

01161
3



**RESPUESTA SÍSMICA DE DOS EDIFICIOS EN ZONA DEL LAGO DEL
VALLE DE MÉXICO**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

División de Estudios de Posgrado

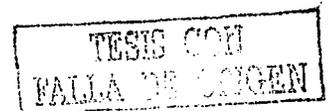
PEDRO BARRIENTOS GONZÁLEZ

Tesis para obtener el grado de

Maestro en Ingeniería
(Estructuras)

Director de Tesis: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

Ciudad Universitaria, 2003





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

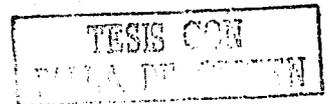
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

DEDICATORIA

A mis padres, Valentín Barrientos y Marta González, por todo su apoyo y cariño

A mis hermanos y sobrinos



AGRADECIMIENTO

A Dios por darme la oportunidad de vivir

En especial al Dr. Eduardo Reinoso, que sin su apoyo y confianza no se hubiera llevado a cabo un proyecto que cada vez parecía más lejano de realizarse, lo único que me queda decir es ¡Muchas Gracias Dr.! ¡Misión Cumplida!

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM

A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez, Ing. Santiago Loera Pizarro, M. en I. Octavio García Domínguez y al Dr. José A. Escobar Sánchez, por sus valiosos comentarios y aportaciones. Al Dr. Francisco J. Chávez García y al M. en I. Julio Cuenca Sánchez de la Coordinación de Ingeniería Sismológica del Instituto de Ingeniería de la UNAM en la realización de las mediciones de vibración ambiental en los edificios. A Víctor R. Míreles, Miguel A. Jaimes, César Arredondo, Carlos Quiroga, Rubén Márquez, José L. Estrada y Leonardo Veras, que de alguna manera han colaborado para la realización de este trabajo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

	PAG.
INTRODUCCIÓN	1
1. HISTORIA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS	3
1.1 Cronología de los estudios técnicos relacionados con la seguridad estructural	3
1.2 Información existente relacionada con la seguridad estructural del edificio	4
2. ESPECTRO DE SITIO	12
2.1 Introducción	12
2.2 Ubicación y estratigrafía	12
2.2.1 Ubicación	12
2.2.2 Estratigrafía	14
2.3 Metodología para estimar el peligro sísmico	16
2.4 Espectros de respuesta de sitio estimados con funciones de transferencia empíricas	19
2.5 Espectros de diseño obtenidos para el sitio	23
2.6 Comparación con los espectros de las NTC-RCDF	27
3. DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS EDIFICIOS CON BASE EN MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL	30
3.1 Introducción	30
3.2 Mediciones en los edificios	30
3.3 Análisis	32
3.4 Resultados	33
3.5 Mediciones de campo	40
3.5.1 Puntos estudiados	40
3.5.2 Adquisición y procesamiento de los datos	40
3.5.3 Resultados	41
3.6 Comentarios a los resultados	43

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

4. INSPECCIÓN ESTRUCTURAL	44
4.1 Introducción	44
4.2 Apoyo de traves de azotea	44
4.3 Traves de apoyo de puentes	45
4.4 Estacionamiento	45
4.5 Salida de escaleras de emergencia	46
5. REVISIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	48
5.1 Introducción	48
5.2 Parámetros generales para la revisión	48
5.3 Cargas generales	49
5.4 Revisión estructural de los edificios	51
5.4.1 Análisis sísmico estático	51
5.4.2 Análisis sísmico dinámico modal espectral	52
5.5 Edificio Oriente	52
5.5.1 Resultados	54
5.5.1.1 Estados límite de servicio (desplazamientos)	54
5.5.1.2 Estado límite último (resistencia)	54
5.5.1.3 Comentarios a los resultados	55
5.6 Edificio Poniente	58
5.6.1 Resultados	59
5.6.2. Comentarios a los resultados	60
6. CAPACIDAD Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD	61
6.1 Introducción	61
6.2 Demandas de ductilidad en estructuras de concreto reforzado	61
6.2.1 Tipos de ductilidad	62
6.2.2. Modelos inelásticos de los materiales	63
6.3 Evaluación de la capacidad dúctil	65
6.3.1 Secciones y diagramas momento curvatura y carga axial	65

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.4 Cálculo de las respuestas inelásticas	70
6.4.1 Análisis de dos marcos rígidos representativos de la respuesta tridimensional de los edificios en la dirección transversal	70
6.5 Análisis inelástico estático hasta el colapso	71
6.6 Análisis dinámico paso a paso	72
7. CONCLUSIONES	78
REFERENCIAS	80

INTRODUCCIÓN

México, y en especial la Ciudad de México, es afectado continuamente por sismos de distintos orígenes e intensidades. Muchos de éstos llegan con gran fuerza y duración, lo que produce a las estructuras daños considerables que se acumulan a través del tiempo, sismo tras sismo. Existen numerosos edificios que han experimentado daño evidente durante sismos pasados y no han sido debidamente reparados, pero también existen otros que, probablemente sin saberse, han experimentado daño interno, poco visible, y no se han reportado como edificios en alto riesgo.

El riesgo de un edificio, particularmente en la Ciudad de México, debe calcularse tomando en cuenta la combinación de sus características estructurales (materiales, número de pisos, uso, tipo constructivo, irregularidades y año de construcción, entre muchos otros) y las del suelo donde se encuentra o se desplantará la estructura. Esto hace que los mapas de riesgo y los estudios generales no sean tan útiles para evaluar el riesgo de estructuras en particular, y se requiere de mucho detalle para evaluar el riesgo de cada una de ellas. Además, no es posible generalizar y afirmar que determinada característica es decisiva puesto que, como se señaló, el análisis es complejo y multifactorial.

Las instalaciones que albergan las distintas oficinas de la Delegación Cuauhtémoc, ubicadas en las calles de Aldama y Mina s/n, Colonia Buenavista fueron construidas en el periodo de 1973-1976. Esta sede administrativa fue inaugurada en 1976, por lo que el edificio tiene poco más de 27 años de haberse construido; soportó sin daños aparentes el sismo del 19 de septiembre de 1985, considerado el más severo en la historia de la Ciudad de México.

El proceso de refuerzo sísmico en que se encontraban los edificios de la delegación ha sido suspendido, y se requiere urgentemente un estudio para revisar el riesgo sísmico de las estructuras en sus condiciones iniciales y en su estado actual. Además, se necesita un proyecto estructural que considere todas las variables que inciden en la seguridad sísmica de dichos edificios.

La Universidad Nacional Autónoma de México, a través del Instituto de Ingeniería, ha desarrollado de acuerdo con los avances en los años recientes, herramientas computacionales para calcular el riesgo y peligro sísmico de las estructuras, sobre todo considerando las características propias de los sismos como son: las fuentes sísmicas, el trayecto que sigue el campo ondulatorio en su viaje hasta el sitio de desplante de la estructura, las propiedades dinámicas del terreno, y particularmente aquellas que afectan al Distrito Federal. Así, es posible obtener resultados que ayuden a conocer mejor el riesgo sísmico en el que se encuentran las estructuras de los edificios. Por ello, la Delegación Cuauhtémoc ha encargado al Instituto de Ingeniería para que realice el estudio sobre la seguridad estructural y refuerzo de sus edificios sede.

En este trabajo se presentan los estudios realizados para establecer con mayor precisión las fuerzas sísmicas que actuarían sobre las estructuras y la respuesta de éstas ante sismos que se podrían presentar en el futuro en la Ciudad de México. Para ello, se han realizado varios estudios entre los que destacan: el análisis de toda la información existente como cartas, dictámenes, planos, memorias

INSTITUTO DE INGENIERÍA
FALLA DE ORIGEN

de cálculo y documentos diversos, con el fin de establecer los criterios que fueron utilizados para el análisis y diseño de las estructuras; se ha obtenido el espectro de diseño para el sitio donde se encuentran las estructuras y de acuerdo con las características particulares del suelo de la Ciudad de México, con la técnica de vibración ambiental se obtuvieron las propiedades dinámicas de los edificios y del suelo, se realizaron numerosas inspecciones a los inmuebles para ver las condiciones en que se encuentran las estructuras, se llevó a cabo un análisis elástico y la revisión de los diseños de los elementos estructurales. Asimismo, con programas de computadora se ha estudiado la respuesta sísmica de los edificios ante varios escenarios y condiciones de peligro sísmico, para obtener la respuesta inelástica última de los edificios y la formación de mecanismos de colapso se hicieron una serie de análisis inelásticos incremental al colapso "push-over", finalmente se llevó a cabo un análisis dinámico inelástico paso a paso, ante cuatro sismos propuestos que podrían presentarse en la Ciudad de México para determinar la historia de los desplazamientos de cada uno de los edificios y compararlos con los resultados de los análisis lineales, además, de estimar las demandas de ductilidad en cada uno de ellos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 1

HISTORIA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

1.1 CRONOLOGÍA DE LOS ESTUDIOS TÉCNICOS RELACIONADOS CON LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

El edificio sede de la Delegación Cuauhtémoc, el cual consta de dos cuerpos Oriente y Poniente, fue construido hace casi tres décadas. Por lo tanto, se encuentra en una etapa avanzada de su vida útil. Es un inmueble intensamente utilizado y durante este lapso ha experimentado numerosos e importantes terremotos, como el de 1979 que derrumbó la Universidad Iberoamericana en la colonia Campestre Churubusco y los de septiembre de 1985 que causaron gran daño y destrucción en la zona centro de la ciudad, donde se localiza este inmueble. Por ello podemos esperar que en estos casi treinta años se hayan hecho varios estudios o revisiones y se tenga material para evaluar la seguridad de la estructura, aunque también y desafortunadamente no se cuenta con información que habría sido muy valiosa, como la memoria de cálculo del proyecto original, entre otros.

A continuación se presenta un resumen del comportamiento estructural que ha experimentado el edificio de la delegación. En la tabla 1.1 se muestra con más detalle los distintos aspectos de esta historia mencionando los documentos existentes y algunos comentarios relacionados con los mismos. En las figuras 1.1 a 1.4 podemos ver la descripción de los dos edificios de la Delegación.

1972-73

Se construye el edificio, aparentemente con un nivel de seguridad adecuado para esa época.

