIBEL, ALFREDO Y MARIA DEL REFUNO,

Por ser miembros de una familia que siempre se ha esforzado por llegar a ser personas de bien, comprometidas con la sociedad y por estar siempre conmigo a pesar de las adversidades.

A TI SOBRINO J. URIEL,

Porque tu llegada trajo la felicidad y motivación a la familia Sánchez Juárez llenando el gran vacío que un ángel dejó.

A TI ABUELO LEONARDO,

Por la fortaleza que causa ver tus ojos y el ánimo contagioso que siempre tienes para vivir.

A LAS FAMILIAS VÁZQUEZ RUBI, DÍAZ CRUZ Y DÍAS QUINSBERG,

Por el apoyo y sencillez con mi familia, por la atención y cuidado que me ofrecieron cuando más lo necesité.

A MIS AMIGOS,

David y J. Alfredo "Los Jiménez", por compartir conmigo su amistad y su perseverancia. Lulú Mejía, por estar siempre cuando más te necesito. Israel A. Sánchez por ser una persona cabal y convincente con sus ideales. César Mendoza por ser el amigo de lucha incansable, y a todos los que no he mencionado pero que no han dejado de ser importantes para mí.

A MIS MAESTROS,

Por sus enseñanzas y fraternidad, en especial a la Dra. Martha M. Suárez López por su paciencia y ayuda en el desarrollo de esta tesis.

A MIS INSTITUCIONES,

La Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), La Facultad de Ingeniería (FI) y al Instituto de Ingeniería (II) por darme la oportunidad de evolucionar mi conocimiento y compartir conmigo su vasta cultura.

PARA TODOS, ... ESTE LOGRO TAMBIÉN ES SUYO, DISFRUTÉNLO CONMIGO.

Apolinar Sánchez Juárez

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	4
CAPÍTULO 1 PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS Y VARIACIÓN DE SU RESPUESTA DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	8
1.1 Ondas sísmicas, 8	
1.1.1 Ondas P, S y Superficiales, 8	
1.1.2 Polarización de ondas S, 11	
1.2 Características geográficas y geotécnicas del Valle de México, 13	
1.2.1 Ubicación, 13	
1.2.2 Comportamiento dinámico de las arcillas del Valle de México, 15	
1.2.2.1 Módulo de rigidez al corte, 15	
1.2.2.2 Desarrollo de la presión de poro, 16	
1.2.2.3 Amortiguamiento histerético, 16	
1.2.2.4 Resistencia a la falla dinámica, 17	
1.2.3 Atenuación de ondas sísmicas, 18	
1.3 Variación de la respuesta, dependiendo del tipo de suelo en el Valle de México, 22	

1.4 Registros sísmicos, 30

- 1.4.1 Descripción de los registros sísmicos utilizados, 30
- 1.4.2 Características estratigráficas de los suelos en los que se localizan las estaciones CAO, SCT y VIVEROS, 34

CAPÍTULO 2 ESPECTROS DE FOURIER Y DE RESPUESTA 36**2.1 Transformada de Fourier (TF), 36**

- 2.1.1 Historia de la Transformada de Fourier, 36
- 2.1.2 Transformada de Fourier (TF) aplicada a funciones no periódicas, 37
- 2.1.3 Frecuencia de Nyquist y fenómeno de solapamiento espectral, 40
- 2.1.4 Transformada rápida de Fourier (FFT), 43
- 2.1.5 Consideraciones acerca de la FFT, 44
- 2.1.6 Definición de sistemas lineales, 44

2.2 Aplicación de la transformada de Fourier, 46

- 2.2.1 Periodo natural de vibración, 46
- 2.2.2 Espectros de Fourier y de respuesta de los registros utilizados, 51

CAPÍTULO 3 FUNCIONES DE IMPEDANCIA Y MOVIMIENTOS EFECTIVOS 56

- 3.1 Método de superposición, 57
- 3.2 Concepto de rigidez dinámica, 61
- 3.3 Movimientos de entrada, 67

CAPÍTULO 4 MODELO DE UN OSCILADOR SIMPLE CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	71
4.1 Modelo, 71	
4.2 Ecuaciones dinámicas, 74	
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS PARAMÉTRICO	83
5.1 Cálculo de las amplificaciones dinámicas del cortante y de la excentricidad de manera rigurosa, 83	
CONCLUSIONES	104
RECONOCIMIENTO	108
REFERENCIAS	109

INTRODUCCIÓN

Desde la creación de los primeros reglamentos antisísmicos se tenía conocimiento del fenómeno de torsión elástica, sin embargo, no ha sido sino hasta las últimas décadas que se ha tratado el problema con un enfoque prioritario. Es por ello que se justifica el interés de investigadores de todo el mundo por tratar de comprender el efecto que induce éste fenómeno en el comportamiento de edificios cuando se ven sujetos a solicitaciones severas.

A través de la experiencia obtenida en México durante los sismos intensos como los que se presentaron en los años 1957, 1979 y 1985, por ejemplificar algunos, en los cuales un gran número de estructuras diseñadas bajo las normas que en su momento reglan fueron seriamente dañadas y aún colapsadas siendo una de las causas la torsión sísmica, se ha puesto en cuestionamiento la validez de dichas normas (Bazán y Meli, 2000).

Algunos artículos en la literatura especializada afirman que diversos reglamentos, entre ellos el de México, no consideran adecuadamente las amplificaciones dinámicas que se pueden presentar en estructuras asimétricas cuando son sometidas a excitación sísmica, en especial aquellos edificios con excentricidad estructural pequeña y cuando su periodo de vibración en traslación se acerca al valor de su periodo de vibración en torsión.

Al igual que en otras normas de diseño por torsión, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 1995) se permite llevar a cabo un análisis estático de las estructuras de edificios. Para ello se considera que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masa de cada uno de los entrepisos y los

momentos torsionantes correspondientes son distribuidos entre los elementos resistentes. Sin embargo, las solicitaciones que se obtienen de este análisis pueden llegar a ser diferentes de las que resultan de un análisis dinámico tridimensional de las estructuras, en donde se considera el acoplamiento entre la torsión y desplazamiento traslacional. Este acoplamiento produce una amplificación dinámica de los momentos torsionantes en estructuras con comportamiento elástico, principalmente cuando la relación de frecuencias estructurales desacopladas de torsión con respecto a la de traslación es cercana a la unidad. Para tomarlo en cuenta en el diseño de nuevas estructuras, se utilizan factores de amplificación que incrementan la excentricidad estática o nominal y que corrigen los valores de los momentos dentro de ciertos límites. Adicionalmente, los momentos torsionantes en edificios reales difieren de los obtenidos en un análisis dinámico, debido por una parte a las torsiones inducidas por la variación espacial del movimiento del suelo ante el paso de las ondas sísmicas, y por otra a la diferencia entre las propiedades reales y las calculadas de la estructura, entre otros factores (Rosenblueth, 1979). A consecuencia de las incertidumbres inherentes, no es posible estimar con precisión el valor de los efectos de torsión denominados accidentales, la manera usual de considerarlas en el diseño sísmico de estructuras, es incluyendo un momento torsionante adicional, que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso se desplaza de su posición original una cierta cantidad. A este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina *excentricidad accidental*, y comúnmente se expresa como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta de la estructura que es perpendicular a la dirección del sismo. Si bien el reglamento establece recomendaciones para tomar en cuenta las torsiones accidentales, su derivación se ha hecho en forma empírica y aún no han sido verificadas para condiciones de terreno blando. Se sospecha que pueden ser insuficientes debido a que la interacción entre el suelo y la estructura modifica significativamente el movimiento de entrada de la cimentación con respecto al movimiento del terreno en campo libre (Suárez et al, 1998; Avilés, 2000).

Según lo propuesto en la NTCDS-RCDF la excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de fórmulas simples que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica de la planta de la estructura, afectadas por coeficientes especificados. Con esto se pretende que su uso en la práctica sea sencillo y que el diseño de las edificaciones se lleve a cabo dentro de niveles de seguridad aceptables.

Entre los estudios llevados a cabo con el propósito de dar fundamento a las especificaciones propuestas en los reglamentos, se encuentran los que únicamente consideran la excentricidad accidental causada principalmente por la rotación de la cimentación ante el paso de las ondas sísmicas (Newmark, 1969; Luco, 1976a y b; Apsel y Luco, 1976) y aquellos que toman en cuenta la excentricidad estructural (Hanh y Liu, 1994; Chopra y Goel, 1991; Bielak et al, 1986; Chandler y Hutchinson, 1987a y b). Algunos autores han estudiado la respuesta de estructuras considerando su interacción con el suelo (Chandler y Hutchinson, 1987a) pero generalmente han omitido la interacción cinemática al considerar sólo la interacción inercial debida a la flexibilidad del suelo, ignorando la diferencia entre el movimiento de campo libre y el movimiento de entrada de la cimentación. Varios autores afirman la necesidad de revisar las expresiones dadas en los reglamentos para obtener las excentricidades de diseño con el propósito de tomar en cuenta, por ejemplo, las demandas de ductilidad del sistema (Chopra y Goel, 1991) y los efectos de interacción en estructuras que tienen periodo fundamental de traslación cercano al valor del periodo fundamental de torsión (Chandler y Hutchinson, 1987b). En la mayoría de estos artículos no se consideran los efectos de la profundidad de desplante de la cimentación y sus análisis fueron realizados sólo para cimentaciones de forma cilíndrica. En el presente trabajo se consideran los estudios para cimentaciones cuadradas y desplantadas a cierta profundidad en el suelo.

El propósito de esta tesis es investigar los efectos de interacción suelo-estructura en edificios que presentan movimientos de traslación y torsión

acoplados como respuesta ante la incidencia de excitaciones dinámicas, y comparar los resultados con los que se obtienen al aplicar los criterios de diseño propuestos en las normas, señalando los casos que no son cubiertos por éstas. Para ello se utilizan como movimientos de control los acelerogramas registrados en las estaciones CAO, SCT y VIVEROS durante el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 y el sismo de EL CENTRO registrado en California en el año de 1940. Se consideran trenes de ondas de corte polarizadas horizontalmente (*SH*), que son los que producen los efectos de torsión cuando inciden con cierto ángulo con respecto a la vertical.

A la estructura se le representó por un oscilador simple con dos grados de libertad, uno de traslación y otro de torsión, más tres grados adicionales para la cimentación que surgen al considerar los efectos de su interacción con el suelo.

Se analizaron estructuras con un valor determinado del periodo natural en traslación y torsión para calcular su respuesta máxima. Posteriormente se obtuvieron las excentricidades y cortantes de diseño y se compararon con los que se obtienen de aplicar las normas técnicas. Los cálculos se efectuaron en el dominio de la frecuencia, por lo que sólo se contempló el comportamiento lineal de la estructura.

Los resultados que se presentan dan una idea de las amplificaciones dinámicas que pueden generarse en edificios, sin embargo, para poder fijar alternativas y modificar las recomendaciones de diseño, se requerirá hacer un estudio más amplio considerando varios registros de temblores y llevando un control estadístico. En este trabajo únicamente se evidencia la necesidad de revisar los criterios reglamentarios.

CAPÍTULO 1

PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS Y VARIACIÓN DE SU RESPUESTA DEPENDIENDO DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

1.1 Ondas sísmicas

Un terremoto es causado por la súbita liberación de energía de las fuerzas que se acumulan lentamente a lo largo de una falla dentro de la corteza terrestre (Tectónica de placas) y a los movimientos de interplaca. Otras causas son las erupciones volcánicas así como los fenómenos no naturales, tal es el caso de las pruebas nucleares.

Cuando una placa se mueve con respecto a otra que resiste el movimiento, se va acumulando energía hasta que llega un momento en el que los esfuerzos que se generan son mayores a los que puede resistir la corteza y ocurre una rotura. Esta rotura o "liberación de energía" puede alcanzar magnitudes muy grandes produciendo ondas sísmicas de varios tipos.

1.1.1 Ondas P, S y Superficiales

Las amplitudes y formas de las ondas sísmicas dependen del mecanismo focal, de la cantidad de energía que se libera en la zona de ruptura, de su trayecto y de las condiciones locales donde se registran. El mecanismo focal controla la manera en que las ondas son irradiadas en el espacio y el tiempo.

Al ocurrir un sismo se generan diferentes tipos de ondas, unas son las llamadas ondas *internas* o de *cuerpo* que se propagan en todas las direcciones en el interior de la Tierra, las más rápidas de las ondas internas son las ondas *primarias* u ondas "P". La principal característica es que comprimen y expanden el suelo en forma alternada, en la misma dirección de propagación. Estas ondas son capaces de viajar a través de sólidos y fluidos. Además, las ondas "P" se transmiten a través de la atmósfera, por lo que en ocasiones son percibidas por personas y animales como un sonido grave y profundo.

Las ondas de cuerpo llamadas *secundarias* u ondas "S" viajan a menor velocidad que las ondas "P" y deforman los materiales mientras se propagan lateralmente respecto de su trayectoria, produciendo esfuerzos cortantes, por esta razón las ondas S no se transmiten en fluidos. En la figura 1.1 se ilustran este tipo de ondas (ondas internas).

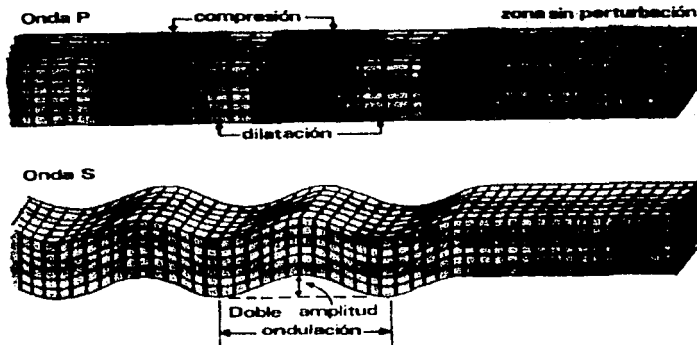


Figura 1.1 Ondas internas o de cuerpo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Otro grupo de ondas sísmicas son las llamadas *ondas superficiales*, como su nombre lo dice, se propagan por la superficie de la corteza terrestre disminuyendo la amplitud de su movimiento a medida que la profundidad aumenta. Las ondas superficiales generadas por un terremoto se pueden clasificar en ondas *Love* y ondas *Rayleigh*.

Las ondas *Love*, son llamadas así en honor a su descubridor, el físico A. E. H. Love, se originan en la interfase de dos medios con propiedades mecánicas diferentes; en este caso el movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación, similar a las ondas S, solo que ocurre en la superficie terrestre.

Las ondas *Rayleigh*, en honor a Lord Rayleigh, tienen un movimiento vertical similar al de las olas del mar. Se forman en la superficie de la Tierra y hacen que las partículas se desplacen según una trayectoria elíptica. Debido a la componente vertical de su movimiento pueden afectar cuerpos de agua, mientras que las de Love no se propagan a través del agua.

Las ondas superficiales viajan más despacio que las ondas internas y, de éstas, las ondas *Love* son las más rápidas. En la figura 1.2 se representan este tipo de ondas (ondas superficiales).

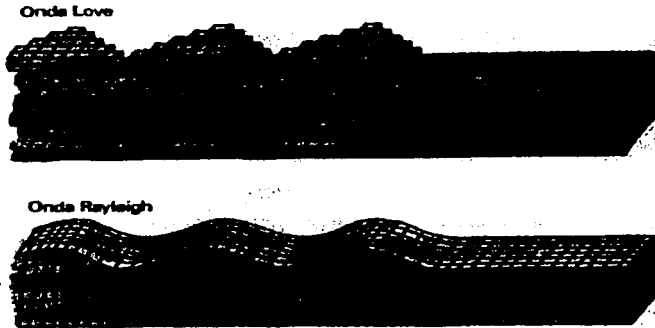


Figura 1.2 Ondas Superficiales

1.1.2 Polarización de las ondas S

Una vez que las ondas sísmicas son emitidas por la fuente sufren modificaciones en su trayecto, que dependen de las propiedades mecánicas de los medios en que se propagan y de las dimensiones de las inhomogeneidades o irregularidades encontradas. Así, si los cambios de las propiedades en una interfaz son grandes o si el tamaño de las irregularidades es comparable o mayor que la longitud de onda predominante de las ondas incidentes, se generarán cambios significativos en el movimiento debidos a reflexión, refracción y difracción de las ondas.

Es importante conocer la naturaleza de esos cambios porque pueden ocasionar grandes amplificaciones locales y variaciones significativas del movimiento del terreno en distancias relativamente pequeñas.

Las oscilaciones de las ondas transversales (ondas S) dependen del plano que cruza la dirección de propagación en la cual se efectúa el movimiento transversal, al rumbo que tienen las ondas de corte en ese plano se le denomina *Polarización*. Para el estudio de las ondas S el movimiento se puede descomponer en una dirección horizontal (ondas polarizadas horizontalmente o SH) y en una vertical (ondas polarizadas verticalmente o SV), figura 1.3.

Se conoce como onda plana a aquella cuyo frente forma un ángulo de 90° con un vector que define la dirección de propagación, para esta tesis se asume la hipótesis de que las ondas involucradas en el movimiento son ondas planas SH. Los efectos de reflexión, refracción, difracción y radiación de ondas en el sistema son considerados de suma importancia para poder representar lo más cercano a la realidad el movimiento dinámico al que la estructura será sometida.

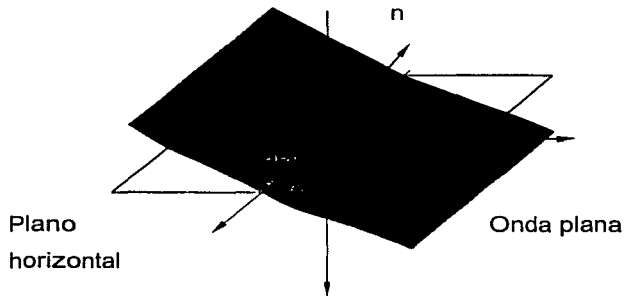


Figura 1.3 Frente de ondas plana. Polarización de ondas S en ondas SH y SV.

1.2 Características geográficas y geotécnicas del Valle de México

1.2.1 Ubicación

El Valle de México es una cuenca cerrada de 110 Km de largo en el sentido Norte-Sur y 80 Km de ancho en el Este-Oeste. Tiene una altitud de 2236 m.s.n.m. en su parte más baja y alcanza hasta 5230 m.s.n.m. en la más alta: la punta del Iztláhuatl. Desde el punto de vista de Ingeniería Sísmica, la capa de los 150 m de espesor de suelo superficial es la más relevante, ya que determina los efectos más importantes de la amplificación dinámica del movimiento. Los trabajos de exploración y laboratorio realizados para conocer las propiedades del subsuelo en la zona céntrica de la ciudad dieron fruto a la microzonificación. A través de los años se han realizado cada vez más exploraciones del subsuelo del Valle de México, para tener mayor información del comportamiento dinámico de sus suelos.

Actualmente se cuenta con mapas que distinguen tres zonas dependiendo de las características del subsuelo: zona I, firme o de lomas, localizada en las partes más altas de la cuenca, formada por rocas y suelos poco compresibles con alta resistencia; zona II o de transición, contiene estratos con menor rigidez que los de la zona I; y zona III o zona de lago, formada por lo que fueron los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco que consiste en depósitos lacústres muy blandos y compresibles con contenidos de agua de entre 50 y 600% o más, y con profundidades que van más allá de los 70 m en Texcoco y mayores a 100 m en el lago de Xochimilco y Tláhuac. Para fines ingenieriles la zona de lago se divide en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d). En la figura 1.4 se muestra la actual zonificación de Valle de México.