1985

Sismos de Michoacán. El edificio no sufre daños importantes. Se detectan agrietamientos, que al parecer no se deben a falta de resistencia sísmica sino a asentamientos del suelo y al deterioro natural del concreto.

1992

Aparentemente a solicitud de la Delegación y para cumplir con el requerimiento de refuerzo sísmico para edificios importantes (tipo A), se contrata a un despacho especializado en ingeniería estructural para realizar un proyecto de refuerzo a las estructuras del que solo se cuenta con un "Reporte Preliminar", sin memoria de cálculo. En este reporte se concluye que la resistencia sísmica de las columnas no es suficiente y se recomienda realizar un refuerzo al inmueble.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Enero 1997

Ocurre un sismo en las costas de Guerrero de mediana magnitud. El edificio exhibe daños, pero al parecer se deben a falta de mantenimiento o reacondicionamiento de los techos y a asentamientos locales y regionales del suelo.

Marzo 1998

Se adjudica a dicho despacho de ingeniería una serie de trabajos en los que se incluye la revisión de la vigencia del proyecto de refuerzo realizado en 1992. No se cuenta con ningún documento relacionado con esto, ni con la justificación de la necesidad de reforzar el edificio.

Abril 2001

Se contrata a un segundo despacho de ingeniería para que realice el proyecto de reestructuración del edificio. Un mes después emite una carta en donde asegura que el edificio se debe reestructurar al no cumplir con el reglamento. Se desconocen las bases con las que dicho despacho justifica esto ya que no se tiene ningún documento que lo avale.

Abril 2002

Se solicita al Instituto de Ingeniería de la UNAM la revisión del proyecto y la realización del espectro de sitio para la revisión de la seguridad estructural del edificio.

1.2 INFORMACIÓN EXISTENTE RELACIONADA CON LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

En esta parte se describe la información técnica contenida en los documentos existentes sobre la revisión de la seguridad estructural del edificio en estudio.

Expediente de Mecánica de Suelos

En este documento hay un acta, dos cartas y una minuta. En el acta se describe el contrato y fallo del concurso relativo a "contratación de los servicios profesionales para llevar a cabo el estudio de comportamientos estructural, estudio y análisis de cimentación y mecánica de suelos en el inmueble del edificio de las oficinas de la Delegación Cuauhtémoc, ubicada en Aldama y Mina s/n, Col. Buena Vista". Las cartas son constancias de visita de obra por parte del personal de las empresas participantes.

No se encontró ningún estudio de Mecánica de Suelos. Se requirió de la información de los sondeos en sitios específicos y representativos del predio que ocupa el edificio. Estos sondeos deben describir el tipo de suelo y sus características mecánicas, límites de consistencia, contenidos de humedad y resistencias admisibles en los puntos estudiados. También es necesario saber, además, si existen pruebas de laboratorio estáticas y dinámicas de muestras extraídas de los puntos explorados.

Carpeta 1: Estudios Generales I

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Levantamiento topográfico. No existe información de este trabajo debido a que fue cancelada su ejecución. Sin embargo, en esta carpeta estaban incluidos algunos planos sobre desplomes de los edificios.

Determinación por medios no destructivos de los armados y parámetros del concreto en la estructura actual. Son dos planos, el primero tiene el título "Refuerzo existente: planta de localización de columnas", y contiene información sobre el refuerzo de columnas tipo del sótano, incluyendo las propiedades de los materiales. El segundo tiene el título "Refuerzo existente: planta 1er nivel, refuerzo de trabes", y contiene los armados de las trabes portante y rigidez tipo. En estos planos no se especifica el método que utilizaron para conocer los armados de los elementos, y no se encontró en ningún documento un reporte que especifique o indique esto. Esta información es relevante para verificar la seguridad del edificio ya que es factible que lo que originalmente se proyectó y está en planos finalmente no se haya construido. Si la información contenida en estos planos es confiable le dará más importancia que a los planos originales, pero esto no se sabrá hasta contar con un reporte completo sobre las supuestas pruebas "por medios no destructivos".

Sondeos y pruebas al subsuelo. Es un plano y contiene dos perfiles aparentemente provenientes de sondeos de cono eléctrico, uno sobre la Av. Jesús García casi esquina Luis Donald Colosio, y el otro sobre la calle de Aldama casi esquina con la calle de Mina. Contiene además información sobre el tipo de suelo que ocupa el predio, suponiendo que los estratos son uniformes, aproximadamente a la misma profundidad de cada sondeo realizado; sin embargo, no se muestran los registros de campo a partir de los cuales se sacaron estos estratos de suelo.

Recomendaciones de cimentación. Este apartado muestra sólo información que se deriva de los estudios realizados en el sitio (sondeos de cono eléctrico y estratigrafía del predio), y por información contenida en el reglamento de construcción del Distrito Federal. No contiene información acerca de recomendaciones para mejorar o no la cimentación mediante algún esquema de reforzamiento de la misma, según se haya determinado como necesario a partir de una revisión estructural de la cimentación.

Carpeta II: Estudios Generales II

Estudios actuales de la topografía. Se presentan mediciones topográficas del edificio y las condiciones de desplome. Además contiene un reporte fotográfico que muestra los daños en algunos sitios del edificio sin especificar si son debidos a hundimientos diferenciales, falta de mantenimiento, sismos u otra causa.

Proyecto arquitectónico y sus modificaciones. Son cinco planos arquitectónicos que muestran el trazo en planta del edificio en cada nivel, cinco planos arquitectónicos que muestran las oficinas del delegado y cuatro planos arquitectónicos que muestran las ubicaciones de tres nuevas escaleras recomendadas por la empresa encargada de esta parte del proyecto.

Proyecto estructural de reestructuración, planos y memoria de cálculo. Consta de memoria de cálculo que contiene especificaciones de materiales y pesos usados en el edificio, un análisis sísmico usando las especificaciones del reglamento actual con sus normas técnicas complementarias y una revisión de los estados límites de falla y servicio. Como resultado del estudio se recomendó reforzar el edificio. Se encontraron 16 planos estructurales con las ubicaciones de los elementos por reforzar, el tipo de refuerzo por usar y el procedimiento de construcción para realizar dichos refuerzos.

FAJAS CON
FALLA DE ORIGEN

Carpeta III: Reestructuración de los Edificios

Antecedentes. Se tienen dos cartas: En la primera se hace referencia a la visita de inspección a raíz del sismo del 19 de septiembre apuntando que existen algunos daños locales, pero que el edificio se encuentra en buenas condiciones estructurales sin mengua importante de rigidez y resistencia. La segunda menciona lo relacionado con una revisión de fisuramientos y agrietamientos en elementos de la estructura sin importancia.

Proceso constructivo. Aquí se describen las actividades por realizar para los trabajos de refuerzo de los edificios de la Delegación. Aparentemente este estudio fue realizado por una firma de Ingeniería Estructural en 1998, pero esto no está suficientemente claro. Se presenta además el presupuesto base para la reestructuración de dichos edificios, un levantamiento físico con un reporte fotográfico, una medición topográfica de niveles e inclinación de las estructuras y un reporte final resultado de la inspección física de daños estructurales de los inmuebles, con el objeto de determinar si el proyecto de refuerzo estructural realizado por la firma de Ingeniería antes mencionada en octubre de 1992 para la Delegación es o no vigente. Se concluyó que el proyecto era vigente. Hace falta la memoria de cálculo donde se justificó la necesidad de reforzar el edificio después de las revisiones de 1987 para estructuras del Grupo "A". Esta memoria de cálculo supuestamente realizada en 1992 y revisada en 1998 debe contener los análisis sísmicos necesarios para la evaluación estructural de los elementos que componen el edificio.

Boletines de obra. Contiene seis boletines con detalles de reforzamiento de elementos estructurales del edificio, particularmente los muros principales que apoyan las trabes portantes.

Reporte fotográfico de proceso de obra. Muestra fotos sobre los trabajos de reforzamiento realizados. En esta parte también se encontraron documentos, como copias de los boletines de obra y pruebas de laboratorio.

Pruebas de laboratorio. Se muestran las pruebas de laboratorio hechas a los concretos usados en la obra durante los trabajos de reestructuración y reforzamiento.

Carpeta IV: Ampliación del Edificio

Esta carpeta contiene el catálogo de conceptos y cantidades de obra para expresión de precios unitarios y monto total de la proposición de ampliación del edificio delegacional. Contiene también dos boletines, en los que se describen las soluciones de campo correspondientes a la ampliación del edificio principal, con detalles del reforzamiento de la cimentación y columnas entre los ejes N-Q y 11-27, y las soluciones de campo para la planta de estructuración del 1er nivel, 2do nivel y azotea de la ampliación del edificio entre los ejes mencionados. Hace falta la memoria de cálculo que contenga los análisis y procedimientos de diseño de los nuevos elementos estructurales del edificio y su influencia sobre los ya existentes.

Nueve planos diversos: D.E.S.P. 01 al 09

Estos planos diversos contienen los desplomes del edificio según los estudios realizados por la empresa encargada de ellos. Aunque las medidas en los planos no son claras, se pudo obtener información relevante a partir de ellos.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Planos de obra original

Se tienen 85 planos tamaño tabloide y 13 heliográficos que contienen el proyecto original del Edificio. Estos planos contienen información completa y a partir de ellos se podrá elaborar el modelo estructural para la revisión del edificio ante los requisitos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes. No se cuenta con la memoria de cálculo original, lo que sería de gran utilidad para conocer los parámetros con los que fue analizado y diseñado el edificio y poder así comprender mejor las características de resistencia de estas estructuras.

Reporte preliminar de 1992 y seis heliográficas

Este es el reporte preliminar en el que se basa toda la argumentación sobre la necesidad de reforzar el edificio. Sin embargo, no se cuenta con la memoria de cálculo que avale el resumen mostrado en este reporte.