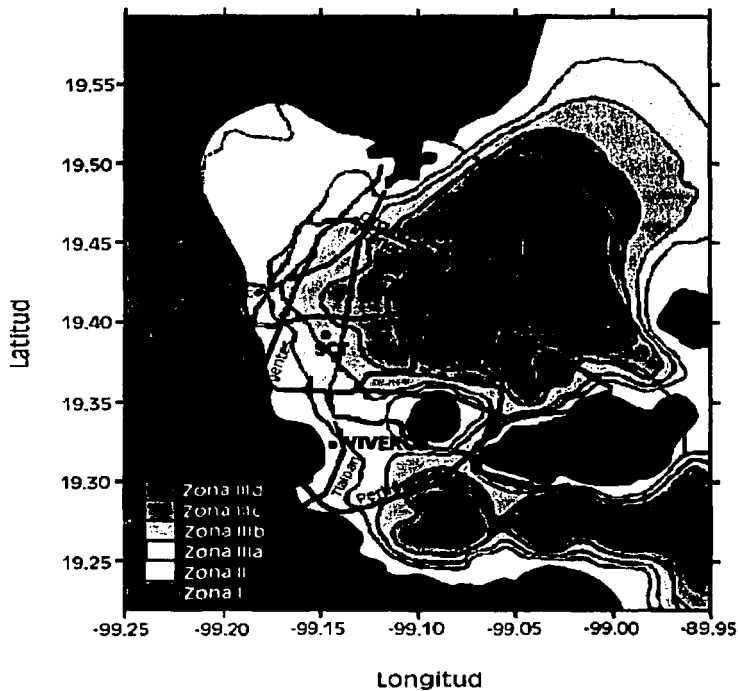


Figura 1.4 Mapa de zonificación actual en el Valle de México
(modificada a partir de NTCDS-RCDF, 1995)

1.2.2 Comportamiento dinámico de las arcillas del Valle de México

La arcilla de la ciudad de México sometida a carga dinámica presenta dos tipos de deformaciones, una transitoria que varía cíclicamente con la carga y la otra permanente que se acumula durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos.

La deformación cíclica es la que se usa para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, en tanto que la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes que sufre una cimentación, causados por la acción de los sismos.

El comportamiento dinámico de las arcillas se caracteriza por las siguientes propiedades (Romo y Jaime, 1986).

- Variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular
- Cambio del amortiguamiento histerético con la deformación angular
- Relación esfuerzo-deformación-presión de poro
- Resistencia a la falla dinámica

1.2.2.1 Módulo de rigidez al corte

Este valor depende de la magnitud de la deformación angular cíclica, es decir, al aumentar la deformación angular disminuye la rigidez de la arcilla (Romo y Jaime, 1986).

Existe una deformación angular crítica a partir de la cual el valor del módulo de rigidez disminuye bruscamente. Estudios experimentales indican que este valor oscila entre 0.1 y 0.5% (Romo y Jaime, 1986). El módulo de rigidez depende

también del índice de plasticidad de la arcilla (mientras mayor es el índice de plasticidad, mayor es el valor crítico a partir del cual el módulo de rigidez disminuye). Para las arcillas del Valle de México, el valor del índice de plasticidad parece estar dado por 250% (Romo y Jaime, 1989).

De las observaciones de los sismos de 1985, se pudo concluir que, a igualdad de condiciones, al disminuir la plasticidad de la arcilla decrece la intensidad de los movimientos sísmicos del terreno (Romo y Jaime, 1989).

1.2.2.2 Desarrollo de la presión de poro

Los suelos arcillosos saturados, cuando son sometidos a cargas cíclicas, desarrollan presiones de poro debido a la continua degradación de su estructura.

Si las deformaciones cíclicas de su estructura se incrementan hasta exceder un valor crítico, la presión de poro se incrementa también hasta los valores en los que se reduce la rigidez inicial del suelo, en algunos casos la presión de poro puede alcanzar el valor del esfuerzo efectivo confinante, causando la pérdida de la resistencia al corte (Romo y Jaime, 1989).

Por lo tanto, el efecto del número de ciclos de aplicación de la carga juega un papel importante en la rigidez de la arcilla. A mayor degradación, mayor deformación cíclica y por consecuencia el módulo de rigidez disminuye.

1.2.2.3 Amortiguamiento histerético

Cuando el suelo es sometido a la acción de cargas dinámicas, su respuesta esfuerzo-deformación se caracteriza por la aparición de ciclos de histéresis, que son la capacidad que tiene el suelo para disipar energía. Por otra parte, debido a

la rigidez del suelo, éste almacena energía potencial en cada ciclo (Romo y Jaime, 1989). La relación de la energía disipada y la energía almacenada, se le denomina amortiguamiento histerético.

La capacidad de los suelos para disipar energía depende de la magnitud de la deformación; al aumentar esta deformación, el amortiguamiento se incrementa.

1.2.2.4 Resistencia a la falla dinámica

El esfuerzo cortante último de las arcillas en condiciones dinámicas se puede determinar a partir de ensayos dinámicos en el laboratorio de muestras representativas. Las condiciones de esfuerzos existentes en el suelo antes de la acción de un sismo influyen de forma importante en su comportamiento, ya que dependiendo del grado de consolidación propiciado por la historia de esfuerzos a los que ha sido sometido el suelo, es el valor del esfuerzo cortante.

La resistencia a la falla dinámica de un suelo depende del valor del esfuerzo cortante en condiciones dinámicas. La resistencia a la falla bajo cargas dinámicas en las arcillas de la ciudad de México, es sensiblemente mayor que la correspondiente en condiciones estáticas (Romo y Jaime, 1989). Resultados de la experimentación indican que, independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y de la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada, S_{ud} , varía entre 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas, S_u .

1.2.3 Atenuación de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas que se generan en la corteza terrestre por un evento de gran magnitud se propagan en todas las direcciones, pero la amplitud de estas ondas disminuye en función de la distancia por efectos de dispersión y de amortiguamiento. A este fenómeno se le conoce como *atenuación*. La atenuación depende de la distancia epicentral y del contenido de frecuencias de las ondas. La distancia que recorre una onda sísmica es inversamente proporcional a la frecuencia. Por tanto, la intensidad del movimiento en un sitio dado disminuye con su separación del epicentro. Lo anterior es válido para un medio homogéneo, isótropo, infinito y elástico lineal.

Se han desarrollado ecuaciones empíricas para relacionar la intensidad del movimiento en un sitio con su distancia epicentral y con la magnitud, a estas ecuaciones se les conoce como *leyes de atenuación*.

La manera en que se atenúan los efectos sísmicos, se aprecia directamente en las intensidades que se determinan en distintos sitios. En la figura 1.5 se muestran los acelerogramas de diferentes estaciones registrados durante el sismo del 14 de septiembre de 1995. El epicentro se localizó en la parte sur de las costas de Guerrero. Los registros acelerométricos cercanos al epicentro muestran las mayores amplitudes, sin embargo, debido a que no siempre se tienen suelos homogéneos y sus propiedades varían en áreas de terreno muy cortas, se propicia una amplificación del movimiento sísmico en distancias alejadas del epicentro, pero en general para las estaciones más alejadas se captan las amplitudes menores.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

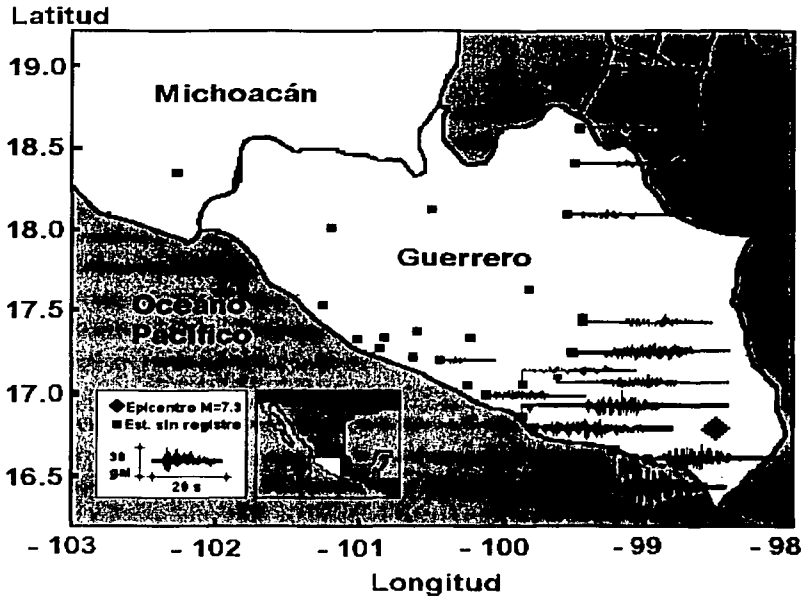


Figura 1.5 Acelerogramas del sismo del 14/Sep/95
(Modificada a partir de Reinoso, 2000)

Las leyes de atenuación y los mapas de regionalización reflejan la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza. El movimiento en la superficie del terreno en un sitio puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, por alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo.

La presencia de estratos de suelo blando por los que transitan las ondas sísmicas para llegar a la superficie, alteran en forma significativa las características de las ondas.

En el Valle de México los efectos de sitio son extraordinariamente importantes. Aunque el Valle de México se encuentra lejos de la costa del Pacífico donde se generan los sismos de gran magnitud, se considera una región de peligro sísmico alto debido a sus condiciones geológicas particulares, ya que en esta región se produce la modificación y amplificación de las ondas sísmicas.

En el terremoto de Michoacán del 19 de septiembre de 1985, el período de las ondas sísmicas que arribaron en la Ciudad de México fue muy próximo al período natural de algunos de sus suelos, lo que dio como consecuencia, daños a las estructuras que estaban desplantadas sobre ellos. Las ondas llegaron a la roca firme con un nivel de aceleración de alrededor de 0.04 g. Cuando atravesó el suelo arcilloso de la ciudad el nivel de aceleración había aumentado a 0.2 g, y el período natural de vibración de los edificios de 10 a 20 pisos aumentó la fuerza a 1.2 g, 30 veces la aceleración en roca firme (Anderson, 1985). La mayoría de las construcciones habrían resistido aceleraciones de 0.04 g, y los edificios sismorresistentes destruidos habrían resistido 0.2 g, pero las ondas que fueron amplificadas a 1.2 g causaron el colapso de muchos edificios que fueron sacudidos con esta intensidad (Anderson, 1985).

En la figura 1.6 se muestran los acelerogramas registrados en algunas estaciones en el Valle de México. Ahí se pueden observar las amplificaciones de las ondas sísmicas dentro de la zona de lago comparadas con registros que se encuentran en terreno firme y en la zona de transición. Lo anterior representa, grosso modo, los efectos de sitio en la Ciudad de México.

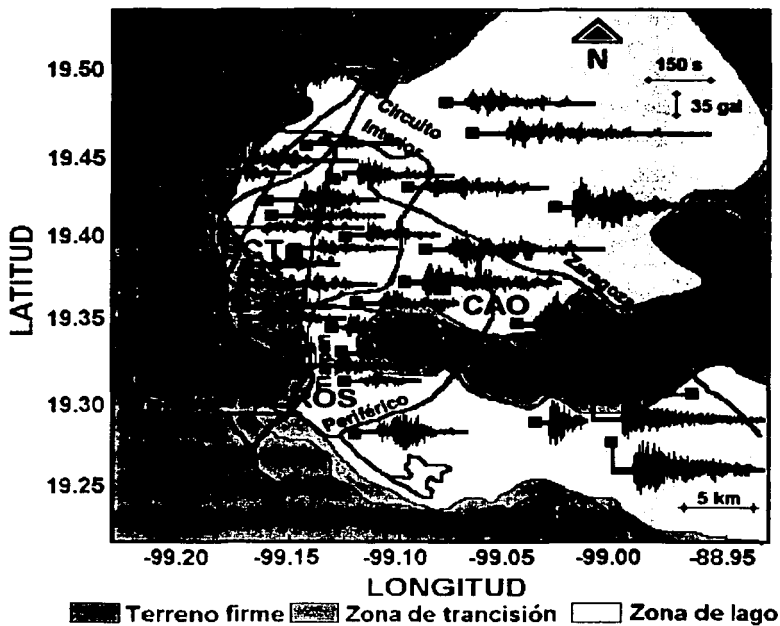


Figura 1.6 Efectos de sitio en la Cd. de México
(Modificada a partir de Reinoso, 2000)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3 Variación de la respuesta, dependiendo del tipo del suelo en el Valle de México

En la ciudad de México se manifiestan de manera dramática los efectos de amplificación de movimiento debido a las condiciones locales. Para algunas frecuencias, la amplificación puede ser mayor a 500 veces la esperada en sitios a la misma distancia epicentral, y hasta 100 veces la observada en el terreno firme o zona I. Esta amplificación se debe al entrampamiento de ondas causado por el contraste entre las características dinámicas de los depósitos superficiales y la roca basal (Reinoso, 2000).

Se sabe que cuando las ondas sísmicas chocan con estratos de menor velocidad tienen que ganar amplitud para conservar la energía, por ello, entre mayor sea el contraste de propiedades entre la roca o suelo firme y los estratos blandos, mayores serán los efectos de amplificación. Al contraste de propiedades se le conoce como contraste de *impedancias*, esto es, el cociente de la velocidad de las ondas de corte y de la densidad de la roca entre las mismas propiedades pero del suelo.

En el dominio de la frecuencia, la forma y amplitud de las amplificaciones están controladas por el contraste de impedancias elásticas, el amortiguamiento del suelo, las características del campo incidente, las propiedades de los estratos y la geometría del valle. En el dominio del tiempo la respuesta se refleja en movimientos más armónicos, en el incremento de la duración y en la mayor amplitud de los registros (Reinoso, 2000).

Para estudiar la amplificación dinámica en cualquier suelo blando en ocasiones se recurre a modelos de propagación de ondas. El modelo teórico más sencillo para cuantificar la amplificación dinámica es el unidimensional. Estos modelos se pueden aplicar a una serie estratigráfica de extensión horizontal infinita.

Cuando se hacen estudios con modelos unidimensionales, se puede pensar que las simplificaciones parecen grandes y burdas, pero en muchas de las zonas el Valle de México es factible analizarlas con estos modelos, obteniéndose resultados confiables (Reinoso, 2000).

Es muy deseable que se puedan predecir con confiabilidad los valores de amplificación en cualquier sitio de la Ciudad de México. Sin embargo, debido a que el movimiento varía considerablemente en unas cuantas decenas de metros, es demasiado ambicioso predecir las características de ese movimiento en cualquier lugar de la ciudad. Usando un esquema de interpolación (Pérez-Rocha, 1988), se pueden obtener cocientes espectrales en cualquier sitio que no cuente con información acelerométrica.

Se ha reconocido que la zona de transición y de lago de la Ciudad de México existen amplificaciones del movimiento sísmico del terreno relativas al movimiento observado en la zona de lomas. De acuerdo con numerosos investigadores (Rosenblueth, 1952; Bustamente, 1964; Zeevaert, 1964; Herrera *et al*, 1965; Rosenblueth y Elorduy, 1969) estos efectos de amplificación se deben a las condiciones geotécnicas, geológicas y topográficas del terreno. Singh *et al* (1988) describen en forma cuantitativa las amplificaciones relativas del movimiento del terreno mediante *funciones de transferencia empíricas* (FTE).

Cuando se diseña una nueva estructura o se revisa el comportamiento de una ya existente, es importante conocer qué tan peligroso es el sitio en función del periodo dominante de la estructura. Una manera de ver este peligro es con mapas de igual amplificación relativa para diferentes periodos del terreno (Reinoso y Ordaz, 1999).

En las figuras 1.7, 1.8, 1.9 y 1.10, se muestran los mapas de igual amplificación para periodos estructurales de 1.5, 2.0, 3.0 y 5.0 seg., respectivamente, dentro del Valle de México. Como se puede apreciar en estas figuras, la amplificación

que se presenta en la zona lacustre es muy grande y se debe, en cierto modo, a la diversidad de estratos con diferentes propiedades que existen por toda la cuenca de México. En los mapas, la amplificación se interpreta dependiendo de la intensidad de los colores, las mayores amplificaciones ocurren para los colores más oscuros tal como se visualiza en la numerología de la parte superior derecha de cada mapa.

Las curvas de las figuras 1.7 a 1.9 donde las amplificaciones son mayores de 20 veces, corresponden a las zonas donde se han observado daños en sismos recientes, las cuales son consideradas como zonas de gran intensidad sísmica particularmente para edificios altos y flexibles. Existen zonas con gran amplificación que aún cuando no se hayan observado colapsos de las estructuras en los últimos terremotos, debe considerarse la importancia de su amplificación, por ejemplo la zona de Xochimilco. Las curvas de la figura 1.10 muestran que la mayor amplificación se experimenta en la zona oriente, aunque aquí no deben esperarse daños graves dado que corresponde a una de las zonas donde no existen construcciones. (Reinoso, 2000).

Los suelos del Valle tendrán un comportamiento diferente y variable dependiendo de su periodo dominante, y debido a que la ciudad de México es afectada principalmente por los sismos que se originan en la zona de subducción del Pacífico sur de la República Mexicana, donde los movimientos incidentes son largos y ricos en periodos también largos ($1 < T < 3$), el riesgo de las estructuras a sufrir daños estará en función de la cercanía de su periodo natural de vibración con respecto al del suelo.

En las figuras anteriormente citadas (1.7 a 1.10), se observa la localización de algunas estaciones que registraron el sismo de Michoacán ocurrido el 19 de septiembre de 1985, en donde se muestra que las ubicadas en la zona blanda (CAO y SCT) son las más susceptibles a presentar amplificaciones mayores a 10 veces. Pero para la estación VIVEROS, que se encuentra en zona de

transición, la amplificación es mayor a 5 veces pero menor a 10. Por lo tanto, los efectos de amplificación ocasionados por las condiciones locales deben ser considerados cuando se proyectan y diseñan estructuras.

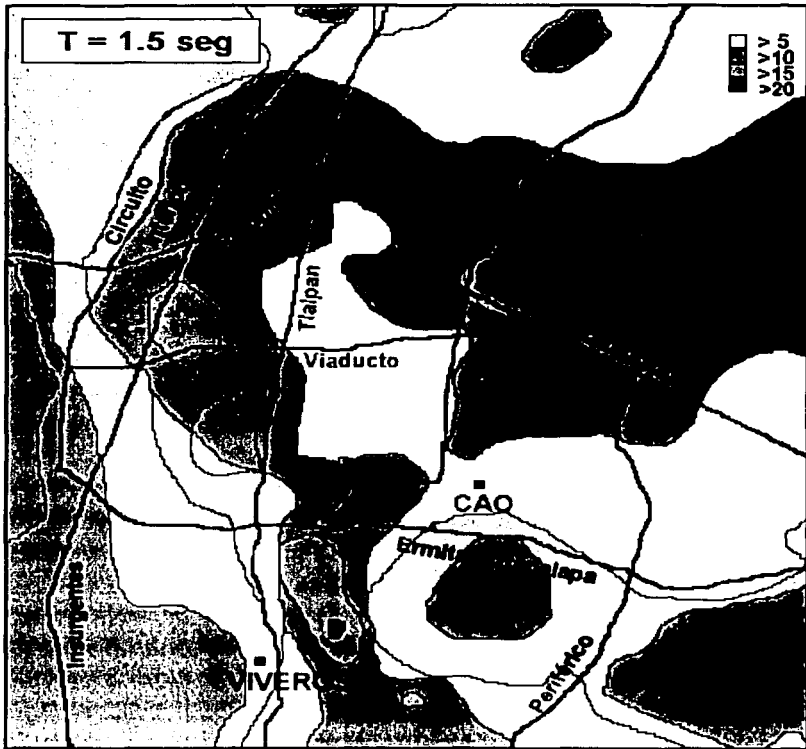


Figura 1.7 Mapa de igual amplificación para un periodo dominante del suelo del Valle de México de $T = 1.5$ seg (Modificada a partir de Reinoso y Ordaz, 1999)

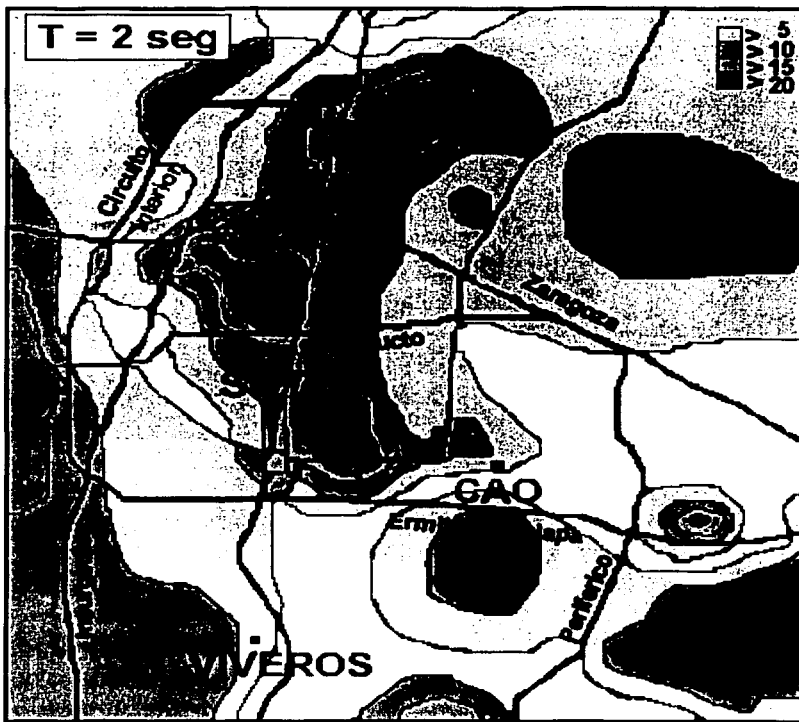


Figura 1.8 Mapa de igual amplificación para un periodo dominante del suelo del Valle de México de $T = 2$ seg (Modificada a partir de Reinoso y Ordaz, 1999)

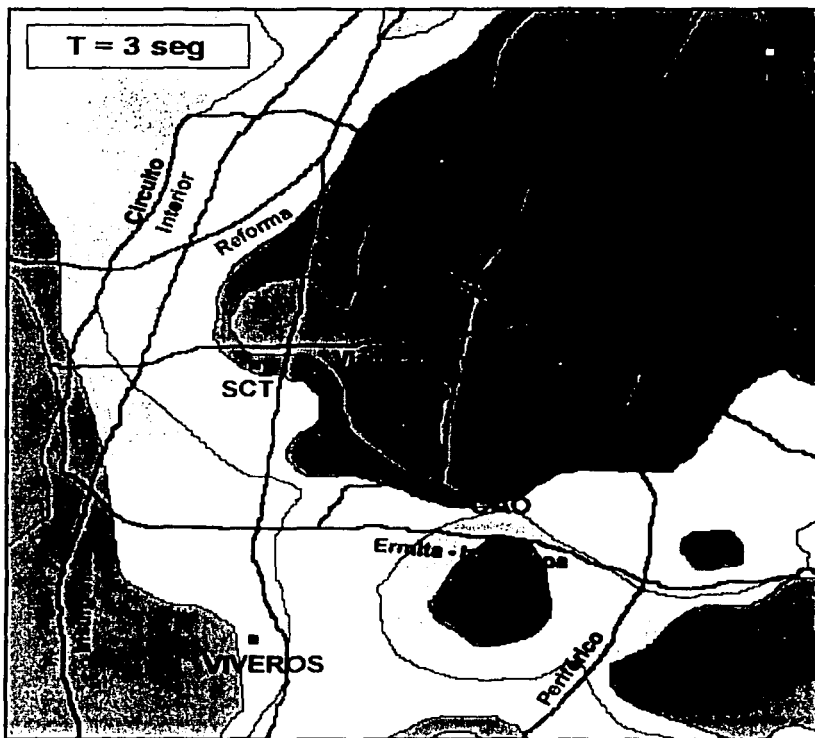


Figura 1.9 Mapa de igual amplificación para un periodo dominante del suelo del Valle de México de $T = 3$ seg (Modificada a partir de Reinoso y Ordaz, 1999)

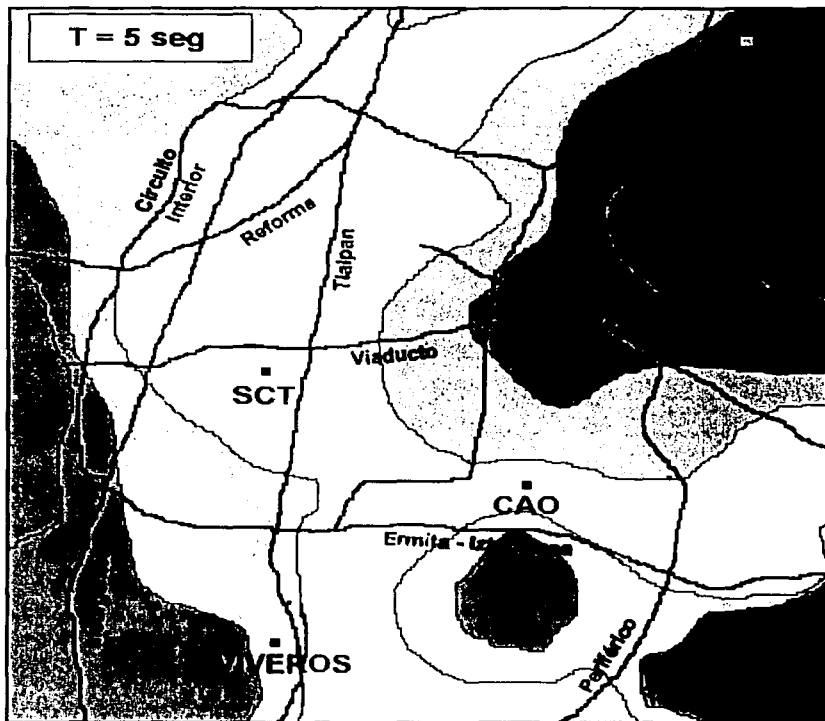


Figura 1.10 Mapa de igual amplificación para un periodo dominante del suelo del Valle de México de $T = 5$ seg (Modificada a partir de Reinoso y Ordaz, 1999)

1.4 Registros sísmicos

1.4.1 Descripción de los registros sísmicos utilizados

Para el desarrollo de esta tesis se utilizaron cuatro acelerogramas, tres de ellos registrados en estaciones ubicadas en diferentes zonas de la Ciudad de México, durante el sismo de Michoacán (México) ocurrido el 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$). Para la zona del lago (terreno blando) se han considerado los registros de las estaciones de Central de Abastos Oficinas (CAO) y de la Secretaría de Comunicación y Transportes (SCT); y para la zona de Transición se tomó el registro de la estación ubicada en los Viveros de Coyoacán (VIVEROS). El cuarto y último registro sísmico, pertenece al obtenido en California (EE.UU.) el 18 de mayo de 1940, conocido como EL CENTRO.

Los primeros tres registros empleados en este estudio han sido seleccionados por ser los obtenidos a partir de la experiencia del 19 de septiembre de 1985 y a su vez, por tratarse de información característica en diferentes zonas del Valle de México. Por lo que corresponde al registro de EL CENTRO, se ha escogido por la gran variedad de frecuencias que contiene y además, es uno de los más utilizados por la investigación mundial.

En la Tabla 1, se muestran las aceleraciones máximas normalizadas de los acelerogramas en sus componentes N-S para cada registro sísmico.

REGISTRO SÍSMICO	ACELERACION MÁXIMA / (g)
SCT	0.10
CAO	0.07
VIVEROS	0.04
EL CENTRO	0.03

Tabla 1. Registros sísmicos utilizados

Los valores máximos de aceleración normalizados con respecto a g dan una idea del comportamiento dinámico en algunos sitios de la Ciudad de México ante la presencia de un terremoto. Por ejemplo, la estación de SCT registró un valor más alto de aceleración que el obtenido en la estación de VIVEROS, debido a que la primera se localiza en la zona de suelo blando y la segunda en la de transición.

En la figura 1.11 se presentan los acelerogramas del sismo mexicano y de El CENTRO. Se observa, que para las estaciones de CAO, SCT y VIVEROS, existen discrepancias apreciables en cuanto a la duración y la aceleración máxima del sismo. Mientras que en la estación CAO (zona III) los contenidos de agua del suelo donde se desplanta rebasan el 400%, en VIVEROS (zona de transición) son bajos (alrededor de un 40%), además los periodos de los suelos donde se encuentran las estaciones citadas, tienen una influencia determinante en la respuesta ante una excitación sísmica.

Los acelerogramas de SCT y CAO a pesar de que ambos pertenecen a la zona III sus registros son diferentes, esto como consecuencia de las desigualdades entre sus propiedades estratigráficas y de su periodo dominante de su suelo, características que afectan directamente la historia de un arribo sísmico.

En el acelerograma de la estación CAO (figura 1.11), la llegada de las ondas de mayor impacto se originó aproximadamente a los 40 seg., presentando su máximo a los 60 seg.; de los 80 a 120 seg. se presenta una variación casi armónica de las aceleraciones.

Para la estación SCT el rango en que se manifestó la máxima aceleración osciló entre los 35 y 80 seg., aproximadamente. Por otra parte, en la estación de VIVEROS la aceleración máxima se presentó entre los 15 y 35 seg.

En cuanto al registro de EL CENTRO, la mayor aceleración ocurrió entre los 3 y 5 seg.

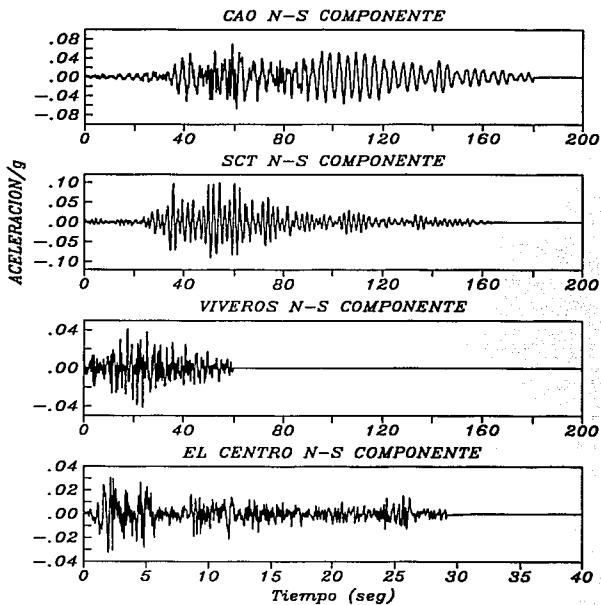


Figura 1.11 Acelerogramas de los registros sísmicos de Michoacán (México) y El CENTRO (EE.UU.), componentes NS.

1.4.2 Características estratigráficas de los suelos en los que se localizan las estaciones CAO, SCT y VIVEROS

Existen diferentes métodos para conocer o estimar el peligro potencial de los efectos de sitio en cualquier zona del Valle de México, gracias a los trabajos de microzonificación y los métodos de ingeniería utilizados para la exploración de las propiedades de los estratos que componen al suelo. En las Tablas 2, 3 y 4 se muestran, grosso modo, las características estratigráficas del suelo en el que se encuentran ubicadas las estaciones CAO, SCT y VIVEROS. Las variables T_s , H , γ , ϖ y β se refieren al periodo del suelo, espesor del estrato, peso volumétrico, contenido de agua y velocidad de las ondas de corte, respectivamente. En las tablas se destacan los valores del periodo natural de vibrar y la velocidad de propagación de las ondas de corte, ello nos da una idea de cuales serían las características de las estructuras más susceptibles a sufrir daño durante un sismo.

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN (m)	T_s (seg.)	ESTRATO	H (m)	γ (kg/m ³)	ϖ (%)	β (m/s)
68	3.5	Depósitos superficiales	5.00	1.4	100	85
		1a. Capa Arcillosa	37.50	1.15	400	30
		1a. Capa Dura	2.50	1.7	50	250
		2a. Capa Arcillosa	12.00	1.25	150	130
		Depósitos Profundos				

Tabla 2. Cuadro estratigráfico de la estación de registro sísmico CAO

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN (m)	T_s (seg.)	ESTRATO	H (m)	γ (kg/m^3)	ω (%)	β (m/s)
40	2.0	Depósitos superficiales	7.00	1.65	75	80
		1a. Capa Arcillosa	24.00	1.16	250	40
		1a. Capa Dura	4.00	1.5	30	150
		2a. Capa Arcillosa	3.00	1.3	200	75
		Depósitos Profundos				

Tabla 3. Cuadro estratigráfico de la estación de registro sísmico SCT

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN (m)	T_s (seg.)	ESTRATO	H (m)	γ (kg/m^3)	ω (%)	β (m/s)
45	0.6	Depósitos superficiales	10.00	1.7	50	70
		1a. Capa Arcillosa	4.00	1.25	200	65
		Depósitos Profundos				

Tabla 4. Cuadro estratigráfico de la estación de registro sísmico VIVEROS.

Como se ha mencionado, la intensidad con la que se sienten los terremotos depende de las características de la fuente, de trayecto y de las condiciones locales. Éstas últimas pueden ser la causa de amplificaciones importantes del movimiento sísmico. La estratigrafía de un sitio determinado nos permite conocer las características y propiedades de los suelos así como su periodo dominante de vibrar. Al diseñar una estructura se intenta alejar su periodo de vibrar del periodo fundamental del suelo donde será desplantada, para evitar que entren en resonancia. Por otra parte, si la estructura se desplanta sobre suelos blandos los efectos de la interacción suelo-estructura deberán tomarse en cuenta, debido a que estos modifican sus características de periodo de vibrar y amortiguamiento, alterando la respuesta del sistema compuesto (suelo-estructura).

CAPÍTULO 2

ESPECTROS DE FOURIER Y DE RESPUESTA

2.1 Transformada de Fourier (TF)

2.1.1 Historia de la transformada de Fourier

Una de las herramientas más utilizadas en el estudio de señales arbitrarias es la Transformada de Fourier (TF), con la cual se puede transformar una señal del dominio del tiempo al de la frecuencia y viceversa.

El análisis de Fourier surgió a partir del intento de su autor por hallar la solución a un problema práctico de conducción del calor en un anillo de hierro. Desde el punto de vista matemático, se obtiene una función discontinua a partir de la combinación de funciones continuas. Ésta fue la atrevida tesis defendida por Jean Baptiste Joseph Fourier ante la Academia Francesa, que motivó serias objeciones de los matemáticos más importantes de su época como Lagrange y Laplace.

Un ejemplo de representación en frecuencia, puede ser el ecualizador de un equipo de música. Las barras que suben y bajan indican las diferentes componentes frecuenciales de la señal sonora que se están escuchando. Esto lo hace un integrado que realiza precisamente la transformada de Fourier.

El trabajo con la señal en frecuencia no solo sirve como información sino que se puede modificar de forma que es ampliamente utilizada en filtros, procesadores

de la imagen y el sonido, comunicaciones (modulaciones, líneas de transmisión, etc.) y otro tipo de aplicaciones más curiosas como en estadística, detección de fluctuaciones de los precios, análisis sismográfico, etc.

A continuación se describe brevemente en que consiste la Transformada de Fourier aplicada a funciones no periódicas y su algoritmo más optimo, la Fast Fourier Transform (FFT).

2.1.2 Transformada de Fourier (TF) aplicada a funciones no periódicas

Las series de Fourier constituyen una poderosa herramienta en el tratamiento de diversos problemas relacionados con funciones periódicas. Puesto que muchos problemas prácticos no involucran funciones periódicas, surgió la idea de desarrollar un método de análisis de Fourier que las incluya. Una manera de hacerlo es suponer que la función periódica $f(t)$ cuenta con un periodo T . Cuando T se aproxima al infinito, $f(t)$ se convierte en una función no periódica. Entonces la representación de Fourier de esta nueva función se obtiene de la siguiente manera:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{in\omega_0 t} \quad , \quad i = -1^{1/2} \quad (2.1)$$

donde

$$C_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) e^{-in\omega_0 t} dt \quad (2.2)$$

$$\omega_0 = 2\pi f_0 = \frac{2\pi}{T} \quad (2.3)$$

Sustituyendo la ecuación 2.2 en 2.1, utilizando la variable comodín x de la integral para evitar confusión con t y puesto que $1/T = \omega_0/2\pi$, se tiene

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left[\frac{1}{2\pi} \int_{-T/2}^{T/2} f(x) e^{-in\omega_0 x} dx \right] \omega_0 e^{in\omega_0 t} \quad (2.4)$$

Si $T \rightarrow \infty$, ω_0 se anula. Sea $\omega_0 = \Delta\omega$; entonces, la frecuencia de cualquier "armónico" $n\omega_0$ debe corresponder a la variable general de frecuencia que describe el espectro continuo. En otras palabras, para $n \rightarrow \infty$ a medida que $\omega_0 = \Delta\omega \rightarrow 0$, el producto es finito; esto es, $n\omega_0 = n\Delta\omega \rightarrow \omega$.

Con base en lo anterior, la ecuación 2.4 se puede escribir como:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left[\frac{1}{2\pi} \int_{-T/2}^{T/2} f(x) e^{-in\Delta\omega x} dx \right] \Delta\omega e^{in\Delta\omega t} \quad (2.5)$$

En el límite, $T \rightarrow \infty$, $\Delta\omega \rightarrow d\omega$, y la sumatoria se convierte en la integral sobre ω ; es decir, ahora la función no periódica se representa de la siguiente manera:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \left[\int_{-\infty}^{\infty} f(x) e^{-i\omega x} dx \right] e^{i\omega t} d\omega \quad (2.6)$$

Si se define

$$F(\omega) = \mathfrak{F}[f(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.7)$$

entonces

$$f(t) = \mathfrak{F}^{-1} [F(\omega)] = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{j\omega t} d\omega \quad (2.8)$$

Las expresiones 2.7 y 2.8 son la representación de Fourier de una función no periódica (Hwei, 1998). A la función $F(\omega)$ se le conoce como *la Integral de Fourier o transformada de Fourier* de $f(t)$, y la operación de integración se simboliza frecuentemente por \mathfrak{F} . Análogamente \mathfrak{F}^{-1} es el símbolo que se utiliza para indicar la operación inversa esto es, obtener $f(t)$ cuando se conoce $F(\omega)$. A $f(t)$ se le denomina *transformada inversa de Fourier* de $F(\omega)$. A estas ecuaciones (2.7 y 2.8) se les conoce como *par de transformadas de Fourier*.

Se supone que cualquier función periódica o no periódica dada tiene dos modos equivalentes de representación: uno en el dominio de t , $f(t)$, y el otro en el dominio de ω , $F(\omega)$. La ecuación 2.7 transforma la función $f(t)$ del dominio del tiempo a su función equivalente $F(\omega)$, en el dominio de la frecuencia, y la ecuación 2.8 invierte el proceso. La ecuación 2.7 analiza la función del tiempo en un espectro de frecuencia y la ecuación 2.8 sintetiza el espectro de frecuencia para obtener nuevamente la función en términos del tiempo.

Un razonamiento semejante se realizó en esta tesis para trabajar con las señales sísmicas. La señal no periódica obtenida por los registros sísmicos, se considera con periodo que tiende al infinito para suponer que la señal original es una función periódica al infinito. Posteriormente se procede a realizar el análisis de la nueva función conforme lo especifica la teoría de Fourier.

2.1.3 Frecuencia de Nyquist y fenómeno de solapamiento espectral

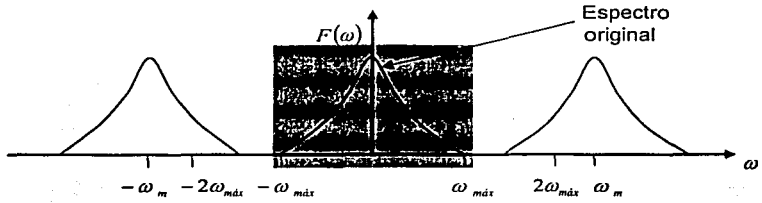
Al utilizar la transformada de Fourier en señales no periódicas, como es el caso de las sísmicas, se debe tener cuidado con el número de valores que se tomarán para representar la señal en el dominio de la frecuencia, a éste número se le denomina *muestreo* de la señal, y de él depende el éxito de obtener la representación correcta del espectro de la señal sísmica, sin que existan alteraciones o disminuciones en las amplitudes espectrales causados por los traslapes de los espectros réplicas.

Una señal sísmica cuenta con cierto número de valores (m) de aceleración obtenidos a cierto tiempo (Δt), al tratar de obtener su espectro en frecuencia, el muestreo debe contener un número máximo de valores para su representación correcta. Este muestreo debe de ser 2^n , donde n es un valor tal que permita que 2^n sea el valor siguiente más próximo de m , para una representación favorable, si $m < 2^n$, se procede a completar los 2^n valores con ceros, de esta manera se le da una estabilidad al modelo analizado para que en la siguiente frecuencia sea excitada nuevamente desde el reposo. En efecto, para obtener la frecuencia máxima de la señal ($\omega_{m\acute{a}x}$), se debe de realizar un muestreo correcto.

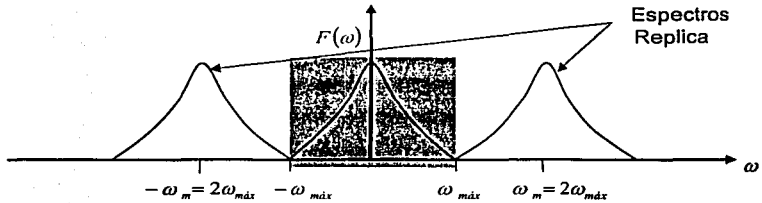
El espectro completo de la señal [$F(\omega)$ vs ω], consiste en réplicas del espectro original, centradas en múltiplos de la frecuencia de muestreo ($\omega_m = 2\pi/T$). Para poder representar aceptablemente la señal original es necesario muestrear a una frecuencia que sea igual o mayor del doble de su máxima frecuencia, pero si por el contrario es menor del doble de la frecuencia máxima, se hace presente el solapamiento espectral (Aliasing), lo que arrojaría valores falsos de la representación de la señal en el dominio de frecuencia.