Planos de avance del refuerzo de los edificios

Se tienen dos planos con hojas anexas con una breve explicación del proyecto de refuerzo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 1.1 Cronología del comportamiento sísmico del edificio de la Delegación y estudios técnicos relacionados

Fecha	Evento	Material con el que se cuenta	Comentarios
1972-1973	Construcción del edificio.	85 planos estructurales tamaño tabloide y 13 copias heliográficas de planos arquitectónicos.	Falta memoria de cálculo.
19-05-85	Sismos de Michoacán de Ms=8.1 y Ms=7.6		El edificio aparentemente no sufre daños estructurales.
Diciembre 1985	Se contrata un primer despacho de ingeniería para hacer una inspección al edificio.	Carta dictamen de revisión del 9 de Diciembre de 1985.	Se reporta emersión del nivel de sótano respecto al nivel de vía pública, algunas fisuras y pequeños agrietamientos en algunas columnas y losa de techo de sótano. Otros daños menores.
Febrero 1987	Revisión por parte de este primer despacho de ingeniería para conocer y estudiar los fisuramientos y agrietamientos de trabes, vigas y losas.	Carta dictamen de una revisión con fecha del 4 de Febrero de 1987 por dicho despacho.	Al parecer se colocaron testigos en fechas previas, probablemente en 1985, y en esta fecha se corrobora que las grietas no han aumentado y que se deben a deterioro del concreto.
Octubre 1992	Se contrata a un segundo despacho de ingeniería para elaborar un proyecto de refuerzo estructural.	Reporte preliminar.	Falta memoria de cálculo, proyecto ejecutivo de refuerzo y dictamen estructural. El reporte dice que por la resistencia de algunas columnas es necesario colocar algún refuerzo al edificio.
1993	Se revisa la propuesta del segundo despacho para ver si es vigente	Ninguno, se sabe que existen por referencias de documentos de 1998.	Falta documento de revisión y justificación. ¿Por qué se revisó, se iba a ejecutar? ¿Se ejecutó?
11 Enero 1997	Sismo Ms=7.3 con origen en las costas del Pacífico.	Acta de levantamiento de daños detectados por personal de mantenimiento de la Delegación en compañía del jefe de la unidad de mantenimiento y representante de protección civil. Croquis con zonas de daños	Daños en elementos no estructurales, probablemente debido a asentamiento y falta de mantenimiento (domos, muro del área de supervisión e inspección y licencias de manejo, prensa y desarrollo social, y en un marco no estructural de aluminio en servicios médicos). Se botaron algunos pisos en la zona de acceso. No se tienen evidencias de que estos daños se hayan reportado.
Marzo 1998	Se adjudica al segundo despacho de ingeniería la obra de levantamiento físico del edificio delegacional, inspección física, plomeos y niveles topográficos, procedimiento constructivo y presupuesto base. Revisión de la vigencia del proyecto estructural de 1992 realizado por ellos mismos donde se acepta como vigente la propuesta.	Levantamiento topográfico de abril de 1998. Reporte del estado en que se encontraba el edificio, reporte fotográfico del proceso de refuerzo, proceso constructivo para ejecución de la obra de refuerzo, pruebas de laboratorio de materiales usados en el refuerzo y presupuesto base.	Al parecer se comenzó a ejecutar el refuerzo del edificio pero se desconoce los detalles del mismo ya que no se cuenta con un reporte, proyecto de refuerzo o memoria de cálculo.
Abril y Mayo 2001	Este segundo despacho dictaminó que la estructura no cumplía con los requisitos vigentes del Reglamento de Construcciones para el D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.	Carta dictamen por el despacho de ingeniería y un DRO ambos recomiendan la necesidad de reestructurar el edificio por no cumplir con el reglamento	La justificación para reestructurar el edificio no existe. No se encontró ningún reporte de daños o estudio técnico de riesgo sísmico que lo justifique, ni siquiera se cuenta con la memoria de cálculo original o la del segundo despacho. ¿Cómo concluyeron que el edificio era inseguro?
	Se contrata a un tercer despacho para realizar el proyecto de reestructuración de los edificios. Se realiza un levantamiento topográfico, se revisa el proyecto arquitectónico y estructural hecho anteriormente. Se propuso un refuerzo estructural nuevo, mismo que se aprueba para su realización.	Memoria de cálculo de la revisión estructural del edificio; hojas de campo del levantamiento topográfico y desplomes; planos arquitectónicos (sólo plantas de los distintos niveles) con estado actual y modificaciones; planos de refuerzo resultados de la revisión estructural.	En Abril del 2002 no existía, según las autoridades de la Delegación ni la memoria de cálculo ni el proyecto de refuerzo. La memoria que se entregó fue realizada presumiblemente, durante Mayo y Junio del 2002 (un año después de iniciado el proyecto y de haber hecho el dictamen). ¿Qué pasó con el proyecto de refuerzo recomendado por el segundo despacho?
Abril 2002	Se solicita al Instituto de Ingeniería de la UNAM la revisión de la seguridad estructural del edificio así como la elaboración de un espectro de sitio y del proyecto de refuerzo y ampliación.	Carta de la Delegada, propuesta convenio	El proyecto se inicia.

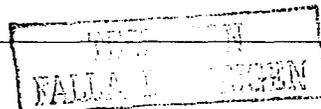




Figura 1.1 Vista de la fachada edificio Oriente

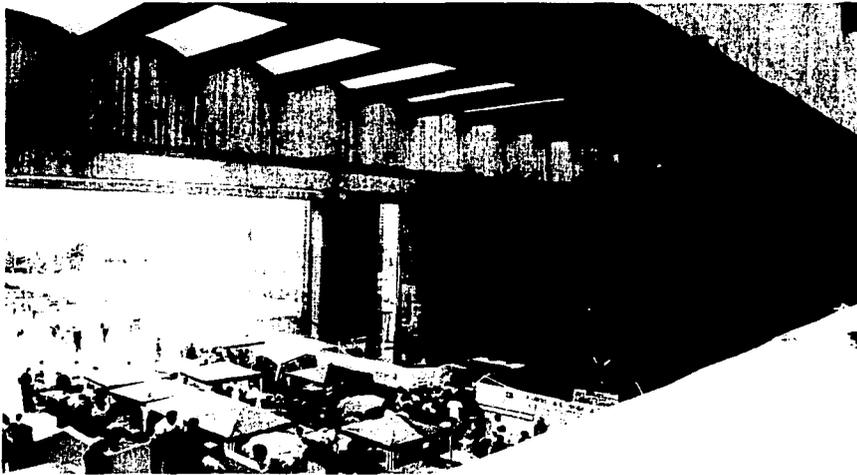


Figura 1.2 Vista del acceso principal a los edificios

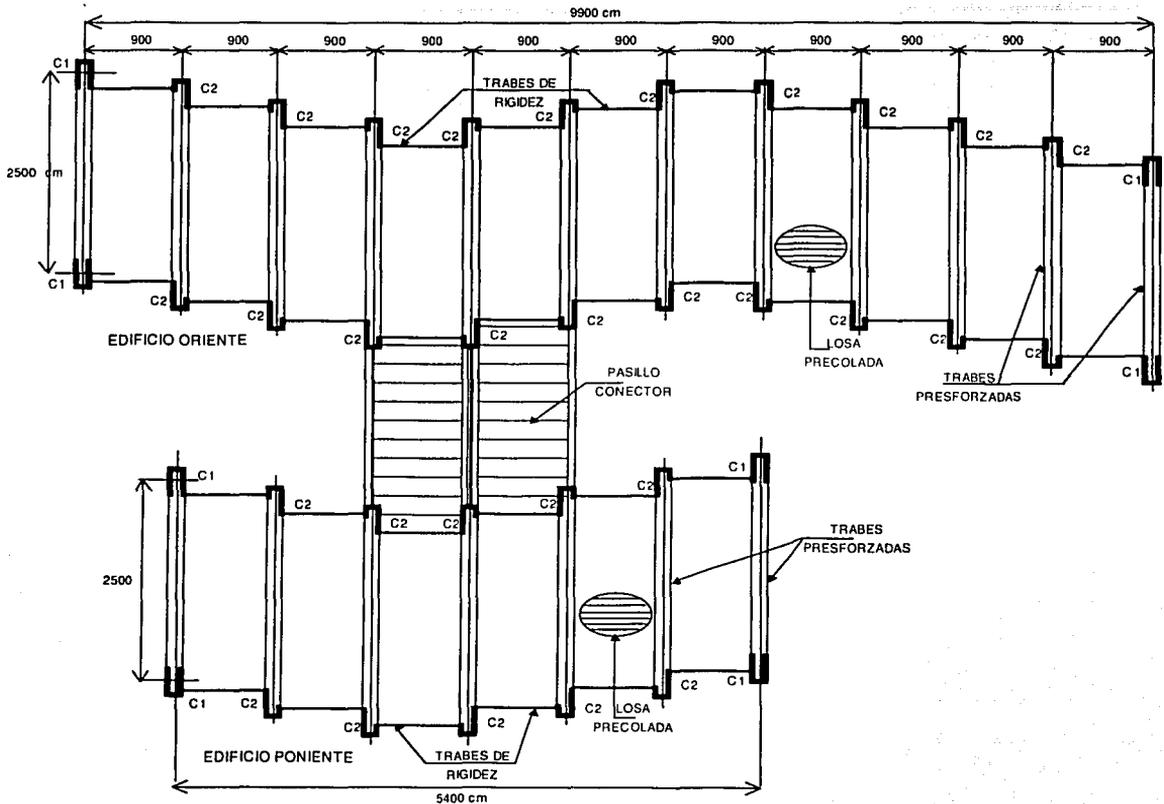


Figura 1.3 Vista en planta de los dos edificios

1.3 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

La Delegación Cuauhtémoc está compuesta por dos edificios, el Oriente y el Poniente (fig. 1.1 a 1.4). La estructura principal consta de tres niveles y un sótano, las columnas son de concreto reforzado (fig. 6.4 cap. 6) y las traveses son de sección cajón de concreto presforzado de 1.5 de altura por 1.8 metros de ancho, las losas son precoladas y presforzadas en los tres niveles y la del sótano es una losa encasetonada para ambos edificios, la dimensión longitudinal es de 99 y 54 metros para el Oriente y Poniente respectivamente, la transversal es de 25 metros para los dos casos, al centro de los dos edificios se encuentra el cubo de escaleras el cual conecta a ambos por medio de un pasillo.

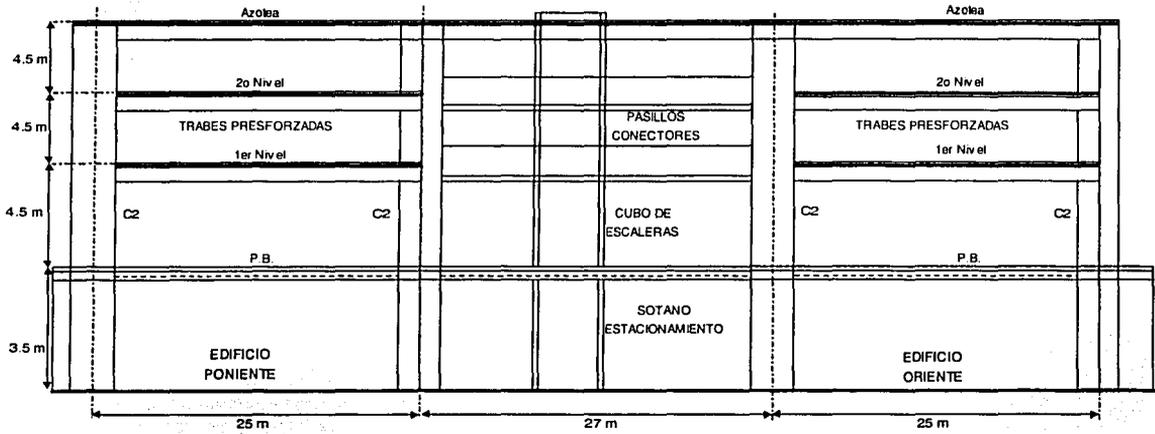


Figura 1.4 Corte transversal de los dos edificios

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 2

ESPECTRO DE SITIO

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se muestra el cálculo del espectro de sitio que será empleado para la revisión estructural del edificio de la Delegación Cuauhtémoc, ubicado en Aldama y Mina s/n Col Buenavista. El espectro elaborado en este estudio es elástico y posteriormente se calcularán los espectros inelásticos asociados.

Como primer paso, se calculó el espectro de peligro uniforme para terreno firme en Ciudad Universitaria (CU); las ordenadas de este espectro tienen la misma probabilidad de excederse en un lapso dado o periodo de retorno, para este estudio supusimos de 125 años.

La Ciudad de México cuenta con una de las redes acelerográficas más grande del país, de la cual se puede obtener una gran cantidad de información sobre temblores registrados. En particular, el sitio de interés se encuentra cerca de las estaciones Alameda (AL01) y Tlatelolco (TL55) cuyas funciones de transferencia, o cocientes del espectro de Fourier, sirvieron de referencia para comparar los niveles de amplificación y de periodo dominante del suelo.

Al realizar algunas transformaciones a los espectros de respuesta para tomar en cuenta incertidumbres que surgen durante el proceso de análisis y de diseño, se obtienen los espectros de sitio o espectro de diseño recomendado para la revisión de las estructuras por sismo.

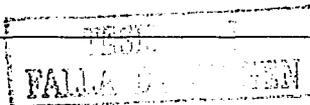
Se hacen comparaciones de los espectros de diseño de sitio calculados y los espectros recomendados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-95) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93).

Se complementa la información de este estudio con un análisis de vibración ambiental (ver capítulo 3) para comprobar el contenido de frecuencias del terreno, en particular el periodo fundamental, así como la capacidad del suelo para amplificar el movimiento durante un evento sísmico.

2.2 UBICACIÓN Y ESTRATIGRAFÍA

2.2.1 Ubicación

El edificio se ubica en la calle Mina entre las calles Aldama y la Av. Jesús García, Col. Buenavista en el Distrito Federal. La ubicación del predio se muestra en la figura 2.1 En esta figura también se muestra la ubicación de las estaciones Alameda (AL01) y Tlatelolco (TL55).



2.2.2 Estratigrafía

En el predio donde se ubica el edificio de la Delegación Cuauhtémoc se realizó en marzo del 2001 un estudio de mecánica de suelos que consistió en dos sondeos de cono sísmico a profundidades de 28.80 metros. En la figura 2.3 se muestra la ubicación en planta de los dos sondeos realizados y en la figura 2.4 se muestran los resultados de los sondeos, los cuales muestran la resistencia del suelo con la profundidad.

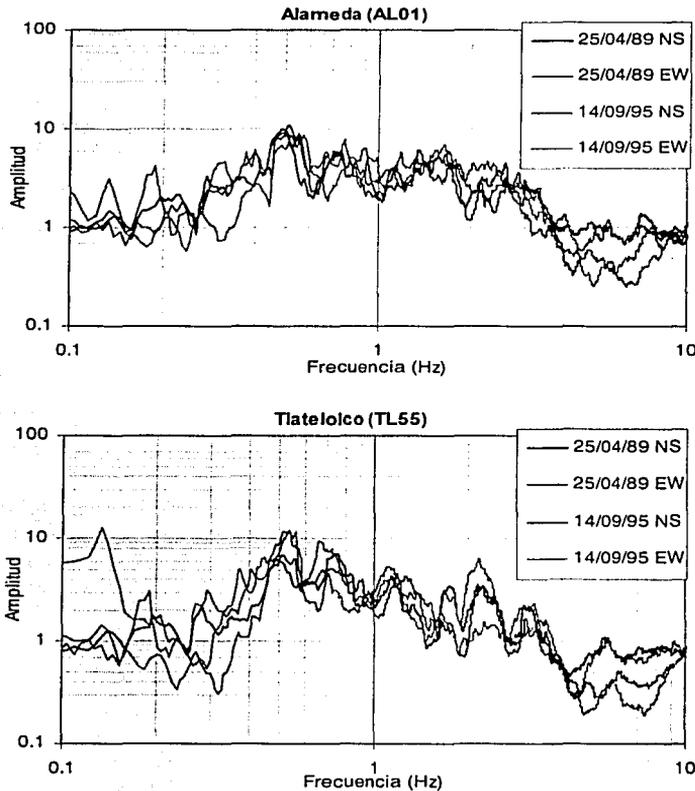


Figura 2.2 Cocientes espectrales de las estaciones AL01 y TL55 cercanas al sitio estudiado

De acuerdo con los resultados de la exploración del sitio se obtuvo lo siguiente:

En los primeros cuatro metros de exploración se encontró una costra superficial formada por arcillas y limos con lentes de arena, endurecidos por secado o deshidratación solar, como consecuencia del abatimiento en el nivel de aguas freáticas en esta zona.

A mayor profundidad, de 4.0 a 28.8 metros, se encontró un estrato blando homogéneo formado por arcillas y limos de alta plasticidad, alta deformabilidad y baja resistencia, con altos contenidos de agua. A los 28.8 metros se encontró una capa dura formada por un depósito heterogéneo de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas con cementación variable.

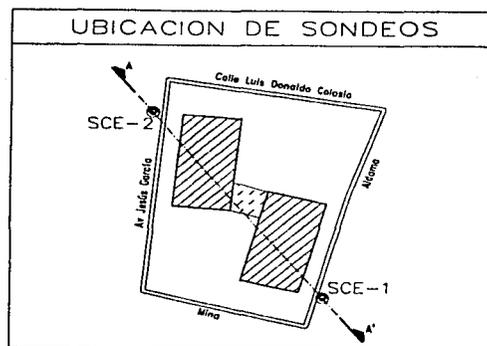


Figura 2.3 Ubicación de los sondeos realizados en el predio

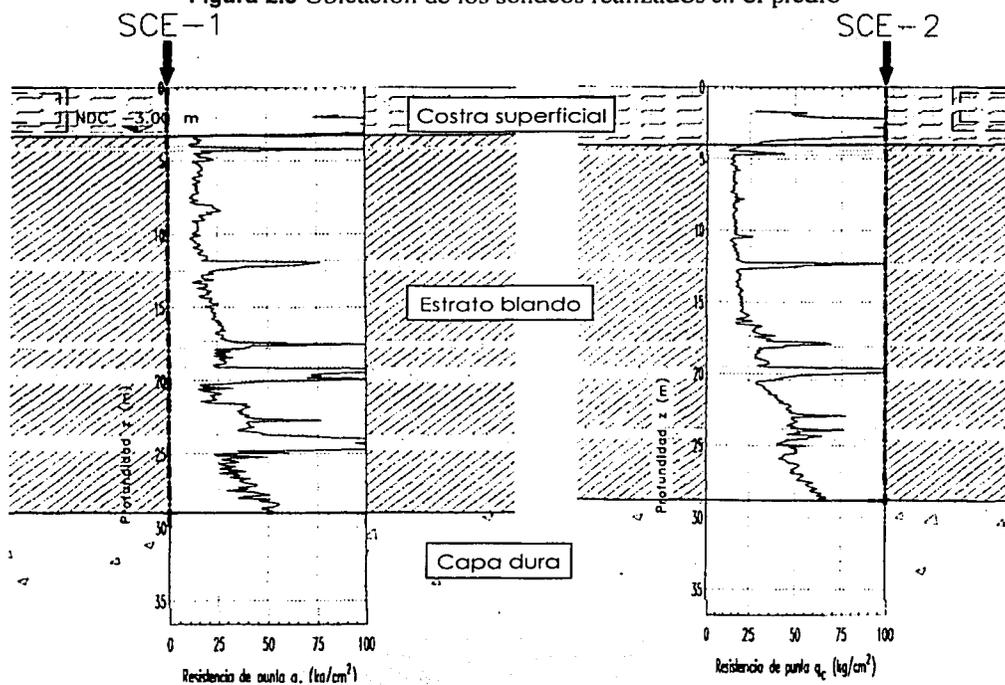


Figura 2.4 Sondeos realizados en el predio

2.3 METODOLOGÍA PARA ESTIMAR EL PELIGRO SÍSMICO

Para revisar los edificios necesitamos saber las fuerzas sísmicas que actuarán en la estructura, para esto se requiere calcular el tamaño o intensidad de los sismos y con qué frecuencia se presentarán en un futuro y cómo podrían afectar las estructuras que componen la Delegación Cuauhtémoc. Para ello necesitamos calcular el *peligro sísmico* en el sitio, el cual se refiere a la descripción probabilista de las intensidades de los temblores que pueden afectar a un sitio dado, dicho de otra manera, es la estimación de futuras intensidades sísmicas o futuros tamaños de sismos que se podrían presentar en dicho sitio.