A la frecuencia máxima de muestreo $\omega_m \geq 2\omega_{m\text{dr}}$ se le denomina *Frecuencia de Nyquist*. Muestrear a una frecuencia inferior a la de Nyquist imposibilita la representación de la señal original. (Figura 2.1).

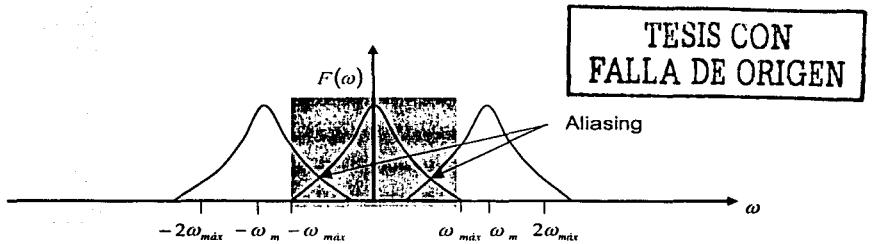
Por lo tanto podemos decir que la *Frecuencia de Nyquist* es la máxima frecuencia a la que se deben llevar a cabo los cálculos para poder representar con aceptable aproximación una señal. En el desarrollo de esta tesis se evitó que se presentara el solapamiento espectral tomando en cuenta valores aceptables de la frecuencia de muestreo.



a) $\omega_m > 2\omega_{m\acute{a}x}$



b) $\omega_m = 2\omega_{m\acute{a}x}$



c) $\omega_m < 2\omega_{m\acute{a}x}$

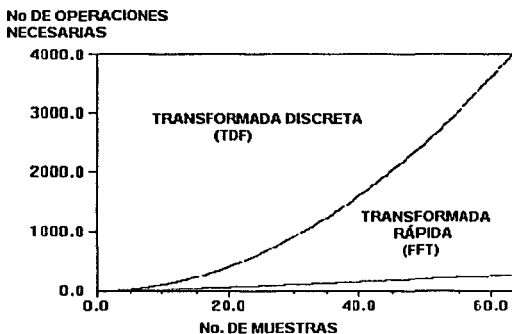
Figura 2.1 Representación de la señal original a partir de la señal muestreada.

2.1.4 Transformada rápida de Fourier (FFT)

La transformada rápida de Fourier es un algoritmo rápido para la evaluación numérica de integrales de Fourier desarrollado en los laboratorios de IBM, y su importancia radica en la rapidez de cálculo conseguida alcanzando su mayor eficiencia, desde el punto de vista de la velocidad de cómputo, cuando el número de puntos en los que evaluamos el espectro es potencia de 2.

Para el cálculo de una transformada de Fourier en modo discreto (TDF) de una serie de longitud N , se tienen que realizar N^2 multiplicaciones complejas y $N(N-1)$ sumas complejas, mientras que con la FFT sólo se requieren hacer $N/(2\log_2(N))$ multiplicaciones complejas y $N * \log_2(N)$ sumas complejas.

La diferencia de velocidad de cálculo entre la tradicional transformada de Fourier (TDF) y la FFT crece según incrementa el número de muestras a analizar, como se puede apreciar en la figura 2.2, ya que mientras una aumenta el número de operaciones necesarias para la resolución de forma exponencial, la otra lo hace de forma prácticamente lineal.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.2. Representación del número de operaciones necesarias de la TDF y de la FFT.

2.1.5 Consideraciones acerca de la FFT

- Para una máxima rapidez, el algoritmo necesita que el número de muestras a evaluar sea potencia de 2.
- Se puede evaluar un número de muestras que no sea potencia de 2 simplemente "truncando" el número de muestras en varios trozos que sean potencia de 2 y analizándolos por separado, pero se pierde tiempo de ejecución y complica la programación sin que los beneficios sean significativos.
- Aunque se calcula la parte positiva y negativa del espectro, si la señal de entrada tiene solo parte real, solo hace falta visualizar la parte de frecuencias positivas, puesto que se puede demostrar que la transformada de Fourier de una función con parte imaginaria nula tiene un espectro par, por lo que mostrar la parte negativa es redundante.

2.1.6 Definición de sistemas lineales

Los sistemas que trabajan con señales procedentes de un muestreo previo están cada día más extendidos y sus análisis son más meticulosos, es decir, mejor cuanto mayor sea la frecuencia de muestreo.

Para casi todos los sistemas existe una *función de entrada* (o función de excitación) y una *función de salida* (o una función de respuesta). Un sistema está completamente caracterizado si se conoce la naturaleza de la dependencia de la salida sobre la entrada.

Si se supone que la respuesta de un sistema a la excitación $f_1(t)$ es la función $f_o(t)$, y si la respuesta de ese sistema a la excitación $f_2(t) = a_1 f_{o1}(t) + a_2 f_{o2}(t)$ es $f_o(t) = a_1 f_{o1}(t) + a_2 f_{o2}(t)$, se dice que es un *sistema lineal*. Por lo tanto, un sistema lineal se puede definir como un sistema al cual se le puede aplicar el principio de superposición.

Al momento de utilizar la transformada de Fourier en su algoritmo más óptimo, implícitamente se considera que el sistema al cual se le aplica la TF es un sistema lineal, debido a que una de las propiedades de la TF es la linealidad, por lo tanto, en la obtención de la respuesta sísmica y para el trabajo aquí presentado, la FFT se utilizó como herramienta de cálculo al dar solución al problema de interacción suelo-estructura para obtener los espectros de Fourier de cada excitación sísmica. A su vez, la representación del problema como un sistema lineal, nos permitió evaluar los efectos de manera superpuesta siguiendo un análisis como el que se detalla en el próximo capítulo de esta tesis.

2.2 Aplicación de la transformada de Fourier

2.2.1 Periodo natural de vibración

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo.

Los movimientos del suelo son modificados dependiendo de las características estructurales del edificio, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores o inferiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende las fuerzas de inercia son mayores.

Estudios realizados a estructuras de varios grados de libertad muestran que sus características esenciales a la respuesta, se pueden estimar con aceptable precisión si se utilizan modelos de un sistema de un grado de libertad, con periodo igual al fundamental de la estructura (Bazán y Meli, 2001).

El periodo natural o fundamental de vibración de una estructura depende de su relación de masa (M) con la rigidez (K):

$$T_{estructura} = 2\pi\sqrt{M/K} \tag{2.9}$$

Si se consideran a los osciladores simples de la figura 2.3, y se someten a cierta excitación sísmica, cada uno responderá de manera diferente dependiendo de su período de vibrar. La respuesta de mayor amplitud se presentará cuando

$$T_{estructura} / T_{suelo} = 1.$$

RESPUESTA DE VARIOS OSCILADORES SIMPLES, A UNA EXCITACIÓN SISMICA

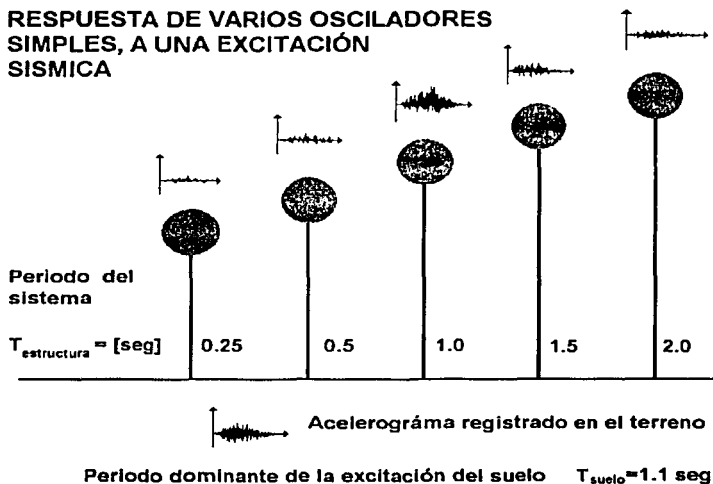


Figura 2.3 Respuesta de sistemas con distinto período fundamental de vibración, ante una excitación sísmica.

El período fundamental de vibración del edificio cobra particular importancia en la zona de terreno blando del Valle de México. Allí el movimiento del terreno durante un sismo es prácticamente una oscilación armónica con un período de

vibración que depende principalmente del espesor de los estratos de arcilla (Bazán y Meli, 2000).

Cuando se obtiene el espectro de Fourier de una señal sísmica y se localiza su frecuencia pico, entendiéndose por frecuencia pico a la frecuencia donde se presenta la máxima amplitud de Fourier, y por otro lado se conoce la frecuencia que corresponde al periodo fundamental de vibración del edificio, conviene evitar que sean similares, para eludir que entren en resonancia, esto es, que las amplitudes de respuesta tiendan a valores muy grandes, generando esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. Lo recomendable es ubicar la estructura fuera de la región de respuesta máxima o modificar sus características como su masa y su rigidez, por citar algunas.

Para obtener los periodos dominantes del Valle de México, se ha empleado la técnica que utiliza los *coeficientes espectrales* (Lermo y Chávez-García, 1994) y otra es la que se basa en *microtemblores* (Lermo et al., 1990). Ambas técnicas han sido comparadas y sus resultados combinados han arrojado curvas de isoperiodos, en las cuales se puede determinar de manera muy sencilla, el periodo dominante de los suelos dependiendo del sitio en estudio, estas curvas se presentan en la figura 2.4 y corresponden a uno de los mapas que actualmente rigen en el RCDF.

En la figura 2.4 se observa que los suelos con grandes periodos naturales de vibrar se encuentran ubicados en la zona donde actualmente se localiza el Aeropuerto así como en Xochimilco, ambos lugares pertenecen a la zona III con arcillas en donde los contenidos de agua elevados. Los valores de periodos se hacen más pequeños conforme los suelos tienden a una rigidez mayor, tal es el caso de los que se localizan al pie de los cerros o bien los que están más cerca de la zona I.

La importancia de conocer el periodo dominante del suelo en un sitio, radica en que debe evitarse construir allí estructuras con periodos similares. Ello reduce la probabilidad de que la estructura falle ante un movimiento dinámico.

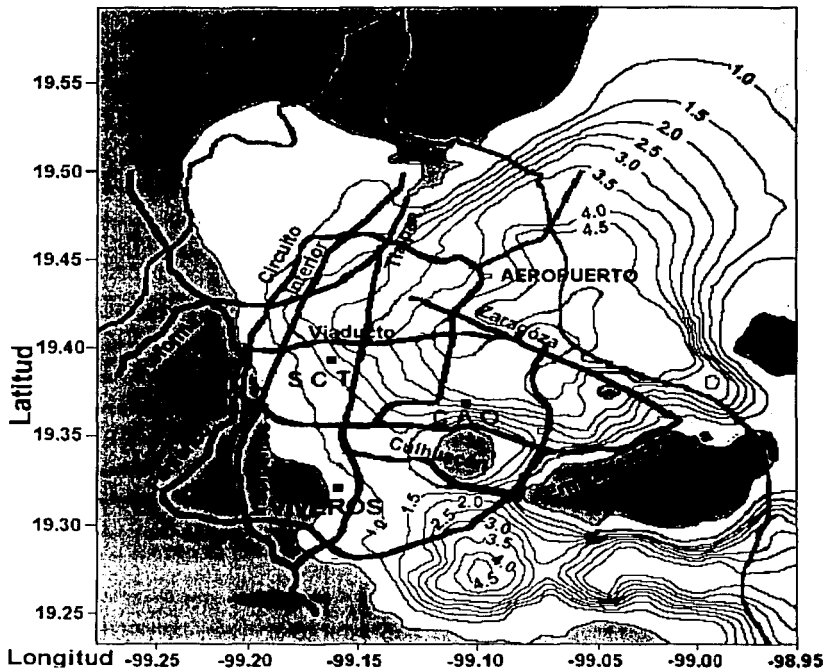


Figura 2.4 Periodos predominantes del suelo T_s (seg.)

(Modificada a partir de NTCDS-RCDF, 1995)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

2.2.2 Espectros de Fourier y de respuesta de los registros utilizados

Cuando se estudia la respuesta de sistemas sometidos a una excitación sísmica, es más ventajoso realizar el análisis de los modos no clásicos de vibración en el dominio de la frecuencia que en el temporal. Una de las varias aplicaciones de los espectros de Fourier, consiste en la obtención de las funciones de transferencia, las cuales son utilizadas para realizar extrapolaciones de eventos sísmicos en lugares donde no se cuenta con estaciones de registro.

Cuando se tiene el registro sísmico de una excitación cuyo epicentro se localiza a una distancia bastante alejada de la estación, y se compara con alguna estación cercana al foco se puede apreciar la diferencia entre uno y otro, debido a que las ondas viajan a través de distintos materiales con diferentes propiedades y varias configuraciones que provocan que éstas modifiquen su trayecto, velocidad y amplitud (efectos de trayecto), a su vez, cuando las ondas atraviesan los suelos o formaciones locales del sitio, también sufren modificaciones adicionales (efectos de sitio). Al considerar únicamente modelos lineales, se puede obtener un *filtro* o *función de transferencia* que represente los efectos de sitio si se conoce la señal antes y después de ser afectada por las condiciones locales. La forma de obtener este filtro es realizando una división del espectro de Fourier de la señal ubicada en el sitio con el espectro de aquella señal que no fue afectada por las condiciones locales. Al espectro obtenido de esta división se le denomina *cociente espectral* o *función de transferencia*. Así, conociendo la señal que no ha sido afectada por los efectos de sitio, se puede evaluar la respuesta de un sitio al realizar la multiplicación de su espectro de Fourier de la señal de entrada por el cociente espectral.

Una forma de apreciar el contenido de frecuencias de las excitaciones sísmicas es obteniendo los espectros de Fourier. En la figura 2.5, se muestran los calculados a partir de los registros del sismo de Michoacán de 1985, recopilado

en las estaciones Central de Abastos Oficinas (CAO), Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y VIVEROS, así como el de EL CENTRO de California en 1940. En ellos se observa la amplitud de la frecuencia pico así como el intervalo en el cual se presentan las frecuencias con amplitudes espectrales más importantes. El registro que tiene mayor contenido de frecuencias es el de EL CENTRO de California, por su extenso rango de picos importantes que se presentan de $T = 0.2$ seg. a $T = 2$ seg. Para el sismo de Michoacán, el registro de la zona de transición (VIVEROS), cuenta con un rango más amplio de altas frecuencias que los comparados con los de la zona blanda, sin embargo, VIVEROS presenta una amplitud menor que las obtenidas para CAO y SCT. En los registros de la zona blanda del Valle de México el rango de frecuencias altas es muy corto y sus frecuencias pico son muy sobresalientes de las del resto.

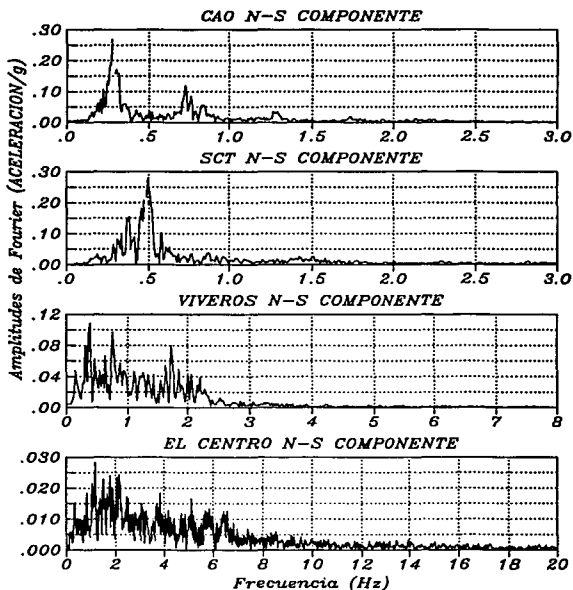


Figura 2.5 Espectros de Fourier para los registros CAO, SCT, VIVEROS y EL CENTRO.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por otro lado los espectros de respuesta son representaciones gráficas que muestran el máximo valor de respuesta de varios osciladores de un grado de libertad ante una excitación sísmica, con ellos se puede predecir cual será la estructura con el comportamiento más desfavorable ante ese sismo.

En la figura 2.6 se ilustran las curvas de los espectros de respuesta correspondientes a los registros de las estaciones antes citadas. Los valores de amortiguamiento que se utilizaron son de 2, 5, 10 y 20%, respectivamente. Para el trabajo realizado en esta tesis, el valor que se dio al amortiguamiento equivalente del suelo fue del 5%. Como se observa, las aceleraciones se reducen considerablemente al incrementar el amortiguamiento. Los intervalos de períodos donde se presentan las respuestas máximas, varían dependiendo del registro sísmico, por ejemplo para los registros ubicados en terreno blando del Valle de México, el intervalo referido para SCT está entre 1.5 y 3 seg., mientras que en CAO existen dos picos importantes siendo el comprendido entre 2.5 a 3.5 seg. el más representativo. El registro de la zona de transición (VIVEROS) muestra un intervalo más amplio que los anteriores, este comienza en 0.2 y llega hasta 3 seg. y para el correspondiente al registro de EL CENTRO, el intervalo es de 0 a 1 seg. No obstante, se puede apreciar que fuera de estos intervalos los valores de la aceleración, y por lo tanto de la fuerza cortante basal, son poco significativos.

La importancia de conocer los intervalos anteriores en éstos espectros, es para cuidar que el máximo pico de respuesta de estructuras no se localice dentro de dichos rangos y coincida con la máxima del suelo, a fin de evitar que los edificios estén expuestos al efecto de resonancia sísmica.

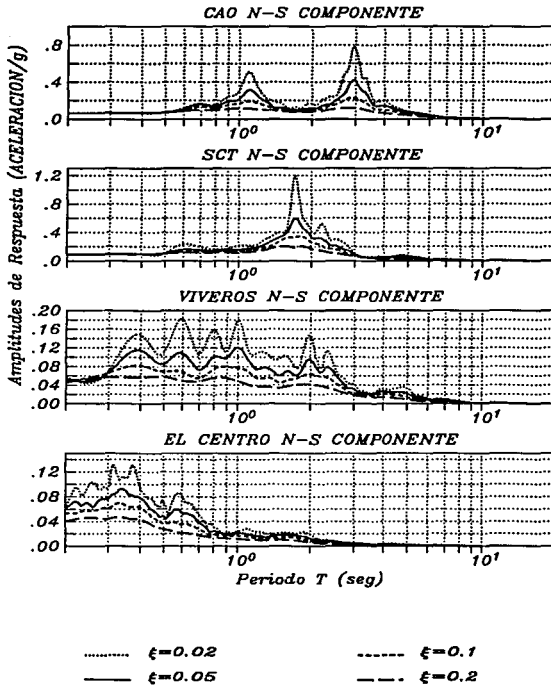


Figura 2.6 Espectros de respuesta de los registros CAO, SCT, VIVEROS y EL CENTRO para diferentes valores de amortiguamiento.

CAPÍTULO 3

FUNCIONES DE IMPEDANCIA Y MOVIMIENTOS EFECTIVOS

Cuando una estructura es diseñada desde el punto de vista dinámico, una parte importante del análisis del sistema consiste en determinar los efectos de la interacción suelo-estructura. Para el sistema formado por la estructura, la cimentación y el suelo, el fenómeno que se presenta es un conjunto de efectos inerciales y cinemáticos, que modifican las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación y las propiedades dinámicas de la estructura.

Una vez iniciado el movimiento, las deformaciones y los desplazamientos del suelo hacen que la estructura se mueva y al mismo tiempo ésta impone cargas adicionales al suelo, debido a las fuerzas y momentos de inercia. Como consecuencia los desplazamientos de campo libre, entendiéndose por campo libre al espacio sobre el terreno donde no hay ninguna construcción, serán diferentes a los de un punto localizado en la vecindad cercana a la estructura (ver figura 3.1).

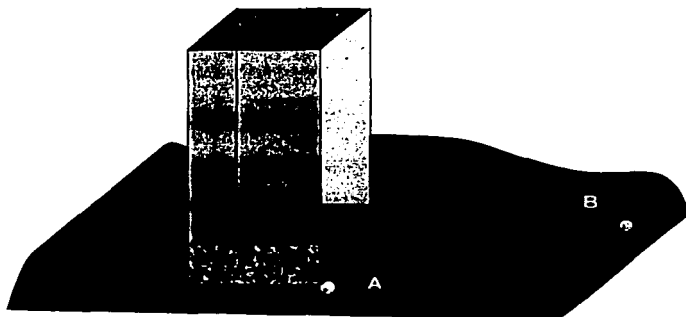


Figura 3.1 Representación de los puntos A y B en los cuales, sus desplazamientos se ven afectados de manera diferente, debido a las deformaciones del suelo ante una excitación dinámica.

3.1 Método de superposición

Uno de los métodos más socorridos para dar solución al problema de interacción suelo-estructura es el de superposición, el cual supone que la interacción total del sistema se puede obtener con la suma de la interacción inercial y la cinemática (Whitman y Bielak, 1980).

Si se toma como excitación sísmica en la base de la estructura al movimiento de campo libre, el efecto de interacción suelo-estructura presentado será el de la *interacción inercial*, que se debe a la elasticidad y la inercia del sistema, el cual depende básicamente de las propiedades dinámicas del mismo. Pero para realizar de forma completa el estudio de interacción suelo-estructura es necesario considerar el efecto del paso de las ondas sísmicas, que es más

importante cuando se tienen cimentaciones enterradas. Este efecto es provocado cuando las deformaciones del suelo ocasionadas por el movimiento de campo libre, tratan de deformar la cimentación rígida ocasionando la difracción de ondas que afectan el movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación. Con base en lo anterior, se realiza una superposición de los efectos de las ondas difractadas por la cimentación (omitiendo la presencia de la estructura) y las ondas de campo libre, para obtener el movimiento efectivo del cimiento. A esto se le conoce como *interacción cinemática* la cual depende en esencia, de la naturaleza de la excitación sísmica, de la geometría de la cimentación y de la estratigrafía del subsuelo.

Los efectos que se propician en las estructuras al ser analizadas siguiendo éste método, se presentan por un lado para la interacción inercial que genera el alargamiento del periodo fundamental, el incremento o reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura, al ser comparados con los valores que tendría en su condición de base rígida, y por otro lado, la reducción de la componente de traslación de la cimentación, el surgimiento del cabeceo y torsión incitados por el efecto promediador de la cimentación y el filtrado de las componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica, son consecuencias de la interacción cinemática. Cuando se realizan estudios conservadores se analizan únicamente las interacciones inerciales, considerando que los efectos de sitio son tomados en cuenta al determinar la excitación sísmica de campo libre, la cual suele remplazar al movimiento de entrada de la cimentación.

La interacción inercial es resultado de cargar a la estructura con fuerzas de inercia originadas por su masa y por la aceleración causada por la interacción cinemática. La interacción cinemática es producto de la excitación sísmica del sistema en su conjunto pero considerando que la estructura carece de masa. Se supone que la cimentación es rígida por lo que al moverse dependiendo del ritmo que la excitación le propicie, no se transmiten deformaciones a la

estructura y por ende, su movimiento es considerado como el de un cuerpo rígido. Razón por la cual no se necesita más que de la cimentación rígida omitiendo su masa, para determinar la interacción cinemática.

Al trabajar en el dominio de la frecuencia, es posible sustituir al suelo por funciones de impedancia para cada uno de los grados de libertad en la interfaz entre el suelo y la cimentación. Por lo tanto, la solución del problema de interacción total contemplando que la cimentación es completamente rígida se puede dividir en las siguientes fases, tal como los ilustra la figura 3.2.

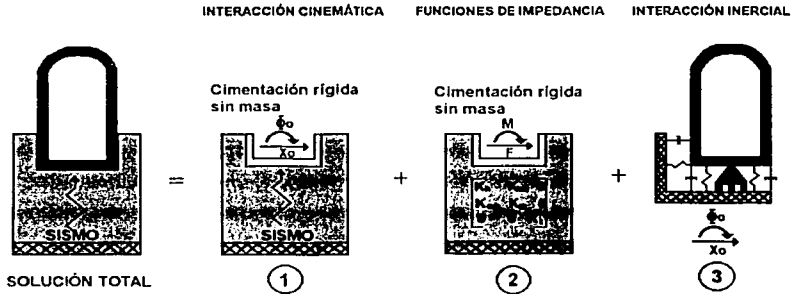


Figura 3.2 Obtención de la respuesta total del problema de interacción suelo-estructura.

Fase 1. Interacción cinemática. En esta parte, se determina el movimiento de la cimentación rígida sin masa generado por la excitación sísmica, el cual contiene traslaciones y rotaciones que dependen del desplante de las cimentaciones.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fase 2. Funciones de impedancia. El comportamiento de una cimentación en el problema de la interacción dinámica suelo-estructura está controlado por las funciones de impedancia. Conceptualmente las funciones de impedancia o rigideces dinámicas del sistema suelo-cimentación se definen mediante las fuerzas y los momentos necesarios para producir desplazamientos y rotaciones armónicos unitarios en la cimentación rígida y sin masa, respectivamente. Estas representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo y están en función de la frecuencia de excitación.

Fase 3. Interacción inercial. Aquí se obtiene la respuesta de la estructura real apoyada sobre resortes y amortiguadores que sustituyen al suelo, los cuáles se calcularon en la segunda fase, y es sometida en su base al movimiento efectivo calculado en la fase 1.

Se conoce que el periodo fundamental de la estructura al interactuarse con el suelo, siempre se incrementa, dado que el sistema acoplado cuenta con una mayor flexibilidad que el atribuido en base rígida (Jennings y Bielak, 1973, Veletsos y Meek, 1974). También se sabe que en el sistema acoplado, el amortiguamiento suele incrementarse pues la energía es disipada adicionalmente, como consecuencia de los amortiguamientos geométrico y material del suelo (Jennings y Bielak, 1973, Veletsos y Meek, 1974). En vista de que la interacción suelo-estructura reduce la efectividad del amortiguamiento estructural, es posible que el amortiguamiento efectivo del sistema llegue a ser menor que el amortiguamiento de la estructura sobre base rígida, a menos que ésta reducción sea compensada por el incremento debido al amortiguamiento del suelo (Avilés y Pérez-Rocha, 1996).

En esta tesis no se tomaron en cuenta parámetros para evaluar las demandas de ductilidad.

3.2 Concepto de rigidez dinámica

El movimiento de entrada de la cimentación puede diferir del movimiento de campo libre debido a la naturaleza de la excitación dinámica, así como de los obstáculos que se presenten en el paso de las ondas sísmicas. Esta situación no debería pasar de desapercibida, ya que la capacidad de amortiguamiento del medio de soporte no solo depende de la disipación de la energía por amortiguamiento material y geométrico del suelo, sino también de la pérdida por difracción, refracción, y reflexión de las ondas causadas por la presencia del cimiento.

Las rigideces dinámicas ó funciones de impedancia de la cimentación rígida se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son del tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación.

Para poder comprender el fenómeno de las vibraciones del cimiento, se realizó una analogía con un oscilador de un grado de libertad, de la siguiente manera:

$$M \omega^2 u + K u + i \omega C u = R \quad (3.1)$$

Donde M , K , C y R representan la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la carga excitadora de la cimentación, respectivamente; la variable u indica los desplazamientos, $\omega = 2\pi f$ es la frecuencia circular e $i = \sqrt{-1}$.

De la relación fuerza-desplazamiento (Ley de Hooke) se tiene:

$$R = K^* u \quad (3.2)$$

Donde K' es el coeficiente de proporcionalidad entre la carga excitadora y la deformación.

De la ecuación (3.1) y (3.2) obtenemos:

$$K' = \frac{R}{u} = (K + M\omega^2) + i(\omega C) \quad (3.3)$$

$$K_1 = K + M\omega^2 \quad (3.4)$$

$$K_2 = \omega C \quad (3.5)$$

donde:

K_1 : Depende de las características de rigidez del sistema las cuales no están en función de la frecuencia (módulo de cortante (G) , la relación de Poisson (ν) y el amortiguamiento del suelo (ξ_s) , en esencia independientes de ω) y de la inercia de los elementos del suelo la cual es proporcional a ω^2 .

K_2 : Representa el amortiguamiento del sistema que usualmente se descompone en una parte independiente de la frecuencia que refleja el amortiguamiento histerético del suelo y una parte dependiente de la frecuencia que representa el amortiguamiento por radiación (viscoso) debido al esparramamiento de las ondas.

Usualmente, la rigidez dinámica (K') suele expresarse mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación.

$$K' = K_0 (k' + i\eta c') (1 + i2\xi_s) \quad (3.6)$$

donde K_0 representa la rigidez estática, k' es el coeficiente de rigidez y c' corresponde al coeficiente de amortiguamiento dependientes de la frecuencia

adimensional η ($\eta = \omega a / \pi \beta$; donde β = velocidad de propagación de las ondas de corte, a es el semiancho del cimienta).

El cálculo de las funciones de impedancia implica la solución de un problema mixto de valores en la frontera mediante la aplicación de la teoría de la propagación de ondas. Los desplazamientos en la interfaz entre el suelo y la cimentación están prescritos por los movimientos armónicos unitarios de esta última, mientras que los esfuerzos en la superficie del terreno son nulos.

Para obtener la respuesta de traslación y torsión de la estructura, se requiere conocer previamente las funciones de impedancia y los movimientos efectivos para cada una de las profundidades de desplante.

Las rigideces dinámicas utilizadas en este estudio son las obtenidas por Mita y Luco (1989) para cimentaciones cuadradas y son las que se representan en las figuras 3.3 y 3.4, en ellas se aprecian los comportamientos que tienen los coeficientes de rigidez dinámica k^* y c^* graficados respecto a la frecuencia adimensional $\eta = \omega a / \pi \beta$ y para diferentes relaciones de desplante, a saber: $D/a = 0, 0.5, 1.0$ y 1.5 . Los subíndices h , m y t representan las rigideces a la traslación horizontal, cabeceo y torsión desacopladas, respectivamente, y mh a las acopladas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

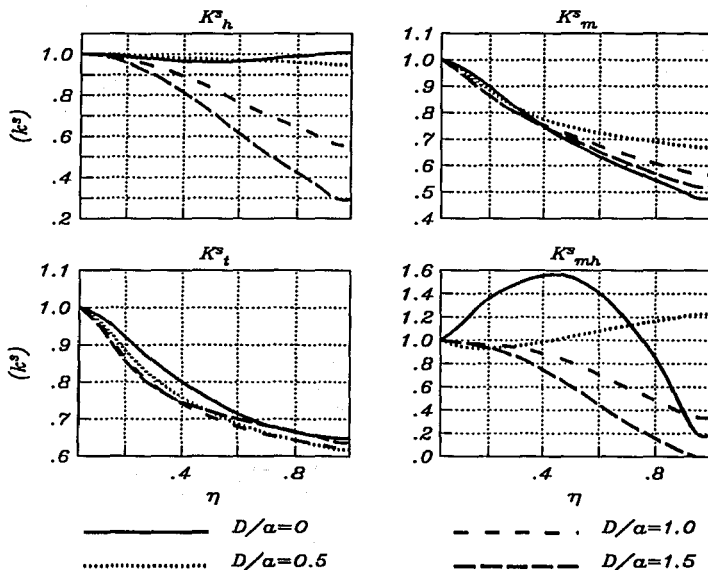


Figura 3.3 Coeficientes de las impedancias o rigideces dinámicas, en su parte real, para cimentaciones cuadradas.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

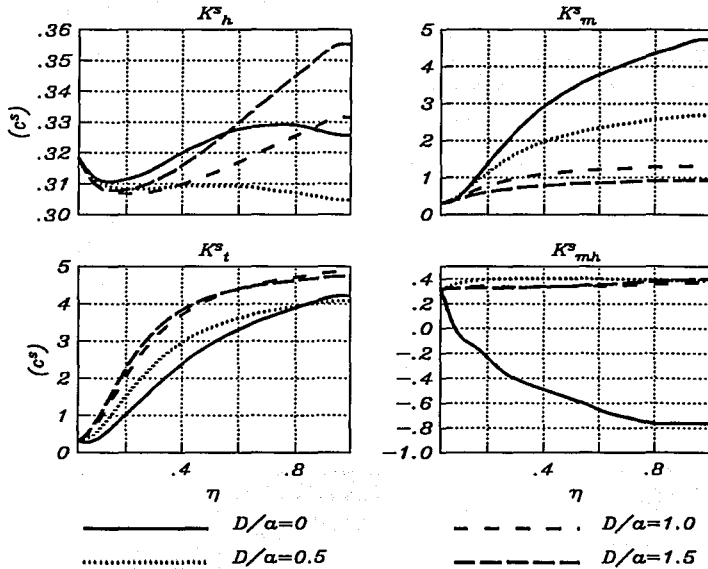


Figura 3.4 Coeficientes de las impedancias o rigideces dinámicas, en su parte imaginaria, para cimentaciones cuadradas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La forma en que la profundidad de desplante afecta a las rigideces dinámicas se aprecia en las figuras anteriores (3.3 y 3.4). En la figura que representa a los resortes sustitutos del suelo (figura 3.3), los coeficientes de las rigideces dinámicas para la traslación horizontal muestran una variación pequeña con respecto a la rigidez estática cuando no existe enterramiento, no obstante, conforme la profundidad de desplante se hace mayor los coeficientes de rigidez dinámica son menores a la rigidez estática. Para las impedancias dinámicas a la torsión en general se observa una disminución en los valores de los coeficientes de rigidez dinámica cuando los enterramientos incrementan, esto último también se ve para las curvas correspondientes al cabeceo.

En la figura 3.4 que representa el amortiguamiento del suelo, los coeficientes de la traslación horizontal incrementan según la profundidad de enterramiento llegando a tener los mayores valores para $D/a = 1.5$ en $\eta = 1.0$. Los valores correspondientes a los coeficientes de la torsión, ascienden sus valores cuando el enterramiento también aumenta, lo contrario ocurre para los coeficientes dinámicos del cabeceo. Por su parte, las impedancias dinámicas acopladas tanto reales como imaginarias, muestran un comportamiento diferente debido a la combinación de acoplamientos.

Es evidente que la profundidad de desplante modifica los coeficientes que se obtienen para las rigideces dinámicas de manera importante y como consecuencia, el comportamiento que presente la cimentación del sistema suelo estructura ante una excitación sísmica, deberá estar en función de su profundidad de desplante.

3.3 Movimientos de entrada

En el estudio de la interacción dinámica suelo-estructura se busca determinar, con menor incertidumbre, el comportamiento sísmico de las estructuras ubicadas en terrenos blandos.

El movimiento de entrada de la cimentación es una función compleja que depende de factores como la geometría de la cimentación, las características del suelo de soporte y la naturaleza de la excitación sísmica. Para conocer el movimiento efectivo, normalmente se utilizan métodos de elementos finitos, métodos analíticos o elementos de frontera los cuales consumen, en general, abundantes recursos de cálculo. Para los fines ingenieriles, sin embargo, se justifica el uso de técnicas aproximadas, debido a las numerosas incertidumbres involucradas e hipótesis consideradas en el modelado del problema.

Los movimientos efectivos se refieren a los movimientos de campo libre modificados por la presencia de la cimentación, que al ser rígida, actúa como un elemento que promedia a estos últimos, y a su vez, produce un fenómeno de difracción de ondas que altera al suelo en el entorno cercano a la cimentación.

Los movimientos efectivos usados en este estudio, se calcularon utilizando una técnica propuesta por Iguchi (1982), que para su aplicación requiere de las funciones de impedancia y de los movimientos y tracciones de campo libre, que se calculan utilizando métodos bien conocidos en la teoría de la propagación de ondas (Achenbach, 1976).

Para el modelo utilizado en esta tesis, se consideraron cimentaciones sin excentricidad, enterradas en un semiespacio elástico, con relación de Poisson y amortiguamiento del suelo $\nu = 0.4$ y $\zeta_s = 0.05$, respectivamente, y a profundidades de desplante $D = 0a, 1.0a, 0.5a$ y $1.5a$ (figura 3.5).

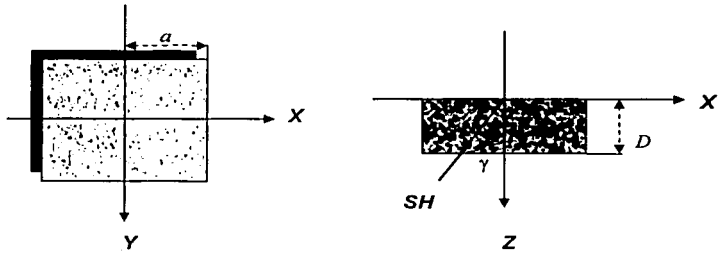


Figura 3.5 Sistema de referencia utilizado en la cimentación

Las excitaciones efectivas para traslación horizontal, cabeceo y torsión debidas al arribo de ondas de corte SH con distintos ángulos de incidencia referidos al centro de la base de la cimentación con coordenadas $(0, 0, D)$ (ver figura 3.5), son exhibidas en la figura 3.6. Los resultados se encuentran normalizados ante las amplitudes del movimiento de campo libre y muestran variaciones con respecto a la frecuencia adimensional η .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

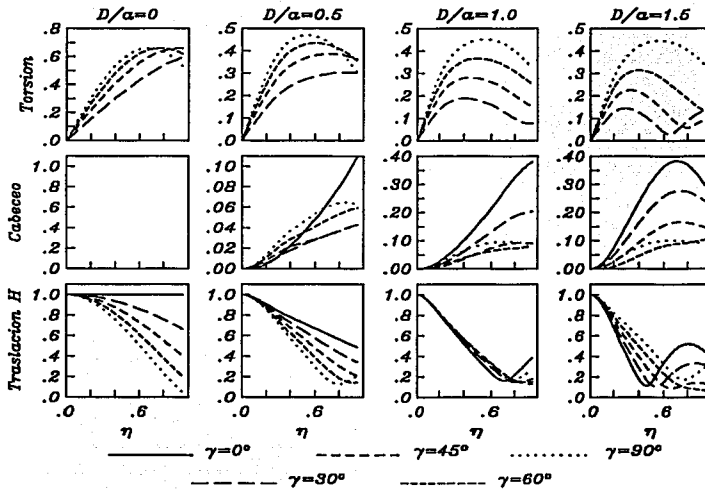


Figura 3.6 Movimientos efectivos para cimentaciones cuadradas, desplantadas en un semiespacio elástico con $\nu = 0.4$ y $\zeta_s = 0.05$, para incidencia de ondas SH.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la figura 3.6 se observa que no existe interacción cinemática únicamente para el caso donde la cimentación se encuentra apoyada sobre la superficie del suelo, es decir, con enterramiento nulo y donde la propagación de ondas es vertical, debido a que la excitación efectiva es igual al movimiento de campo libre.

También se visualiza que para incidencia de ondas diferente a la vertical o cuando la cimentación está enterrada se presenta la interacción cinemática. Esto se refleja cuando las componentes de traslaciones horizontales disminuyen sus valores y aparecen valores no nulos para el cabeceo y la torsión.

De la figura 3.6 se ve que los movimientos efectivos para la torsión son mayores conforme el ángulo incidente se incrementa. Sin embargo para el cabeceo los movimientos efectivos son más sobresalientes cuando la incidencia es vertical.

Por lo tanto, si se tiene un enterramiento de la cimentación, se presentarán movimientos efectivos en traslación horizontal, torsión y cabeceo, y su importancia de éstos en cada uno de los modos de vibrar está en función del ángulo de incidencia de las ondas SH.

CAPÍTULO 4

MODELO DE UN OSCILADOR SIMPLE CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

4.1 Modelo

El modelo empleado en el estudio para idealizar la estructura consiste en un oscilador simple de masa M y excentricidad estructural e , con dos grados de libertad (traslación y rotación), representado por un diafragma rígido de dimensión $2a$ y altura H , soportado por elementos verticales los cuales son considerados axialmente inextensibles y sin masa, apoyados sobre una cimentación cuadrada de masa M_0 y desplantada a una profundidad D sobre un semiespacio elástico, homogéneo e isótropo definido por su módulo de Poisson ν y la velocidad de las ondas de corte β . La excentricidad e se representa en el diafragma rígido como la distancia entre el centro de masas M y resistencias R , este último coincide con el centro geométrico del mismo. Los ejes de referencia X y Y se hacen coincidir con los ejes principales de resistencia y el eje vertical Z pasa por el centro de resistencias, tal como se representa en la figura 4.1.

El sistema suelo-estructura es excitado por trenes de ondas planas de cortante polarizadas horizontalmente, las cuales arriban con un ángulo de incidencia γ con respecto al eje Z y se propagan a lo largo del eje X (figura 4.2), produciendo movimientos en el terreno paralelos al eje Y . Debido a las características de esta

excitación, el cimiento tendrá desplazamientos horizontales en la dirección del eje Y , torsión y cabeceo alrededor de los ejes Z y X , respectivamente.