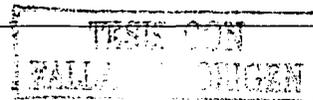
Nuestro país se localiza en el Cinturón Circumpacífico, una de las regiones con mayor sismicidad de todo el mundo. Desde el sur de Sinaloa hasta el oeste de Chiapas, numerosos sismos ocurren por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera bajo la placa continental de Norteamérica (Singh *et al.*, 1985a). En esta zona del Pacífico se han generado terremotos de gran magnitud ($M_s > 7$) con tiempos de recurrencia relativamente cortos. El temblor de Jalisco del 3 de junio de 1932 ($M_s = 8.2$), el cual ocurrió sobre la interfaz de la placa de Rivera y la de Norteamérica, es el más grande que ha ocurrido en México desde el siglo pasado, y el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 ($M_s = 8.1$) también pertenece a esta clase de sismos. Estos sismos conocidos como de subducción, son los que mayormente afectan la Ciudad de México.

Sismos grandes también ocurren en el continente a profundidades de 60 km. aproximadamente. El mecanismo de falla que genera estos temblores es de tipo normal y reflejan el rompimiento de la litósfera oceánica subducida (Singh *et al.*, 1985b). Aunque no son muy frecuentes, pueden causar gran daño (Ordaz *et al.*, 2000a). Ejemplos de estos temblores es el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 ($M_s = 7.8$), el de Orizaba del 23 de agosto de 1973 ($M_s = 7.3$), el de Huajuapán de León del 24 de octubre de 1980 ($M_s = 7.0$), y el de Puebla del 15 de junio de 1999 ($M_s = 6.5$ en la escala de Richter). Estos sismos pueden afectar a la Ciudad de México tanto como los sismos de subducción.

También existen los temblores que ocurren en el interior de la placa continental ($M_s \leq 7$), estos eventos sísmicos menos frecuentes, ocurren en el Eje Neo-Volcánico, los cuales dependiendo de su localización pueden causar daños considerables. Ejemplos de estos sismos son el de Xalapa del 3 de enero de 1920 ($M_s = 6.4$) y el de Acambay del 19 de noviembre de 1912 ($M_s = 7.0$). Si los epicentros de estos sismos se encuentran debajo o cerca de estructuras de infraestructura y urbanismo, pueden ocasionar grandes pérdidas materiales y cuantiosos daños. Dependiendo de su ubicación estos sismos pueden afectar considerablemente a la Ciudad de México.

Existe también lo que podría llamarse sismicidad de fondo, consiste en temblores con $M_s \leq 5.5$ cuyo origen no puede asociarse a ninguna estructura geológica en particular. Estos sismos pueden tener influencia significativa en la intensidad del movimiento en algunas zonas de la Ciudad de México.

Por lo general es imposible determinar el peligro sísmico contando simplemente las veces en que se han excedido valores dados de intensidad en el sitio en cuestión. Esto ocurre porque rara vez se dispone de catálogos completos de las aceleraciones que se han producido en dicho sitio debido a los sismos pasados. Es necesario, pues, calcular el peligro sísmico de manera indirecta. Para ello, se evalúa primero la tasa de la actividad sísmica en las fuentes generadoras de temblores, como las mencionadas anteriormente, y después se integran los efectos que producen en un sitio dado los sismos que se generan en la totalidad de las fuentes.



La actividad de la i -ésima fuente sísmica se especifica en términos de la tasa de excedencia de las magnitudes que ahí se generan, $\lambda_i(M)$. A semejanza de la tasa de excedencia de intensidades, la tasa de excedencia de magnitudes $\lambda_i(M)$, mide qué tan frecuentemente se generan en una fuente temblores con magnitud superior a una dada. Por ejemplo: Si en un sitio ocurrieron 20 sismos de magnitud mayor a 4, en 100 años, la tasa de excedencia de la magnitud 4 es aproximadamente $\lambda(4)=20/100=0.2$, por lo que el periodo de recurrencia para este ejemplo es igual a $1/\lambda(4)=1/0.2=5$ esto es que, aproximadamente cada 5 años ocurrirá un sismo de magnitud mayor a 4.

Las fuentes utilizadas en el estudio que aquí se describe están dictadas por la tectónica del país y por la historia instrumental de sismos registrados en el pasado (Zúñiga, 1994). El país se ha dividido en alrededor de 30 grandes zonas de actividad sísmica, distribuidas en la mayor parte del territorio nacional; éstas a su vez se subdividen en cientos de fuentes. Para calcular la tasa de excedencia de la magnitud en cada una de las fuentes sísmicas, Cornell y Vanmarcke (1969) proponen la siguiente expresión.

$$\lambda_i(M) = \lambda_{0i} \frac{e^{-b_i M} - e^{-b_i M_{0i}}}{e^{-b_i M_0} - e^{-b_i M_{0i}}} \quad (2.1)$$

donde M_0 es la mínima magnitud relevante o la magnitud por encima de la cual el catálogo se considera completo, tomada igual a 4.5 en este estudio. λ_{0i} , b_i , y M_{0i} son parámetros que definen la tasa de excedencia o forma de la curva de cada una de las fuentes sísmicas. Estos parámetros, diferentes para cada fuente, han sido estimados por procedimientos estadísticos bayesianos (Rosenblueth *et al.*, 1989; Ordaz *et al.*, 1995), que incluyen información sobre regiones tectónicamente similares a las de nuestro país, del catálogo de temblores de las zonas, además de información experta, especialmente sobre el valor de M_{0i} , la máxima magnitud que puede generarse en cada fuente.

Una vez determinada la tasa de actividad de cada una de las fuentes sísmicas, es necesario evaluar los efectos que, en términos de intensidad sísmica, produce cada una de ellas en un sitio de interés. Para ello se requiere saber qué intensidad se presentaría en el sitio en cuestión, si en la i -ésima fuente ocurriera un temblor con magnitud dada. A las relaciones entre magnitud, posición relativa fuente-sitio e intensidad se les conoce como *leyes de atenuación*, es decir, éstas dependen de las características del origen del sismo, del camino que recorrerán las ondas sísmicas y del suelo en estudio. Usualmente, la posición relativa fuente-sitio se especifica mediante la distancia focal, es decir, la distancia entre el foco sísmico -el centro de la fuente- y el sitio. Las leyes de atenuación pueden adoptar muy diversas formas. Una muy común es la siguiente:

$$E(\ln S_a | M, R) = a_0 + a_1 M + a_2 \ln R + a_3 R \quad (2.2)$$

donde a_0 , a_1 , a_2 y a_3 son parámetros determinados semiempíricamente, M es la magnitud del sismo, R es la distancia entre la fuente y el sitio, S_a es la ordenada espectral y es una variable aleatoria distribuida lognormalmente.

En este trabajo se han usado tres leyes de atenuación diferentes, dependiendo de las trayectorias que recorren las ondas en su camino de la fuente al sitio. Es importante hacer resaltar que se utilizan leyes

de atenuación espectrales, es decir que toman en cuenta el hecho de que la atenuación es diferente para ondas de diferentes frecuencias, por lo que se tienen parámetros de atenuación diferentes para cada periodo de vibración considerado. Estas leyes se describen a continuación.

A. Temblores costeros. Se utilizó, para la aceleración máxima del terreno provocada por temblores generados en la costa sur del Pacífico, la ley de atenuación debida a Ordaz *et al.*, (1994). Esta ley fue construida a partir de numerosos registros de aceleración obtenidos por la Red Acelerográfica de Guerrero, que incluyen los del gran temblor del 19 de septiembre de 1985. La relación entre la aceleración máxima del terreno y las ordenadas del espectro de respuesta a otros periodos se obtiene del modelo teórico de fuente y trayecto reportado por Singh *et al.*, (1989).

$$\ln A(f) = \alpha_0(f) + \alpha_1(f)M + \alpha_2(f)\ln R + \alpha_3(f)R + \varepsilon \quad (2.3)$$

donde $A(f)$ representa el mayor valor de dos componentes ortogonales del espectro de amplitudes de Fourier, $\alpha_i(f)$, $i=0, \dots, 3$ son los parámetros de la regresión, ε es un parámetro que nos define un nivel de error, M es la magnitud del temblor y R es la mínima distancia a la zona de ruptura.

B. Temblores de profundidad intermedia. Se empleó un modelo de atenuación descrito por Ordaz *et al.*, (2000a). Se trata de un modelo que considera exclusivamente los sismos producidos por fallamiento normal, incluyendo los dos últimos sismos importantes de este tipo ocurridos en 1999, los cuales causaron graves daños y colapsos en estructuras en la ciudad de Puebla y Oaxaca.

$$\log A_{\max} = 4.45 - 1.08 \log R - 0.0017R \quad (2.4)$$

donde A_{\max} representa el mayor valor de dos componentes ortogonales del espectro de amplitudes de Fourier y R es la mínima distancia a la zona de ruptura.

C. Temblores superficiales. Para modelar la atenuación de los temblores superficiales, tanto los que ocurren en el Eje Neovolcánico como los que se presentan en la zona conocida como sismicidad difusa, se utilizaron las leyes de atenuación debidas a Sadigh *et al.*, (1997).

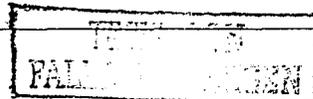
$$\ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5M)^{2.5} + C_4 \ln(r_{rup} + \exp(C_5 + C_6M)) + C_7 \ln(r_{rup} + 2) \quad (2.5)$$

donde $\ln(y)$ representa el mayor valor de dos componentes ortogonales del espectro de amplitudes de Fourier, C_i , $i=0, \dots, 7$ son los parámetros de la regresión, M es la magnitud del temblor y r_{rup} es la mínima distancia a la zona de ruptura.