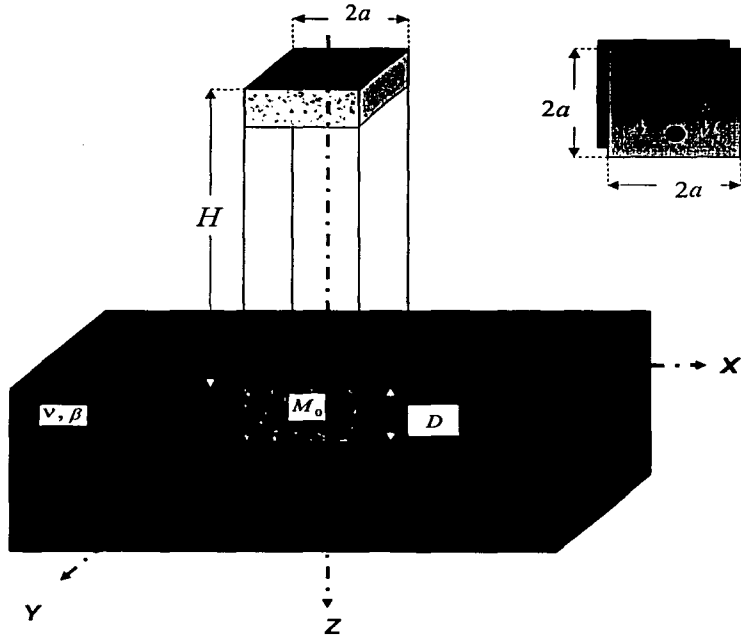


Figura 4.1 Modelo que idealiza la estructura con altura H , masa M , excentricidad e , centro de resistencias R que coincide con el centro geométrico del diafragma rígido y desplazado en una cimentación con masa M_0 , a una profundidad D .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

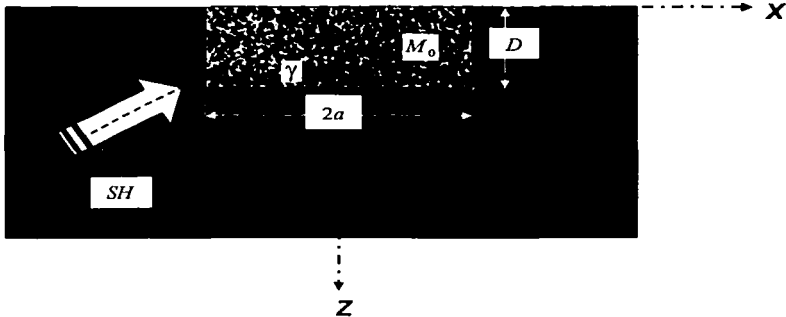


Figura 2.2 Incidencia de las ondas SH con un ángulo γ en una cimentación cuadrada, enterrada en un semiespacio elástico con relación de Poisson ν y velocidad de propagación de ondas de corte β .

El conjunto formado por el edificio y la cimentación responde como un sistema de cinco grados de libertad. La respuesta de la estructura está descrita por el desplazamiento horizontal Δ_b y la torsión θ_b ; y la de la cimentación por el desplazamiento horizontal Δ_0 , la rotación θ_0 y el cabeceo ϕ_0 . La respuesta total referido a un sistema coordenado es $\Delta_T = \Delta_b + \Delta_0 + \Delta_g$, $\theta_T = \theta_b + \theta_0 + \theta_g$ y $\phi_T = \phi_0 + \phi_g$, donde los subíndices b , 0 y g corresponden a la estructura, cimentación y suelo, respectivamente.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.2 Ecuaciones dinámicas

Las ecuaciones que definen el movimiento del modelo están dadas por:

$$M \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H + D) \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\ + C_{hb} \dot{\Delta}_b + C_{h0} e \dot{\theta}_b + K_{hb} \Delta_b + K_{h0} e \theta_b = 0 \quad (4.1)$$

$$M e \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H + D) \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) \right] + J_o \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \\ + C_{h0} e \dot{\Delta}_b + C_{o0} \dot{\theta}_b + K_{h0} e \Delta_b + K_{o0} \theta_b = 0 \quad (4.2)$$

$$M \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H + D) \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\ + M_o \left[\ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] + f_{\Delta} = 0 \quad (4.3)$$

$$M e \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H + D) \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) \right] + J_{\theta} \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \\ + M_o e \left[\ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) \right] + J_{\theta_o} \left(\ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) + f_{\theta} = 0 \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned}
& M(H+D) \left[\ddot{\Delta}_b + \ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + (H+D) \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_b + \ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] + \\
& J_\phi \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + M_o E \left[\ddot{\Delta}_o + \ddot{\Delta}_g + E \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + e \left(\ddot{\theta}_o + \ddot{\theta}_g \right) \right] \\
& + J_{\phi_o} \left(\ddot{\phi}_o + \ddot{\phi}_g \right) + f_\phi = 0 \tag{4.5}
\end{aligned}$$

Donde Δ implica traslaciones a lo largo del eje Y, θ representa los giros alrededor del eje Z y ϕ considera los giros alrededor del eje X. Los puntos en la parte superior de las variables indican la derivación con respecto al tiempo. C_{hh} , $C_{\theta\theta}$ son los coeficientes de amortiguamiento desacoplados para la traslación y torsión, respectivamente y $C_{h\theta}$ es el coeficientes de amortiguamiento acoplado; las rigideces estructurales están representadas por K_{hh} , $K_{\theta\theta}$ a la traslación y a la torsión, respectivamente, y $K_{h\theta}$ es la rigidez acoplada; los momentos polares de inercia para la torsión y cabeceo de la estructura son J_θ y J_ϕ y los de la cimentación están dados por J_{θ_o} , J_{ϕ_o} , respectivamente; $E = D/2$ es la profundidad al centro de gravedad de la cimentación la cual, se ha tomado como la mitad de la profundidad de desplante. Los términos f_Δ , f_θ y f_ϕ representan las fuerzas de traslación, torsión y cabeceo, respectivamente, que el suelo ejerce sobre el cimientto.

Para una excitación armónica con frecuencia circular ω , los movimientos de la cimentación pueden ser expresados como $\Delta_o = \tilde{\Delta}_o e^{i\omega t}$, $\theta_o = \tilde{\theta}_o e^{i\omega t}$, $\phi_o = \tilde{\phi}_o e^{i\omega t}$, donde $i = \sqrt{-1}$ y $\omega = 2\pi f$. Las fuerzas del suelo están dada por $f_\Delta = F_\Delta e^{i\omega t}$, $f_\theta = F_\theta e^{i\omega t}$ y $f_\phi = F_\phi e^{i\omega t}$, donde:

$$\begin{Bmatrix} F_{\Delta} \\ F_{\phi} \\ F_{\theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_h^s & K_{hm}^s & 0 \\ K_{mh}^s & K_m^s & 0 \\ 0 & 0 & K_t^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\Delta}_0 \\ \tilde{\phi}_0 \\ \tilde{\theta}_0 \end{Bmatrix} \quad (4.6)$$

K^s son las impedancias o rigideces dinámicas para la traslación horizontal, cabeceo, torsión y las que corresponden a las acopladas dadas por los subíndices h, m, t y hm , respectivamente.

Definiendo las siguientes normalizaciones:

$e_r = e/r$, $r = \text{radio de giro}$, $\Delta_{\theta} = r\theta$, $\Delta_{\phi_s} = H\phi_s$, $\Delta_{\theta_0} = H\theta_0$, $C_{\Delta}/M = 2\zeta_{\Delta}\omega_{\Delta}$, $C_{\theta}/J_{\theta} = 2\zeta_{\theta}\omega_{\theta}$, $C_{\phi}/J_{\phi} = 2\zeta_{\phi}\omega_{\phi}$, $\zeta_{\Delta} = \zeta_{\theta} = \zeta_{\phi} = \zeta$, $\omega_{\Delta}^2 = K_{\Delta}/M$, $\omega_{\theta}^2 = K_{\theta}/J_{\theta}$, $\omega_{\phi}^2 = K_{\phi}/J_{\phi}$, $\lambda_T = \omega_{\theta}/\omega_{\phi}$ donde ω_{θ} y ω_{ϕ} son las frecuencias naturales desacopladas a la torsión y a la traslación respectivamente, $E/a = D/2a = \delta_d/2$, $\delta_m = M_0/M$, $\delta_d = D/a$, $\delta_h = H/a$, a es el semiancho de la cimentación; $\delta_p = \rho_h/\rho_0$, en donde ρ_h y ρ_0 son las densidades relativas de la estructura y la del suelo, respectivamente; $\alpha = aT_0/\beta\delta_h$ representa la rigidez relativa de la estructura con respecto a la del suelo, donde T_0 es el periodo natural fundamental de la estructura sobre base rígida a la traslación desacoplada; $\Delta_{\phi_0} = (H+D)\phi_0$ y $\Delta_{\phi_s} = (H+D)\phi_s$.

Con base en el arreglo matricial (4.6) y considerando las normalizaciones anteriores, se tiene:

$$F_{\Delta} = K_h^s \Delta_0 + \frac{K_{hm}^s}{H+D} \Delta_{\phi_0} \quad (4.7)$$

$$F_0 = \frac{K_l^s}{r} \Delta_{0_0} \quad (4.8)$$

$$F_\phi = K_{hm}^s \Delta_0 + \frac{K_m^s}{H+D} \Delta_{\phi_0} \quad (4.9)$$

Las ecuaciones de movimiento se pueden describir de la siguiente manera:

$$\Delta_b \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_h}{\omega} - 1 \right] - \Delta_0 - \Delta_{\phi_0} + e_r \Delta_{0_0} \left[\frac{K_{h0}}{M\omega^2} + \frac{C_{h0}}{M\omega} - 1 \right] - e_r \Delta_{0_0} = \Delta_{0_0} \{ Q_h + Q_\phi + e_r Q_0 \} \quad (4.10)$$

$$\Delta_b e_r \left[\frac{K_{h0}}{M\omega^2} + i \frac{C_{h0}}{M\omega} - 1 \right] - e_r \Delta_0 - e_r \Delta_{\phi_0} + \Delta_{0_0} \frac{J_0}{Mr^2} \left[\frac{\omega_0^2}{\omega^2} + 2i\zeta \frac{\omega_0}{\omega} - 1 \right] - \frac{J_0}{Mr^2} \Delta_{0_0} = \Delta_{0_0} \left\{ e_r Q_h + e_r Q_\phi + \frac{J_0}{Mr^2} Q_0 \right\} \quad (4.11)$$

$$- \Delta_b - \Delta_0 \left[\frac{K_h^s}{M\omega^2} - \delta_m - 1 \right] + \Delta_{\phi_0} \left[\frac{K_{hm}^s}{Mr(\delta_h + \delta_d)\omega^2} - \frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m - 1 \right] - e_r \Delta_{0_0} - e_r \Delta_{0_0} (1 + \delta_m) = \Delta_{0_0} \left\{ Q_h (1 + \delta_m) + Q_\phi \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] + e_r Q_0 (1 + \delta_m) \right\} \quad (4.12)$$

$$- e_r \Delta_h - e_r \Delta_0 (1 + \delta_m) - e_r \Delta_{\phi_0} \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] - \frac{J_0}{Mr^2} \Delta_{0_0} +$$

$$\Delta_0 \left[\frac{K'_s}{Mr^2 \omega^2} - (1 + \delta_m) \frac{J_0}{Mr^2} \right] = \Delta_{0z} \left\{ e_r Q_h (1 + \delta_m) + e_r Q_\phi \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] + \frac{J_{0z}}{Mr^2} Q_0 (1 + \delta_m) \right\} \quad (4.13)$$

$$- \Delta_b - \Delta_0 \left[\frac{K'_{hm}}{Mr^2 (\delta_h + \delta_d) \omega^2} - \frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m - 1 \right] +$$

$$\Delta_\phi \left[\frac{K'_m}{Mr^2 (\delta_h + \delta_d)^2 \omega^2} - \frac{J_\phi}{Mr^2 (\delta_h + \delta_d)^2} (\delta_m + 1) - \frac{\delta_d^2}{4(\delta_h + \delta_d)^2} \delta_m - 1 \right] - e_r \Delta_{0z} -$$

$$e_r \Delta_{0z} \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] = \Delta_{0z} \left\{ Q_h \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] +$$

$$Q_\phi \left[\frac{J_\phi}{Mr^2 (\delta_h + \delta_d)^2} (\delta_m + 1) + \frac{\delta_d^2}{4(\delta_h + \delta_d)^2} \delta_m + 1 \right] + e_r Q_0 \left[\frac{\delta_d}{2(\delta_h + \delta_d)} \delta_m + 1 \right] \right\} \quad (4.14)$$

donde $Q_h = \Delta_z / \Delta_{0z}$, $Q_\phi = (H + D) \phi_z / \Delta_{0z}$ y $Q_0 = a \theta_z / \Delta_{0z}$ son las relaciones de los movimientos de entrada de la cimentación con respecto a la amplitud Δ_{0z} del movimiento horizontal de campo libre.

De esta manera, se calculó la respuesta a la traslación y a la torsión del modelo de interacción suelo-estructura. Para ello se requirieron conocer o calcular, previamente, los valores de las funciones de impedancia del suelo (K') y movimientos de entrada (Δ_{0z} , Δ_z y $\Delta_{\phi z}$) de la cimentación.

En este trabajo se analizaron estructuras para distintos valores de λ_T ($\lambda_T = T_v / T_0$), calculando las respuestas máximas a la traslación (Δ_v^{max}) y a la torsión (Δ_0^{max}) para obtener las ampliaciones dinámicas de la excentricidad y del cortante y comparar los resultados con los obtenidos al seguir las recomendaciones de diseño de las NTCDS-RCDF. También se analizaron los parámetros que influyen en la respuesta de las estructuras y se determinaron las estructuras que se encuentran desprotegidas por las normas.

La ampliación dinámica del cortante de diseño está expresada de la siguiente manera.

$$\frac{V_h}{V_h^{des}} = \frac{\Delta_v^{max}}{S} \quad (4.15)$$

donde $V_h = K_v \Delta_v^{max}$ es el cortante de diseño del sistema en estudio y el cortante de diseño desacoplado está dado por $V_h^{des} = K_v S$, S es el espectro de desplazamientos para el oscilador con respuesta a la traslación sin excentricidad ($e_r = 0$).

Considerando el momento torsionante de diseño, definido en las NTC de diseño por sismo del RCDF como:

$$T^{dis} = e^{dis} V_h^{des} = e^{dis} K_v S \quad (4.16)$$

y el momento torsionante calculado utilizando el modelo descrito en éste capítulo:

$$T^{dis} = \theta K_0 = \frac{\Delta_0^{max}}{r} K_0 \quad (4.17)$$

se tiene:

$$e^{dis} = \frac{K_{\theta} \Delta_{\theta}^{mdx}}{K_v} \frac{1}{S} \frac{1}{r} = \lambda \frac{2}{r} \frac{J_{\theta} \Delta_{\theta}^{mdx}}{M r^2 S} \quad (4.18)$$

para las cimentaciones cuadradas $\frac{J_{\theta}}{M r^2} = \frac{2}{3}$, entonces:

$$\frac{e^{dis}}{e_r} = \left(\frac{2\lambda^2}{3e_r} \right) \left(\frac{\Delta_{\theta}^{mdx}}{S} \right) \quad (4.19)$$

donde $e_r^{dis} = e^{dis} / r$ y $e_r = e / r$.

En las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico para el Distrito Federal, y en la mayoría de los reglamentos, se especifica que la excentricidad que se debe de utilizar en el cálculo de las acciones para el diseño a la torsión de los elementos estructurales, debe de ser aquella que considere a la excentricidad estructural y a la excentricidad accidental generada por la variación espacial del movimiento sísmico, entre otros factores.

La excentricidad de diseño se obtiene mediante la aplicación de dos fórmulas sencillas que involucran a la excentricidad estructural y a una dimensión característica de la planta arquitectónica de la estructura, afectadas por coeficientes especificados. Las formulas según las NTCDs-RCDF son:

$$e^{dis} = \begin{cases} 1.5 e + 0.1b \\ e - 0.1b \end{cases} \quad (4.20)$$

donde e es la excentricidad estática, dada por la distancia entre los centros de masa y de rigidez, y b la dimensión en la planta del edificio perpendicular a la dirección de la excitación sísmica.

Los valores 1.5 y 1.0 que anteceden a e , son para tomar en cuenta el acoplamiento dinámico entre el movimiento lateral y torsional de la estructura por la falta de simetría, en tanto que el término adicional $\pm 0.1 b$ es para incluir los efectos de torsión debidos a excentricidades accidentales, que incluso deben de ser considerados en el diseño del edificio simétricos en planta.

Entonces el momento torsional de diseño que debe de ser considerado en los elementos estructurales, está dado por:

$$T^{dis} = T^e + T^a \quad (4.21)$$

donde T^e representa el momento a la torsión dado por la excentricidad estática y T^a representa el momento torsionante obtenido por la excentricidad accidental. Ambos se obtienen de la siguiente forma:

$$T^e = (1.5 e_r) (r V_h^{dis}) \quad (4.22)$$

$$T^a = 2a (0.1 V_h^{dis}) \quad (4.23)$$

Con base en esto, se puede afirmar que:

- a) Si no hubiera excentricidad estructural, el cortante desacoplado debería ser igual al de diseño, y la torsión se generaría al aplicarse éste en una posición diferente de la del centro de masa. En una estructura asimétrica, si la torsión accidental tomara el valor nulo, la torsión estructural estaría

generada por el cortante acoplado multiplicado por la excentricidad estructural, o bien, como lo sugerido por las normas, sería igual al cortante desacoplado V_h^{des} multiplicado por el 150% del valor de la excentricidad estática.

- b) La relación entre el cortante de diseño obtenido de manera rigurosa (V_h) con el cortante desacoplado utilizado en el reglamento (V_h^{des}) debería ser unitaria. Esto es aceptado cuando se desconoce el efecto dinámico de la excentricidad estática o nominal. Si existen valores inferiores, el momento calculado por la excentricidad accidental (T^a) está sobrevaluado. De ser el valor mayor a la unidad, entonces, el criterio utilizado para diseñar los elementos estructurales por torsión, no sería el más adecuado. Para el caso de T^e los resultados obtenidos serán o no adecuados dependiendo de que tan alejado este el valor de e_r^{dis} de $1.5 e_r$.
- c) Si la razón $e_r^{dis} / e_r \neq 1.5$, el diseño puede o no ser conservador, dependiendo de que tan alejado esté el valor de V_h del de V_h^{dis} .

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS PARAMÉTRICO

5.1 Cálculo de las ampliaciones dinámicas del cortante y de la excentricidad de manera rigurosa

Para conocer los efectos de la interacción suelo estructura en la respuesta de las estructuras a la torsión, primero se analizaron y compararon las respuestas de sistemas con profundidad de desplante nula para diferentes ángulos de incidencia. Posteriormente se compararon los sistemas $\delta_d = 0$ con aquellos desplantados a profundidades $\delta_d = 0.5, 1.0$ y 1.5 ; y finalmente los que tienen enterramiento para distintas incidencias. En todos los cálculos realizados se consideró la llegada de ondas de corte polarizadas horizontalmente SH , con ángulos de incidencia $\gamma = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ y 90° , con respecto a la vertical. Se asumió que $\zeta = 0.05$, $\delta_p = 0.15$, $\delta_m = 0$ y $\nu = 0.4$. Se utilizaron relaciones de esbeltez de la estructura de $\delta_h = 1, 3$ y 5 ; las excentricidades estructurales consideradas son $e_r = 0.05, 0.15$ y 0.3 y las rigideces relativas de la estructura con respecto al suelo son $\alpha = 0, 0.25$ y 0.5 . $\alpha = 0$ implica que la estructura está desplantada sobre base rígida y $\alpha = 0.5$ corresponde a estructuras desplantadas sobre suelos blandos.

Se analizaron estructuras con un margen amplio de valores del periodo natural a la traslación entre el de torsión (λ_T). Se estudiaron únicamente osciladores con periodo a la traslación de valor unitario, es decir, $T_u = 1$ seg., calculándose

finalmente, la amplificación dinámica del cortante y de la excentricidad de diseño.

De las figuras que se muestran a continuación, para que los valores del cortante y de la excentricidad dinámica calculados de manera rigurosa coincidan con lo que se propone en normas, la tendencia del valor para las relaciones de V_h / V_h^{des} y e_r^{dia} / e_r deben ser de la unidad en el primer caso y de 1.5 en el segundo, para cualquier valor de λ_r . Muchos de los casos analizados en esta investigación están dentro del comportamiento que se predice al aplicar las normas; sin embargo, existen algunos que quedan desprotegidos.

En la figura 5.1 se presentan los resultados obtenidos al considerar como excitación sísmica el registro de CAO, para estructuras con esbeltez de $\delta_a = 1$ y excentricidad $e_r = 0.05$, desplantadas en la superficie, ante incidencias de ondas SH con ángulos $\gamma = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ y 90° . Se observa que la influencia del ángulo incidente es importante en las amplificaciones dinámicas tanto de la excentricidad como del cortante. A medida que el suelo de apoyo es más flexible, el efecto que propicia el ángulo de incidencia es más desfavorable. En suelos con $\alpha = 0.25$, las amplificaciones dinámicas calculadas con incidencias $\gamma \neq 0^\circ$ resultaron muy alejadas del 1.5 para la relación de excentricidad y de 1.0 para la relación del cortante, esto se agrava cuando se considera un suelo más blando ($\alpha = 0.5$), lo que implica que las estructuras desplantadas sobre suelos blandos diseñadas con los criterios establecidos en las normas están subestimadas. Esto se corrobora al observar la figura 5.2, en la cual se utilizó el registro de SCT como excitación, considerando una esbeltez de $\delta_a = 3$, excentricidad $e_r = 0.05$ y profundidad de desplante $\delta_d = 1.5$. A pesar de que se trata de una excitación dinámica diferente, con profundidad de desplante y relación de esbeltez distintas a las utilizadas en la figura 5.1, también se observan efectos importantes provocados por el ángulo incidente presentándose

valores grandes de las ampliaciones dinámicas cuando las ondas tienden a una incidencia horizontal.

La figura 5.3 fue calculada usando el registro de VIVEROS, con $\delta_h = 3$, $\delta_d = 0.5$ y $e_r = 0.15$. En ella se aprecia, que las ampliaciones dinámicas máximas de la excentricidad causadas por los efectos del ángulo de incidencia para estructuras enterradas en suelos medianamente flexibles y blandos, se localizan en valores de $\lambda_T \geq 2.0$ y no en $\lambda_T \leq 1$ como se ve en las figuras 5.1 y 5.2, quizás por que los sistemas se mueven de manera diferente dependiendo del contenido de frecuencias del sismo, de las características naturales del suelo de desplante y de las características propias de la estructura.

También en la figura 5.3 se observa que los resultados alcanzados para el cortante desacoplado derivado de las normas (V_A^{des}), es menor al cortante obtenido siguiendo el modelo de esta tesis (V_A). Esto hace suponer que el momento torsionante calculado considerando el cortante acoplado sería mayor al calculado con el cortante desacoplado, por lo tanto, en estos casos se estaría subestimado la importancia del acoplamiento.

En la figura 5.4 se graficaron los resultados obtenidos de las ampliaciones dinámicas de la excentricidad y del cortante, al utilizar como registro de control el de EL CENTRO. Se consideraron osciladores con $\delta_h = 5$, $e_r = 0.3$ y $\delta_d = 1.0$. Aquí se confirman los efectos del ángulo incidente comentados en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3. También en la figura 5.4, de igual manera que en algunas de las figuras anteriores, las ampliaciones dinámicas del cortante presentan valores inferiores a 1.0, las cuales coinciden con el valor de λ_T en donde las ampliaciones dinámicas de la excentricidad marcan sus máximos picos, esto puede hacer creer que la ampliaciones dinámicas del cortantes en cierta medida compensan los altos valores obtenidos para e_r^{dia} / e_r .

De lo anterior podemos concluir que el ángulo de incidencia tiene mayor relevancia para suelos blandos, aunque también se tienen valores de amplificación importantes para suelos moderadamente flexibles. La tendencia de las curvas indican que a mayor ángulo de incidencia, mayores son las amplificaciones dinámicas que se presentan. Para incidencias verticales ($\gamma = 0^\circ$), las amplificaciones se encuentran dentro del rango de seguridad propuesto por las normas de diseño, excepto para osciladores con $\lambda_T \leq 1.5$. El pico donde se presentan la máxima amplificación dinámica de la excentricidad varía dependiendo del registro utilizado, de las características del sitio y de las del oscilador y no siempre se presenta cuando el valor de λ_T es cercano a la unidad, sino que por la flexibilidad del suelo llega a aparecer incluso para valores tan pequeños como $\lambda_T = 0.3$ (figura 5.1) ó tan grandes como $\lambda_T = 2.2$ (figura 5.3). Aunque se considera poco probable encontrar estructuras con ciertas relaciones de λ_T , como por ejemplo $T_h < 0.5T_0$, se puede observar que cuando la incidencia de las ondas es diferente del valor de la incidencia vertical ($\gamma \neq 0^\circ$), la amplificaciones dinámicas para la mayoría de los valores de λ_T no cumplen con lo especificado por las normas de diseño, dando lugar a que el momento torsionante estático sea subvaluado.

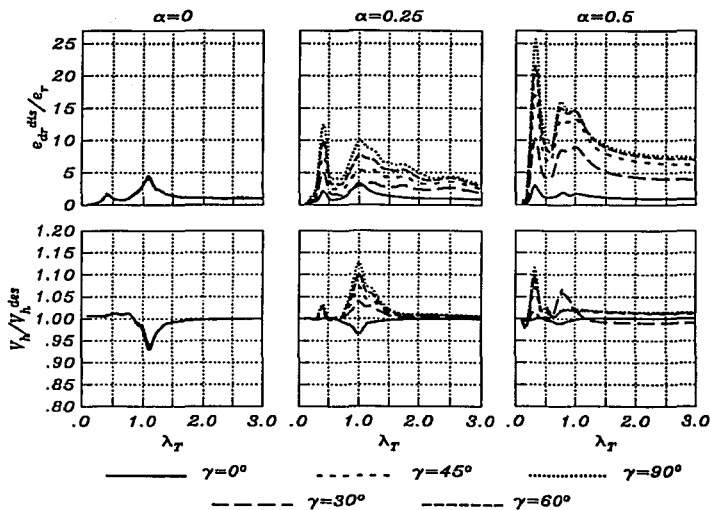


Figura 5.1 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de CAO, componente N-S y $e_r = 0.05$; $\delta_h = 1$; $\delta_d = 0$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

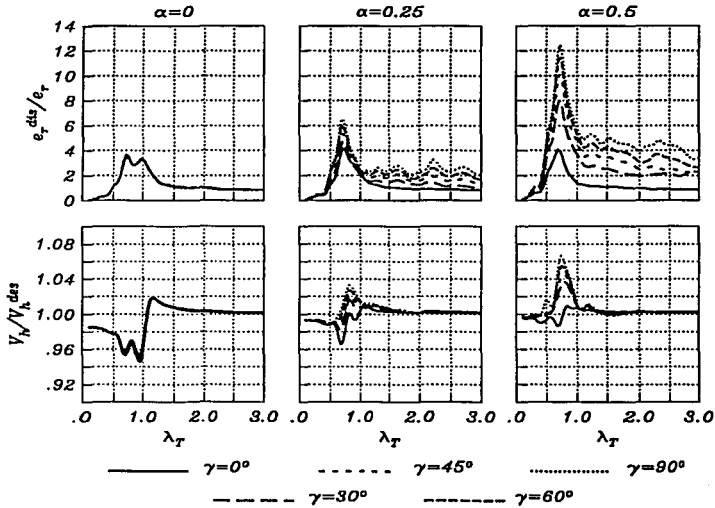


Figura 5.2 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de SCT, componente N-S y $e_r = 0.05$; $\delta_a = 3$; $\delta_d = 1.5$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

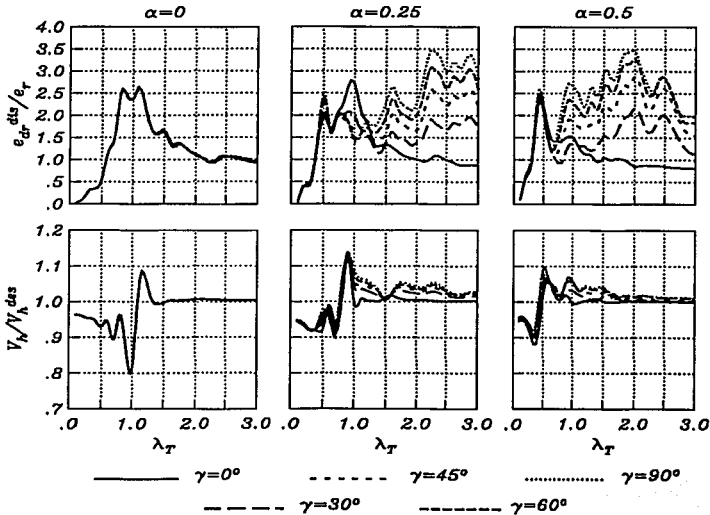


Figura 5.3 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de VIVEROS, componente N-S y $e_r = 0.15$; $\delta_h = 3$; $\delta_d = 0.5$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

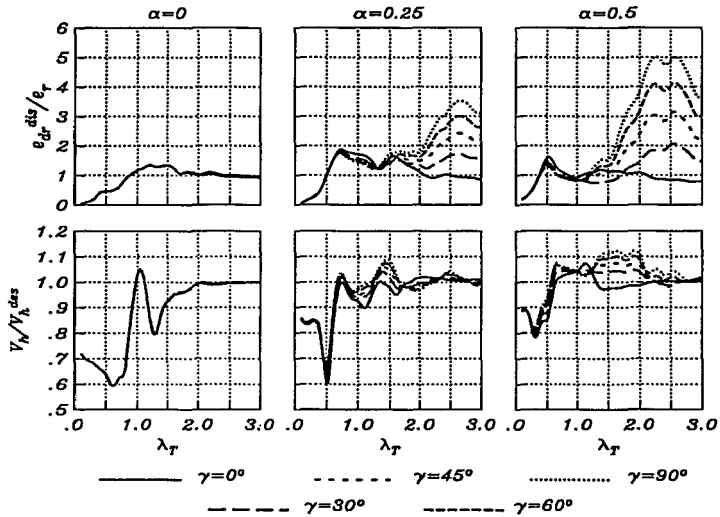


Figura 5.4 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de EL CENTRO, componente N-S y $e_r = 0.3$; $\delta_h = 5$; $\delta_d = 1.0$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La influencia de la profundidad de desplante se aprecia en las figuras 5.5 y 5.6. En estas figuras se muestra la variación de las amplificaciones del cortante (V_h/V_h^{des}) y la excentricidad (e_r^{din}/e_r) con respecto a λ_T para osciladores desplantados a distintas profundidades con excentricidad estática $e_r = 0.05$, esbeltez de $\delta_h = 3$ y ángulo de $\gamma = 90^\circ$.

De los resultados obtenidos en la figura 5.5, se infiere que las profundidades de desplante poco afectan las amplificaciones, ya que prácticamente todas las curvas incluyendo las obtenidas para osciladores sin enterramiento, muestran la misma tendencia. Esto implica que es válido considerar cimentaciones no enterradas para llevar a cabo análisis paramétricos. También se aprecia que los valores del cortante dinámico máximo (V_h) son muy parecidos a los de diseño (V_h^{des}) cuando $\lambda_T > 2$, al mismo tiempo que la amplificación dinámica de la excentricidad obtiene su máximo valor, el cual es superior al del reglamento en más de un 500% para algunos casos. Pero para $\lambda_T < 2$, los valores de V_h^{des} subestiman a los calculados para V_h .

La figura 5.6 corresponde a los resultados de las amplificaciones dinámicas para el registro sísmico de EL CENTRO, en ella se ratifica lo comentado en la figura 5.5 con la observación de que los valores obtenidos para la amplificación dinámica de la excentricidad, fueron de 15 veces más grandes al valor de 1.5 recomendado por las normas de diseño. Lo anterior hace pensar que los valores que se recomienda utilizar para la excentricidad según las NTCDS-RCDF en muchos de los casos no son los más adecuados.

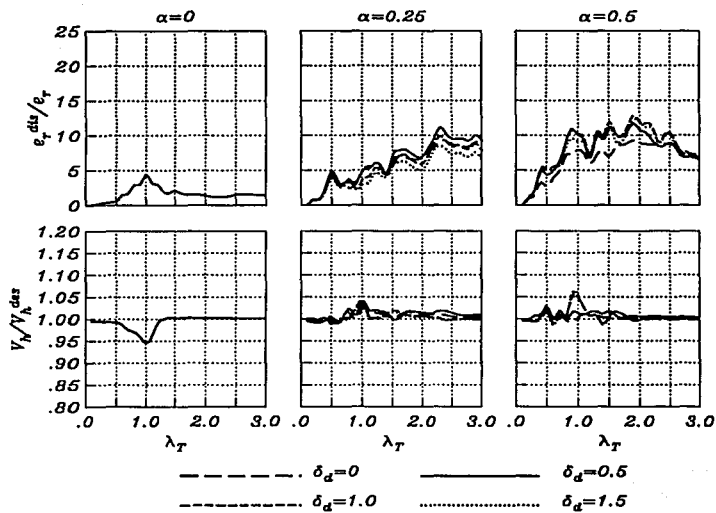


Figura 5.5 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de VIVEROS, componente N-S y $e_r = 0.05$; $\delta_s = 3$; $\gamma = 90^\circ$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

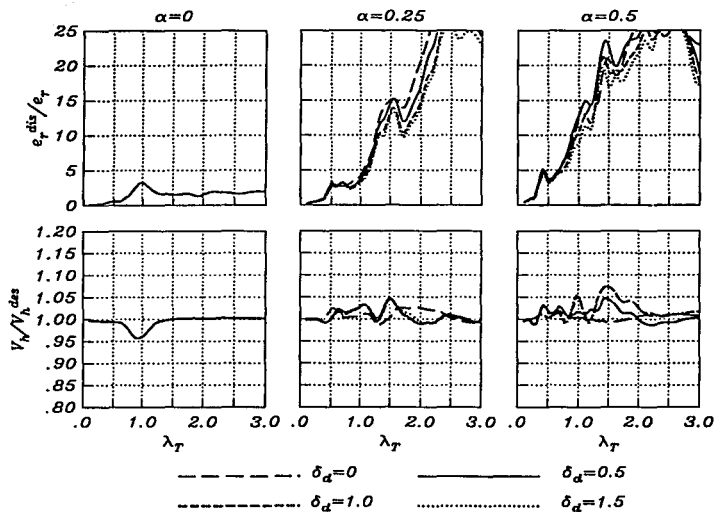


Figura 5.6 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de EL CENTRO, componente N-S y $e_r = 0.05$; $\delta_h = 3$; $\gamma = 90^\circ$.

FALLA DE ORIGEN

Otro de los parámetros que se estudió en esta tesis, y que más afecta la respuesta de las estructuras, es su esbeltez. En las figuras 5.7 y 5.8 se graficaron los resultados para osciladores con $e_r = 0.15$, $\delta_d = 0.5$, $\gamma = 60^\circ$, considerando rigideces relativas de la estructura con respecto a las del suelo de $\alpha = 0$, $\alpha = 0.25$ y $\alpha = 0.5$. Las excitaciones dinámicas estuvieron dadas por los registros sísmicos de CAO y SCT. Se observa que los valores de las amplificaciones dinámicas tanto de la excentricidad como del cortante, son mayores conforme el valor de la relación de esbeltez disminuye, pues los efectos de la interacción suelo estructura son más pronunciados para estructuras robustas ($\delta_h = 1$) que para estructuras esbeltas ($\delta_h = 5$).

Observando las curvas para $\delta_h = 1$ en las figuras 5.7 y 5.8, se ve que las máximas amplificaciones dinámicas de la excentricidad y del cortante se localizan en valores de $\lambda_T < 1.0$. Sin embargo para $\lambda_T \geq 1.0$, las curvas de las amplificaciones dinámicas disminuyen sus valores aproximándose a los valores propuestos por las normas de diseño, pero para algunos casos estas curvas no se lograron situar por debajo de dichos valores, sobre todo las correspondientes a los suelos blandos ($\alpha = 0.5$). Esta última situación también se presentó para las graficas que corresponden a los valores de esbeltez $\delta_h = 3$ y $\delta_h = 5$, aunque en la mayoría de estos casos si son cubiertos por los valores propuestos por las normas de diseño. También en estas figuras se observa que la esbeltez no tiene trascendencia cuando se considera al sistema desplantado sobre suelo rígido.

De acuerdo con estos resultados, de manera similar que en los casos descritos anteriormente para la influencia del ángulo de incidencia, existe un rango de valores de λ_T que dependen básicamente de las características del sistema y de las excitaciones sísmicas, para los cuales los lineamientos especificados en las normas no se cumplen.

Lo anterior pone en cuestionamiento una vez más, que las ampliaciones dinámicas obtenidas con las fórmulas recomendadas por las NTCDS-RCDF, en muchos de los casos, no cubren las ampliaciones dinámicas que resultan siguiendo el modelo propuesto en esta tesis.

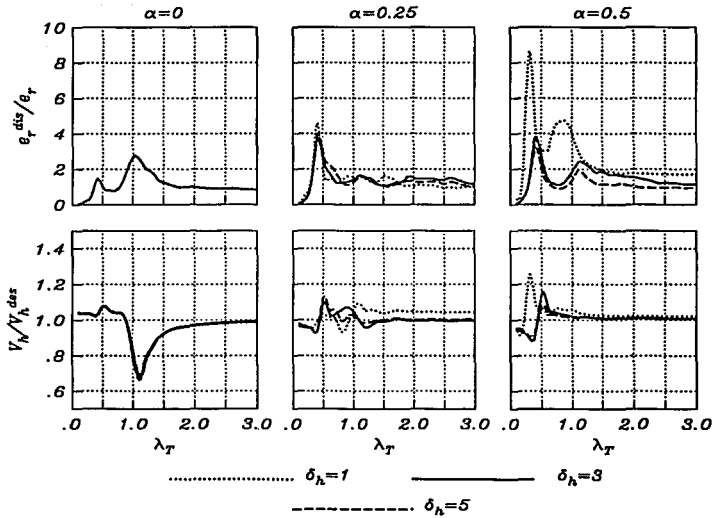


Figura 5.7 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de CAO, componente N-S y $e_r = 0.15$; $\delta_d = 0.5$; $\gamma = 60^\circ$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

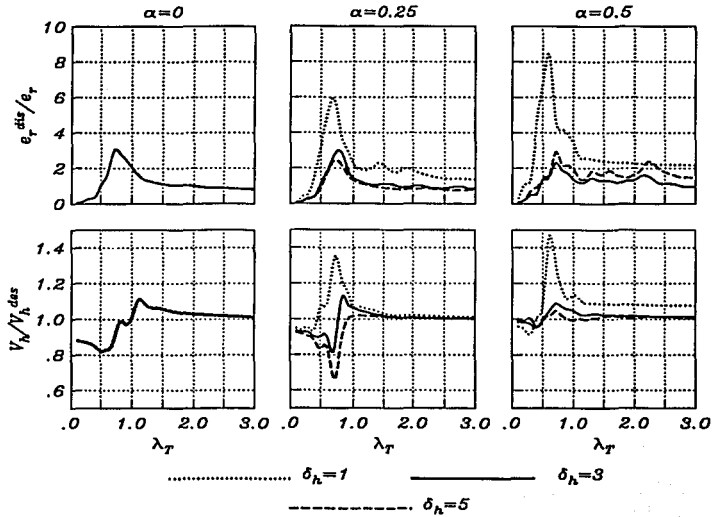


Figura 5.8 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de SCT, componente N-S y $e_r = 0.15$; $\delta_d = 0.5$; $\gamma = 60^\circ$.

SIS CON FALLA DE ORIGEN

En las figuras 5.9 a 5.12 se presentan los resultados obtenidos para osciladores con $e_r = 0.05$, 0.15 y 0.3 , desplantados en suelos con $\alpha = 0$, $\alpha = 0.25$ y $\alpha = 0.5$, para $\delta_h = 5$, $\delta_d = 1.0$ y $\gamma = 45^\circ$, considerando los registros de CAO, SCT, VIVEROS y EL CENTRO. En ellas se observa que si la excentricidad estructural es muy pequeña, los valores de la amplificación de la excentricidad que se pueden presentar son muy grandes más de 3 veces lo señalado por las normas. Por lo que, si la excentricidad estructural es $e_r = 0.05$, prácticamente todas las estructuras quedan desprotegidas, debido a que los valores de las amplificaciones dinámicas de la excentricidad conseguidas con los valores propuestos por las normas de diseño, no cubren las amplificaciones obtenidas a partir del modelo de esta tesis, y consecuentemente, el momento torsional estático calculado con los primeros resultados, estaría subvaluado. Sin embargo se tendría que considerar si los valores de estos momentos torsionantes son importantes como para alterar los resultados finales.