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, puede calcularse el peligro sísmico mediante la siguiente expresión:

$$\nu(Sa) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ii}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(Sa > Sa | M, R_i) dM \quad (2.6)$$

donde la sumatoria abarca la totalidad de las N fuentes sísmicas relevantes, $\lambda_i(M)$ es la sismicidad local de la i -ésima fuente, M_{ii} es la magnitud máxima que puede generarse en cada fuente, M_0 es la



magnitud para la cual el catálogo de esta fuente está completo, R_i es la distancia entre la fuente sísmica i y el sitio de interés, y $\Pr(SA > Sa | M, R_i)$ es la probabilidad de que la intensidad exceda al valor Sa dado que ocurre un sismo con magnitud M y distancia R_i , la cual puede calcularse con la ley de atenuación y algunas hipótesis sobre la distribución de probabilidad de la intensidad.

En vista de que se supone que, dadas la magnitud y la distancia, la intensidad tiene distribución lognormal, esta probabilidad se calcula de la siguiente manera:

$$\Pr(SA > Sa | M, R_i) = \Phi\left(\frac{E(\ln Sa | M, R_i) - \ln Sa}{\sigma_{\ln Sa}}\right) \quad (2.7)$$

Siendo $\Phi(\)$ la distribución normal estándar, $E(\)$ denota el valor esperado y $\sigma_{\ln Sa}$ es la desviación estándar del logaritmo natural de Sa .

El procedimiento antes descrito permite calcular el movimiento del terreno en cualquier sitio de la República Mexicana que se encuentre en roca o en terreno firme. En este trabajo se utilizó la ecuación 2.7 para estimar el peligro sísmico en Ciudad Universitaria (C.U.), que es una estación acelerográfica y representa un sitio de referencia en el cual se dispone de una gran cantidad de información de sismos registrados, y se pueden conocer los cocientes espectrales o funciones de transferencia en numerosos sitios de la Ciudad de México con respecto a esta estación, esto permite estimar el espectro de amplitudes de Fourier en cualquier sitio de dicha Ciudad.

Una vez calculado el espectro de respuesta en el sitio de terreno firme (Ciudad Universitaria) se calculó el espectro de respuesta de campo libre para el sitio en cuestión mediante la siguiente expresión:

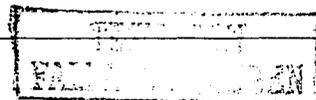
$$Sa(\omega)_{\text{sitio}} = Sa(\omega)_{\text{roca}} \left| \frac{H(\omega)}{\text{roca}} \right|_{\text{sitio}} \quad (2.8)$$

donde $Sa(\omega)_{\text{roca}}$ es el espectro de respuesta en Ciudad Universitaria y $H(\omega)$ es la función de transferencia entre el sitio y Ciudad Universitaria.

En este trabajo la función de transferencia se calculó por medio de una interpolación espacial de funciones de transferencia empíricas (Lancaster *et al.*, 1986; Pelto *et al.*, 1988; Pérez Rocha, 1998) obtenidas de las estaciones acelerográficas Alameda (AL01) y Tlatelolco (TL55) de la Ciudad de México. El espectro así obtenido es el espectro de respuesta del sitio asociado a un periodo de retorno de 125 años y que está dado por el correspondiente al espectro de terreno firme.

2.4 ESPECTROS DE RESPUESTA DE SITIO ESTIMADOS CON FUNCIONES DE TRANSFERENCIA EMPÍRICAS

Un espectro de respuesta representa la respuesta máxima de una familia de sistemas de un grado de libertad sujetos a un determinado movimiento de terreno. El más conocido es el espectro de aceleraciones, aunque existen otros como el de velocidad, el de desplazamiento, etc. El de aceleraciones es el que comúnmente ha servido como base en la especificación de los espectros de diseño, los cuales se especifican como la envolvente de los espectros de respuesta calculados para el sitio de interés para todas las posibles fuentes sísmicas que lo afecten y para un determinado periodo



de retorno, que para este trabajo se consideró de 125 años. Los espectros de diseño se construyen a partir de un conjunto de sismos que tienen la misma probabilidad de excedencia.

Un cociente espectral o función de transferencia empírica (FTE) para un sitio, es la razón entre espectros de amplitudes de Fourier suavizados (EAF) de un sitio en zona de lago entre un sitio de referencia en terreno firme (C.U.). Las funciones de transferencia reflejan las características de la respuesta del sitio durante ese sismo, pero tienen una limitación, estas funciones de transferencia empíricas solo se pueden obtener en sitios en donde se haya registrado el temblor, también existen las funciones de transferencia teóricas, para esto, se requiere de la información estratigráfica del sitio (Haskell, 1962).

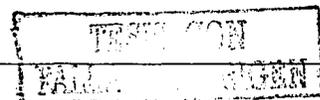
Se calcularon los espectros de respuesta asociados a una fracción de amortiguamiento crítico de 5% en el sitio en estudio. Para lo cual se utilizaron los siguientes sismos (Rosenbluth *et al.*, 1989; Singh *et al.*, 1994; Pérez Rocha *et al.*, 1997):

- (1) Sismo de subducción costero con una magnitud de 8.1 y una distancia a la zona de ruptura de 295 km.
- (2) Sismo de subducción costero con una magnitud de 8.1 y una distancia a la zona de ruptura de 280 km.
- (3) Sismo de subducción costero con una magnitud de 8.2 y una distancia a la zona de ruptura de 250 km.
- (4) Sismo de falla normal con una magnitud de 6.5 y una distancia del sitio al epicentro de 80 km.
- (5) Sismo local en el valle de México con una magnitud de 5.0 y una profundidad de 10 km.

El primer punto registra un sismo con intensidad de movimiento igual a la del sismo del 19 de septiembre de 1985. El segundo sismo representa un movimiento con la misma magnitud al que se dio en 1985 pero más cercano. El tercer sismo representa un temblor de mayor magnitud y más cercano, lo que implica un sismo significativamente más severo que el sismo de 1985. El cuarto sismo representa un temblor de falla semejante al que se dio en 1912 en Acambay, mientras que el último es un temblor local en el valle de México.

Aunque los sismos de origen costero o de subducción son los que normalmente causan mayores daños en la ciudad de México, sismos como el cuarto y el quinto aquí estudiados pueden resultar más críticos en un intervalo de frecuencias altas; esto implica que para una estructura dada dichos sismos podrían ser los que generen mayor excitación de los modos superiores de vibración.

Una vez obtenidos los espectros de amplitudes de Fourier para el sitio donde se encuentran las estructuras, además del cálculo de la duración de la fase intensa del movimiento y aplicando el método de la teoría de vibraciones aleatorias (Reinoso *et al.*, 1990), se calcularon los espectros de respuesta esperados para el sitio en estudio utilizando el programa de computadora Z (Ordaz *et al.*, 1997). Este programa tiene incorporado toda la información y utiliza el método antes descrito para estimar espectros de respuesta ante una amplia gama de temblores reales o postulados, también tiene incorporado un procedimiento de interpolación espacial (Pérez Rocha *et al.*, 1998) que permite la estimación confiable de dichos espectros en prácticamente cualquier punto de la Ciudad de México.



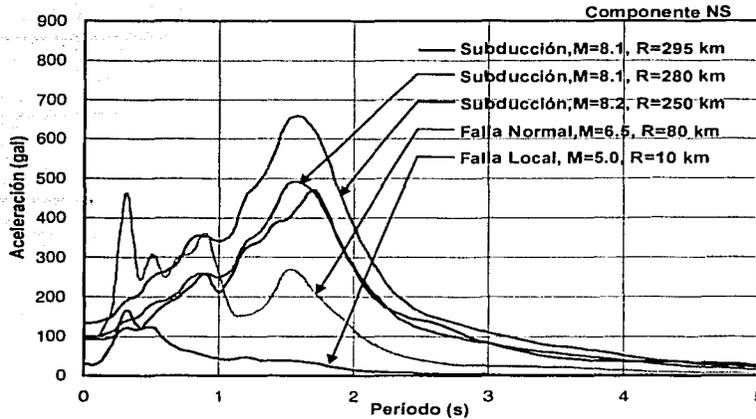


Figura 2.5 Espectros de respuesta calculados para la componente norte-sur.

En la figura 2.5 se muestran los espectros de respuesta del sitio de interés calculados para la componente norte-sur de los sismos descritos arriba. Puede verse que las ordenadas espectrales máximas corresponden al evento de subducción con magnitud de 8.2 y una distancia a la zona de ruptura de 250 km, excepto para periodos menores a 0.5 segundos donde las ordenadas máximas pertenecen al evento de falla normal con magnitud 6.5.

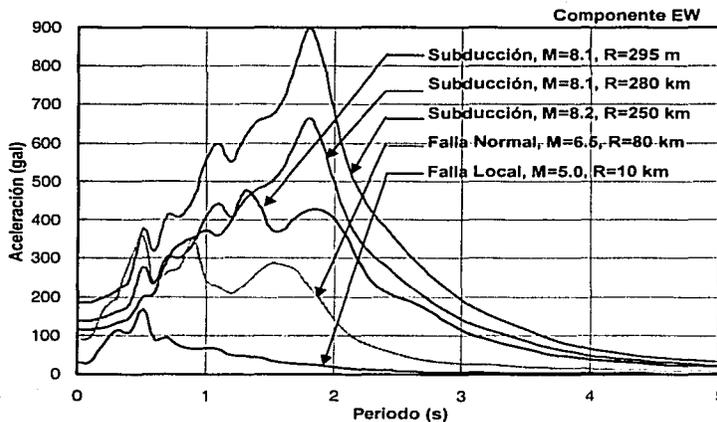


Figura 2.6 Espectros de respuesta calculados para la componente este-oeste.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la figura 2.6 se muestran los espectros de respuesta del sitio de interés calculados para la componente este-oeste de los sismos descritos arriba. En esta figura se muestra que las ordenadas espectrales máximas corresponden al sismo de subducción de mayor magnitud.

De acuerdo con las figuras 2.5 y 2.6, el evento correspondiente al sismo de subducción con mayor magnitud representa un temblor de características extraordinarias. La probabilidad de ocurrencia de este tipo de evento es baja, aunque no se descarta la posibilidad de que pueda existir y es por ello que se incluye en este trabajo.

Para fines de diseño debe considerarse el espectro obtenido, a partir del espectro promedio de las curvas envolventes de los espectros calculados para las dos componentes horizontales de los sismos considerados. Es por ello que en la figura 2.7 se muestran las curvas envolventes de los espectros calculados para ambas direcciones, N-S y E-W, así como la curva promedio de estas curvas envolventes.

En la figura 2.8 se muestra la curva promedio de las curvas envolventes N-S y E-W. La ordenada espectral máxima se presenta para un período de 1.8 segundos, el cual corresponde al período característico del suelo; sin embargo, puede observarse en la figura otro periodo que se refiere a modos de alta frecuencia de vibrar del suelo, que representa la respuesta característica del suelo a los sismos originados por falla normal.

Es importante señalar que este espectro no debe aplicarse directamente como espectro de diseño para estructuras. El procedimiento y las modificaciones necesarias para convertir este espectro en uno de diseño aplicable a estructuras se presentan más adelante.

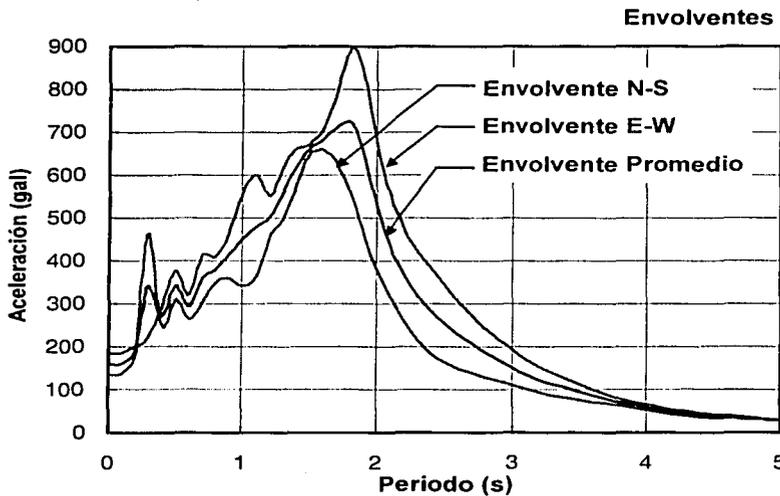


Figura 2.7 Curvas envolventes de los espectros calculados a partir de los sismos considerados.

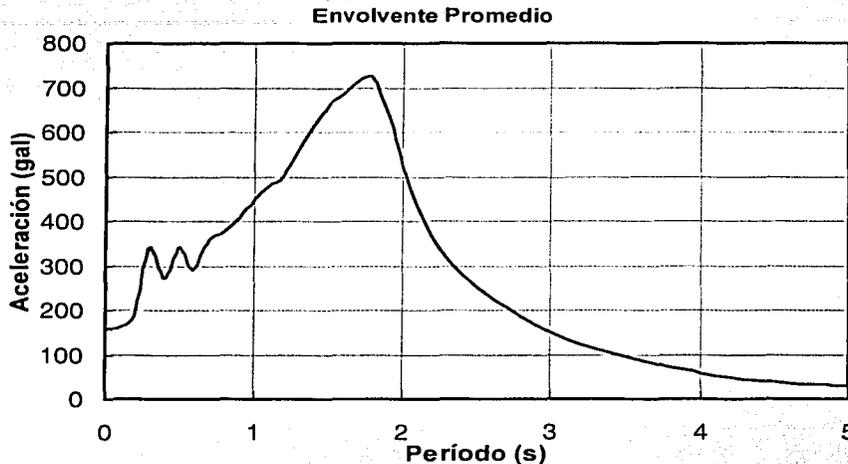


Figura 2.8 Envolvente promedio de las curvas envolventes de los espectros calculados (N-S y E-W)

2.5 ESPECTROS DE DISEÑO OBTENIDOS PARA EL SITIO

El espectro mostrado en la figura 2.8 de la sección anterior no debe emplearse directamente como espectro para el diseño de estructuras, aún en el caso que se quisiera que éstas permanecieran elásticas durante los sismos de diseño. Para poder transformar este espectro de respuesta en uno de diseño se deben hacer las siguientes modificaciones:

- Debe considerarse la incertidumbre en las propiedades del suelo, y por lo tanto en el contenido de frecuencias del movimiento del mismo.
- Debe considerarse la incertidumbre en la estimación de la rigidez lateral de la estructura, la cual está relacionada con la estimación de los periodos de vibrar de la misma.
- Debe considerarse un incremento en ordenadas espectrales a las estructuras de periodo largo por las posibles contribuciones de modos superiores al cortante basal de los mismos, así como de las posibles concentraciones de deformaciones no lineales a que se pueden ver sujetas, por tratarse de estructuras de varios niveles.

En estudios recientes se ha encontrado que es común tener coeficientes de variación del orden del 30 % en la estimación del periodo fundamental de vibración de una estructura, provocados por subestimaciones o sobrestimaciones significativas de la rigidez lateral de la misma (Miranda *et al.*, 1994). Lo anterior fue corroborado en las mediciones de vibración ambiental (capítulo 3) para la estimación del periodo fundamental de la estructura, donde tenemos variaciones en las mediciones con respecto a lo obtenido del análisis lineal del orden del 30 %.

En la figura 2.9 se muestra el espectro de respuesta promedio de las envolventes en ambas direcciones, N-S y E-W, de los espectros considerados en este trabajo, el cual toma en cuenta únicamente la incertidumbre en la estimación del periodo fundamental de la estructura. Como se mencionó anteriormente, se consideró $\pm 30\%$ de variación del periodo donde se tiene la respuesta máxima. El espectro queda con una ordenada máxima de 0.74 que inicia en un periodo de 1.38 segundos y finaliza en 2.34 segundos.

En la figura 2.10 se muestra el espectro que toma en cuenta todas las consideraciones antes descritas (incertidumbres en las propiedades dinámicas del suelo, rigidez lateral de la estructura, etc.). El coeficiente sísmico, c , no tiene variación en el intervalo de ordenada máxima (meseta) cuyo valor es de 0.74, pero inicia en un periodo de 0.8 y finaliza en 2.34 segundos.

En este espectro el periodo inicial quedó en 0.8 segundos que es un 73 % menor al propuesto en el espectro de la figura 2.9 (que toma en cuenta únicamente la incertidumbre en la estimación de la rigidez lateral de la estructura). En esta segunda reducción se toman en cuenta las posibles incertidumbres en la estimación del periodo dominante del suelo y las deformaciones laterales por flexión debido a la contribución de los modos superiores a los cortantes en la estructura.

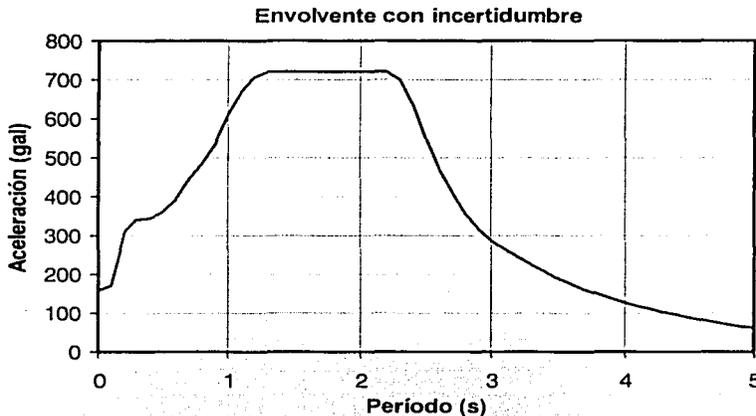
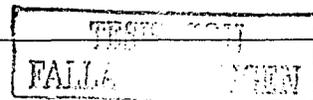


Figura 2.9 Espectro de respuesta que considera sólo la incertidumbre en la rigidez lateral de la estructura.

El espectro de sitio de la figura 2.10, que tiene todas las características de un espectro de diseño, de acuerdo a Rosenblueth *et al.* (1989) debe aun reducirse por las siguientes razones:

1. Al aceptar cierto daño estructural se puede diseñar para fuerzas menores a las requeridas, para mantener la estructura en intervalo elástico.
2. Los factores de reducción por comportamiento no lineal para movimientos de banda angosta (como los de la zona de lago) son mucho mayores que los factores de reducción para movimientos de banda ancha (como los de terreno firme).



3. Estructuras que se diseñan con un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 1, son capaces de desarrollar cierta ductilidad.
4. Las estructuras convencionales poseen una sobrerresistencia importante de tal forma que su resistencia lateral es mucho mayor a la resistencia lateral para la cual fueron diseñadas.
5. Al adoptar dicho valor implica una desviación menos drástica del formato adoptado en la versión de 1976 del RCDF y de las NDE de 1985.

El factor por el cual se multiplican las ordenadas del espectro de respuesta para reducirlas es 0.4, de acuerdo con el RCDF-93, pero en este estudio se utilizó en forma conservadora un factor de 0.5. Este factor es 25% mayor al considerado por dicho reglamento.

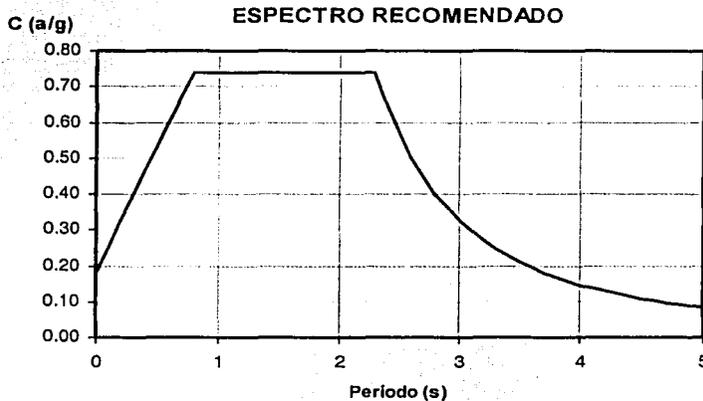


Figura 2.10 Espectro de diseño que toma en cuenta todas las incertidumbres antes mencionadas.