También en las amplificaciones dinámicas del cortante se observaron los efectos de excentricidad estructural. Las curvas obtenidas en casi todas las figuras de este estudio, indicaron una tendencia proporcional respecto a los valores de la excentricidad, es decir, las amplificaciones dinámicas del cortante fueron mayores conforme el valor de la excentricidad incrementaba.

La afirmación de otros autores (Chandler y Hutchinson, 1987a y b) en el sentido de que las mayores amplificaciones dinámicas ocurrían cuando el periodo desacoplado a la traslación es muy parecido al de torsión de la estructura o menor que éste, se muestran en las figuras 5.1, 5.2, 5.7, 5.8, 5.9 y 5.10. Sin embargo no siempre se presenta el caso anterior, ya que como se observa en las figuras 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.11 y 5.12, las máximas amplificaciones se presentaron para valores más grandes que $\lambda_r = 1.0$. En particular la figura 5.11 en cuyo análisis se consideró el enterramiento de la cimentación sobre suelo blando, excentricidad $e_r = 0.05$ y el registro de VIVEROS como sismo de control,

la amplificación dinámica máxima de excentricidad se obtuvo para $\lambda_r = 2.2$ y en algunos casos fue mayor a éste valor como se aprecia en la figura 5.12. Es importante citar que también se presentan las máximas amplificaciones de la excentricidad para $e_r = 0.15$ y $e_r = 0.3$.

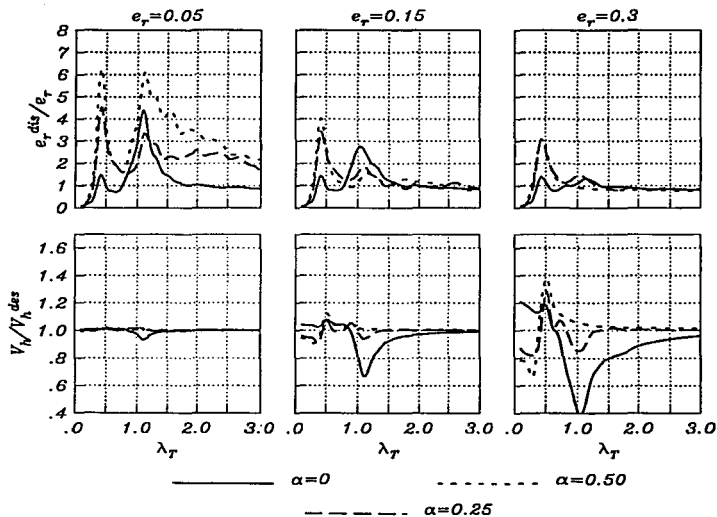


Figura 5.9 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de CAO, componente N-S y $\delta_s = 5$; $\delta_d = 1.0$; $\gamma = 45^\circ$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

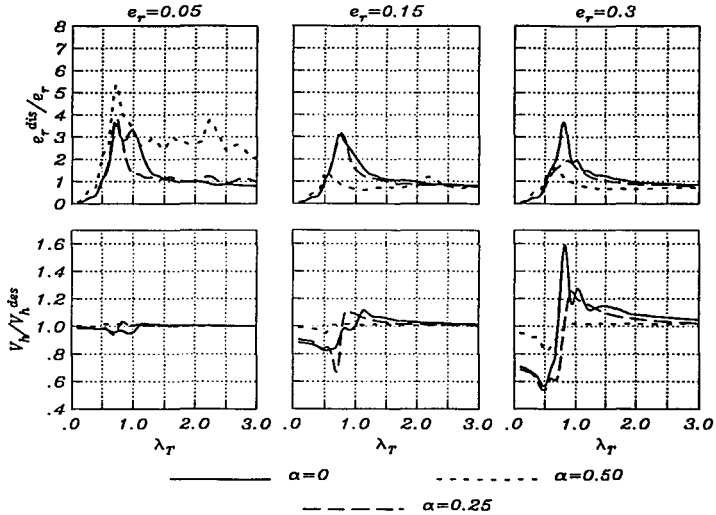


Figura 5.10 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de SCT, componente N-S y $\delta_h = 5$; $\delta_d = 1.0$; $\gamma = 45^\circ$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

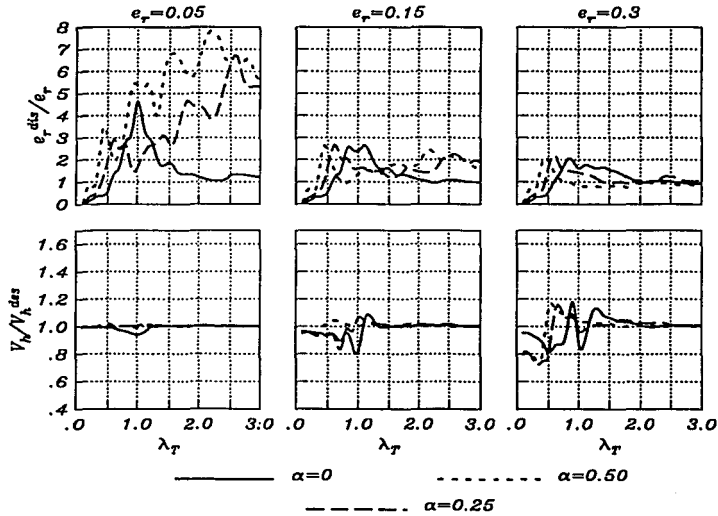


Figura 5.11 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de VIVEROS, componente N-S y $\delta_h = 5$; $\delta_v = 1.0$; $\gamma = 45^\circ$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

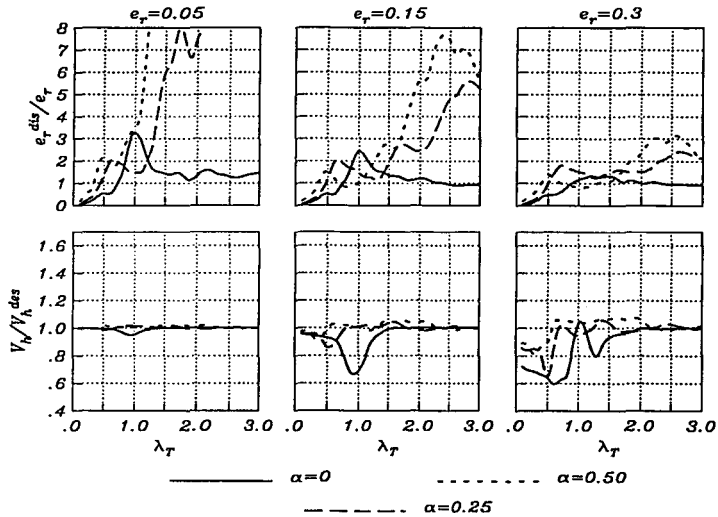


Figura 5.12 Variación de la amplificación dinámica de la excentricidad y del cortante. Se utiliza como movimiento de excitación el registro de EL CENTRO, componente N-S y $\delta_x = 5$; $\delta_d = 1.0$; $\gamma = 45^\circ$.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó la respuesta de estructuras modeladas por medio de un oscilador simple con dos grados de libertad (traslación y rotación), sometidas a los sismos de EL CENTRO de California de 1940 y el de Michoacán del 19 de septiembre de 1985. El propósito fue investigar y destacar las condiciones para las cuales las recomendaciones de diseño por torsión propuestas en el reglamento son deficientes. Algunos autores ya han señalado que algunas estructuras no están adecuadamente protegidas por los reglamentos de algunas ciudades, entre ellos el de la Ciudad de México. Aquí se confirman algunas de sus observaciones y se destacan otras que no habían sido contempladas.

Es evidente que la presencia de las excentricidades en los centros de masa de los edificios en relación con los centros de rigideces, genera una respuesta acoplada de torsión y traslación. Este acoplamiento es tomado en cuenta en las normas técnicas que sugieren cómo diseñar estructuras para resistir los efectos de torsión cuando son sometidas a excitaciones dinámicas, pero la forma en que se protegen de estos efectos no siempre es la más apropiada, ya que existen casos que no son cubiertos adecuadamente. Esto en muchos de los resultados, representó que algunas de las estructuras diseñadas con los valores propuestos por las normas de diseño, subestimen las amplificaciones dinámicas a las que pudieran verse sujetas durante su vida útil.

En los casos analizados se observó que los valores de las amplificaciones dinámicas de la excentricidad y del cortante variaron considerablemente dependiendo del sismo de excitación en estudio. Para el sismo de EL CENTRO

(1940) se presentaron valores en las amplificaciones dinámicas de excentricidad mayores a los obtenidos para cualquier registro del sismo de Michoacán (1985). Para éste último, los valores de las amplificaciones dinámicas de la excentricidad que se obtuvieron considerando el registro de la zona de transición (VIVEROS) fueron mayores a los calculados en los registros de la zona blanda, sin embargo, para las amplificaciones dinámicas del cortante, el registro de CAO fue el que produjo los valores más desfavorables.

Como era de esperarse, la amplificación dinámica del cortante y la excentricidad tiene mayor relevancia para suelos blandos, sin embargo también se tienen valores de amplificaciones dinámicas importantes en suelos moderadamente flexibles, y aunque los resultados muestran de manera general, que los valores que proponen las normas de diseño protegen a las estructuras desplantadas sobre suelo rígidos, cabe la posibilidad de que al combinarse otras características de las estructuras que están desplantadas sobre suelos flexibles como la excentricidad, la profundidad de desplante, el ángulo de incidencia y la relación de esbeltez, algunas de ellas se encuentran protegidas.

Se ha encontrado que el ángulo de incidencia de ondas afecta de manera considerable en los valores de amplificaciones dinámicas, mostrando mayor importancia para suelos blandos. Se aprecia que a mayor ángulo incidente, mayores son los valores de las amplificaciones dinámicas que se presentan. A sí mismo se observó que para estructuras con $\lambda_r \geq 1.5$, los criterios utilizados en el reglamento son adecuados cuando la incidencia es vertical, no obstante, para ángulos incidentes diferentes al vertical ($\gamma \neq 0^\circ$), en suelos flexibles, la amplificación dinámica de la excentricidad para la mayoría de los valores de λ_r no cumple con lo propuesto por las normas. Aunque en casi todas las zonas del Valle de México se puede considerar que las ondas inciden verticalmente debido al contraste de impedancias que existe entre los estratos profundos y los suelos arcillosos, hay reglamentos en otros lados de la República los cuales se han

basado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y en cuyos lugares no se tienen características estratigráficas parecidas.

De los resultados obtenidos para las amplificaciones dinámicas tanto de la excentricidad como del cortante, se deduce que las cimentaciones enterradas presentan casi el mismo comportamiento que las superficiales. Esto implica que para los casos analizados en esta tesis, es válido considerar solamente cimentaciones superficiales para llevar a cabo los análisis de interacción con torsión.

Otro parámetro que tiene gran influencia en los resultados es la esbeltez de la estructura. Se encontró que para valores grandes de esbeltez, las amplificaciones dinámicas tendieron a disminuir. Lo anterior se presentó tanto para suelos medianamente flexibles como para suelos blandos, presentándose con mayor claridad para los últimos, lo que me llevó a concluir que los efectos de la interacción suelo estructura son más pronunciados para estructuras robustas ($\delta_a = 1$) que para estructuras esbeltas ($\delta_a = 5$).

Para excentricidades estructurales muy pequeñas, prácticamente todas las estructuras no son contempladas por las normas, puesto que para éstas los valores más desfavorables de las amplificaciones de la excentricidad que se obtuvieron fueron más de 3 veces lo señalado por las normas cuando se utilizó el registro de CAO. Para la amplificación dinámica del cortante, obtuvo sus mayores amplificaciones para excentricidades grandes, del orden de un 60% cuando se trabajó con el registro de SCT. Lo anterior puede considerarse que no es tan grave ya que las excentricidades son pequeñas ($e_r = 0.05$), y por consiguiente al calcular los momentos torsionantes estos también serían pequeños.

El pico donde se presentaron las máximas amplificaciones dinámicas de la excentricidad varió dependiendo del registro utilizado, de las características del

sitio y de las del oscilador, y no siempre se localizaron cuando el valor de λ_T es cercano a la unidad, sino que por la flexibilidad del suelo llega a aparecer incluso para valores tan pequeños como $\lambda_T = 0.3$, cuando se utilizó el registro de CAO, ó tan grandes ($\lambda_T = 2.2$), como el obtenido para el registro de VIVIEROS.

Por lo tanto en el diseño de nuevas estructuras y en la revisión de las existentes, se necesita verificar de manera cuidadosa el periodo de las estructuras así como el periodo dominante del suelo aunado a incluir análisis de los efectos de interacción suelo-estructura ya que como se ha visto, resultan de suma importancia en la respuesta de las estructuras al someterlas a las excitaciones sísmicas. A su vez, se debe tener en cuenta la interacción cinemática que se puede presentar al interactuar la excitación sísmica, la geometría de la cimentación de la estructura, la estratigrafía del suelo de desplante así como el ángulo de incidencia de las ondas sísmicas.

De manera general con los resultados presentados en esta tesis, se han investigado los efectos de la interacción suelo-estructura en edificios donde los movimientos de traslación y torsión están acoplados, con los cuales se contribuyó a evidenciar la necesidad de revisar los criterios que sugiere el RCDF en sus NTCDS para diseñar las estructuras que pueden presentar este tipo de efectos.

Se requerirán efectuar análisis paramétricos exhaustivos del problema, donde se incluyan otras características que no fueron contempladas en esta tesis debido a la simplificación del modelo utilizado. Características como la consideración de varios estratos con sus condiciones de frontera, osciladores con diferentes periodos fundamentales a la traslación, estudios en el rango no lineal, diferentes geometrías de la cimentación, por citar algunas, que asemejen las condiciones más reales del problema ante las sollicitaciones sísmicas, que nos permitan llegar a conclusiones generales de aplicación práctica.

RECONOCIMIENTO

Esta tesis se realizó con el apoyo de CONACYT, proyecto número
400325-5-2749U.

REFERENCIAS

Achenbach, J. D. (1976). " Wave Propagation in Elastic Solids ", *North-Holland Publishing Company, Oxford*.

Anderson, EG. I. (October 1985). " The Harmony that Caused Disaster " in *New Scientist*, **2**, pp 112-140.

Apse, R. and J.E. Luco (1976). " Torsional response of rigid embedded foundation ". *J. Engr. Mech. Div.*, EM6, pp 957-971.

Avilés J. (2000). " Interacción Dinámica Suelo-Estructura: Conceptos de Diseño ", *Ingeniería Sísmica*, SMIS, en prensa.

Avilés, J. y L. Pérez-Rocha (1996). " Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth " *Soild Dynamics and Earthquake Engineering*, **15**, pp 11-27.

Bazán, E. y R. Mell (2000). " Diseño sísmico de edificios " *Ed. Limusa*, México, pp 15-47.

Bielak, J., H. Sudarbo and D.V. Morse (1986). " Coupled lateral-rocking-torsional response of structures with embedded foundations due to SH-waves ". *Proc. 3rd U.S. Natl. Conf. on Earthq. Engrg.*, Vol II, August 24-28, Charleston, S.C., pp 811-822.

-
- Bustamante, J.** (1964). " Response spectra of earthquakes on very soft clay ", *Bull. Seism. Soc. Am.*, **54**, pp 855-866.
- Chandler, A. M. y G. L. Hutchinson** (1987a). " Evaluation of code torsional provisions by a time history approach ", *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, Vol **15**, pp 491-516.
- Chandler, A. M. y G. L. Hutchinson** (1987b). " Code design provisions for torsionally coupled building on elastic foundation ". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, **15**, pp 517-536.
- Chopra, A. K. y Goel, R. K.** (1991). " Evaluation of torsional provisions in seismic codes ", *J. Strul. Engr., ASCE*, Vol. **117**, **12**, pp 3762-3782.
- Hahn, G. D. y X. Liu,** (1994). " Torsional response of unsymmetric buildings to incoherent ground motions ". *J. Strul. Engr.*, Vol. **120**, **4**, pp 1158-1181.
- Herrera I, Rosenblueth E y Rascón O.** (1965). " Earthquake spectrum prediction for the Valley of Mexico ", Proceeding *3rd World Conference on Earthquake*, Auckan-Wellington, **1**, pp 61-74.
- Hwei, P. H.** (1998). " Análisis de Fourier " *Ed. Prentice Hall*, 1ª. Reimpresión, México DF.
- Iguchi, M.** (1982). " An Approximate Analysis of Input Motions for Rigid Embedded Foundations ", *Transactions of Architectural Institute of Japan*, No. **315**, pp 61-75.
- Jennings, P. y J. Bielak** (1973). " Dynamics of building-soil interaction " Bulletin of Seismological Society of America, **63**, pp 9-48.

Lemo, J. y F. Chávez-García (1994). " Site effects evaluation at Mexico City: Dominant period and relative amplification from strong motion and microtremors " *Soild Dynamics and Earthquake Engineering* , 13, pp 413-423.

Lemo, J., G. Cabrera, C. Cesati y R. Ortega (1990). " Estimación del periodo dominante en 18 sitios del D.F. utilizando mediciones de velocidad de ondas de corte en pozos, microtemblores y movimientos fuertes ", *Congreso Nacional de Mecánica de Suelos*, San Luis Potosí, México.

Luco, J. E. (1976a). " Torsional response of structures to obliquely incident seismic SH waves ". *Earthq. Engr. Strul. Dyn.*, 4, pp 207-219.

Luco, J. E. (1976b). " Torsional response of structures for SH waves: the case of hemispherical foundations ". *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, pp 109-123.

Mita, A. y E. Luco (1989). " Impedance Function and Input Motion For Embedded Square Foundations " *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, pp 491-503.

Newmark, N. M. (1969). " Torsion in symmetrical buildings ": *Proc. Fourth World Conf. Earthq. Engr.*, Vol I, A3, pp 19-32.

NTCDS-RCDF (1995). " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Secretaría de obras y servicios, 300, tomo II.

Pérez-Rocha, L. E. (1988). " Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura " Tesis Doctoral, UNAM, México.

Reinoso, E. y M. Ordaz (1999). " Spectra ratios of Mexico City from free-field recordings " *Earthquake Spectra*, 15, pp 373-295, Oakland, CA.

Reinoso, E. y M. Ordaz (2000). " Duration of Strong Ground Motion During Mexican Earthquakes in Terms of Magnitude, Distance to the Rupture Area and Dominant Site Period ", *Earth. Eng. & Structural Dynamics*.

Reinoso, E. (2000). " Aspectos básicos de sismología, características de los sismos y riesgo sísmico ", Curso SMIS: Diseño Sismorresistente de Estructuras, *CENAPRED*, México.

Romo, M. P. y A. Jaime (1986). " Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de la respuesta sísmica del suelo ", Informe Interno, *Instituto de Ingeniería, UNAM*.

Romo, M. P. y A. Jaime (1989). " Comportamiento cíclico de arcilla normalmente consolidada de la ciudad de México ", Informe Interno, *Instituto de Ingeniería, UNAM*.

Rosenblueth, E. (1952). " Teoría del diseño sísmico sobre mantos blandos ", *Ediciones ICA, Series B, 14*, pp 3-12, México.

Rosenblueth, E. (1979). " Seismic design requirements in a 1976 Mexican Code ", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **7**, pp 49-61.

Rosenblueth, E. y J. Elorduy (1969). " Características de los temblores en la arcilla de la Ciudad de México ", en Nabor Carrillo: El hundimiento de la Ciudad de México y proyecto Texcoco, *Secretaría de Hacienda y Crédito Público*.

Singh S. K., Lermo J., Domínguez T., Ordaz M., Espinoza J. M., Mena E. y Quaa R. (1988). " A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site (CU) ", *Earthquake Spectra*, **4**, pp 653-673.

Suárez M., Avilés J. y Sánchez-Sesma F. J. (1998). " Evaluación de las Recomendaciones para Torsión Estipuladas en Reglamento Considerando los Efectos de Interacción Suelo-Estructura ", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Monterrey, NL.

Veletsos, A. y J. Meek (1974). " Dynamic Behavior of building-foundation systems " *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3, pp 121-138.

Whitman, R. y J. Bielak (1980). " Design Earthquake Resistant Structures: Foundations " *Ed. E. Rosenblueth*, Pentech Press.

Zeevaert, L. (1964). " Strong ground motion recorded during earthquake of may 11th and 19th. 1962 in México City ". *Bull. Seism. Soc. Am.*, 54, No 1, pp 209-231.