Una vez modificado el espectro de la figura 2.10, que toma en cuenta todos los aspectos antes mencionados, se obtiene el espectro de diseño para el sitio en estudio (figura 2.11) y se construye mediante las siguientes expresiones:

$$C(T) = \begin{cases} a_u + \frac{T}{T_u}(c - a_u) & \text{si } T < T_u \\ c & \text{si } T_u \leq T < T_h \\ c \left(\frac{T_h}{T} \right)^2 \left[k + (1-k) \left(\frac{T_h}{T} \right)^2 \right] & \text{si } T \geq T_h \end{cases} \quad (2.9)$$

donde:

$$\begin{aligned} a_0 &= 0.09 \\ c &= 0.37 \\ T_a &= 0.80 \text{ s} \\ T_b &= 2.30 \text{ s} \\ k &= 0.4 \end{aligned}$$

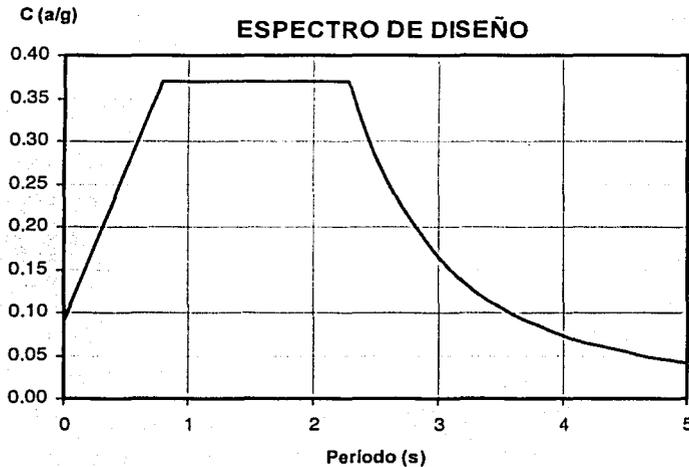


Figura 2.11 Espectro de diseño elástico calculado para el sitio en estudio con $\xi=0.05$.

El espectro obtenido en este estudio, mostrado en la figura 2.11, es un espectro de diseño elástico, o sea que representa las acciones sísmicas de diseño necesarias para que la estructura permanezca elástica en caso de ocurrir el sismo de diseño. Dicho espectro puede reducirse para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura utilizando los criterios indicados en las NTC-RCDF-93. La figura 2.12 muestra los espectros inelásticos que son función del periodo fundamental y la ductilidad del sistema estructural. Se han utilizado ductilidades de 1.5, 2 y 3 que son valores típicos usados en diferentes sistemas estructurales y con un factor de amortiguamiento crítico de 5%.

TESIS COM
FALSA DE OBTEN

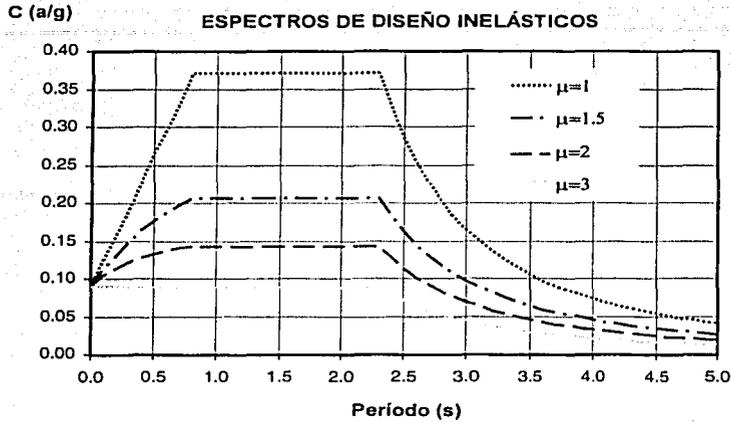


Figura 2.12 Espectros de diseño inelásticos para diversos niveles de ductilidad y $\xi=0.05$.

2.6 COMPARACIÓN CON LOS ESPECTROS DE LAS NTC-RCDF

De acuerdo con la zonificación sísmica de las NTCS-95, el sitio en estudio se ubica en la zona de lago (zona III) del valle de México, al cual corresponde un espectro de diseño como el que se muestra en la figura 2.13.

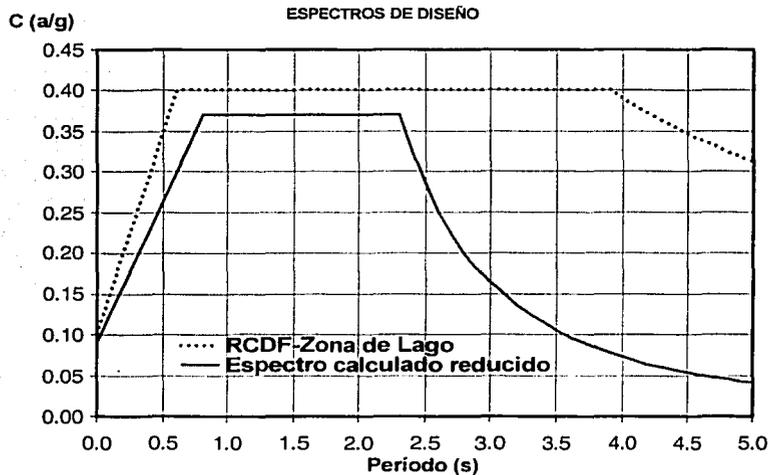


Figura 2.13 Espectro de diseño para la zona III de acuerdo con las NTCS-95 y el calculado en este estudio.

En la figura 2.13 también se muestra el espectro de diseño calculado en este estudio. Las principales diferencias entre estos dos espectros, que es importante señalar son: los valores de la ordenada máxima (c) correspondiente a la meseta en el intervalo de periodos T_a y T_b , así como los valores de estos periodos y la forma de la rama final.

La diferencia en el valor de (c) es de un 8.1% siendo mayor para el espectro de diseño establecido en las NTC. El periodo T_a va de 0.6 para el espectro de las NTC a 0.8 segundos para el espectro de este estudio. Así mismo el periodo T_b va de 3.9 para el espectro de las NTC a 2.3 segundos para el espectro recomendado. Las diferencias en los valores de las ordenadas se deben a que el espectro de las NTC-Sismo considera el máximo de los valores que puede presentarse en la zona en cuestión.

De aquí en adelante usaremos los valores presentados en el espectro de este estudio, ya que, como se mencionó anteriormente, las normas tratan de abarcar toda una zona dentro de la cual las características dinámicas pueden variar dentro de ciertos límites, los cuales podrían subestimar, igualar o sobrestimar los parámetros que rigen un sitio específico dentro de dicha zona, dependiendo del caso (Ordaz, 2001). Además, los desplazamientos asociados a los espectros propuestos por las normas crecen en forma monótonica con el periodo resultando valores muy altos e irreales, a pesar de que los desplazamientos relativos a periodo largo deben tender a ser iguales a los del terreno, como se observa en la figura 2.14 los desplazamientos calculados en este estudio.

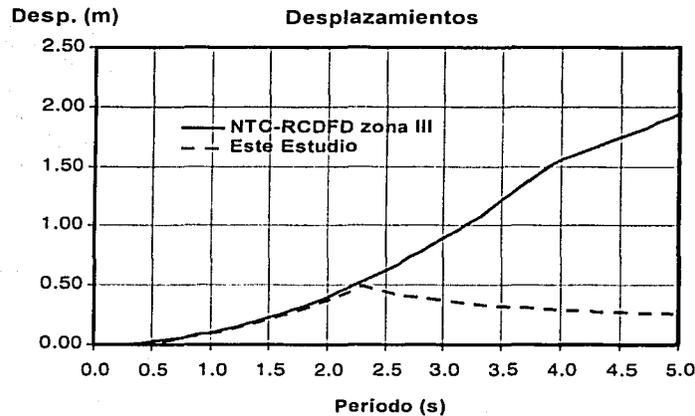


Figura 2.14 Comparación de los desplazamientos asociados al espectro de diseño, según las NTCS-95 (zona III) y los obtenidos con el espectro propuesto.

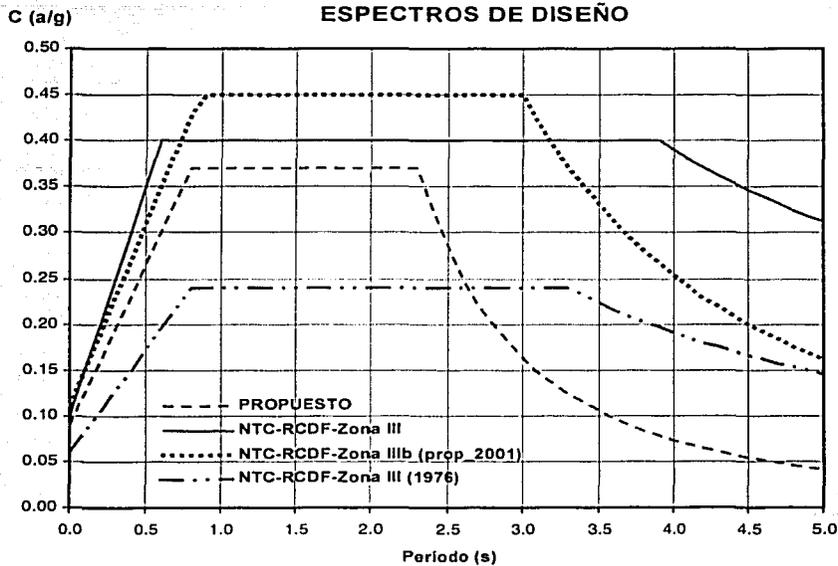


Figura 2.15 Comparación con otros espectros

En la figura 2.15 también se hacen comparaciones con los espectros de diseño de la norma propuesta en abril del 2001. De acuerdo con esta norma, el sitio está clasificado como zona III-b. Las ordenadas espectrales máximas correspondientes a la norma propuesta son superiores al espectro recomendado en este estudio. El valor del período T_b presentan grandes diferencias. Sin embargo, las curvas espectrales son muy similares en la rama final. Esto se debe, como ya se indicó, al carácter general de la norma. En esta figura se incluye también el espectro de diseño del reglamento de 1976 para dar una idea de las fuerzas sísmicas que posiblemente se emplearon en el diseño de las estructuras.

YESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 3

DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS EDIFICIOS CON BASE EN MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Se presenta el estudio de las mediciones realizadas en el edificio de la Delegación Cuauhtémoc del Distrito Federal. Las mediciones se realizaron utilizando tres acelerógrafos K2, de Kinematics, propiedad de la Coordinación de Ingeniería Sismológica del Instituto de Ingeniería, UNAM. De estos instrumentos, dos cuentan con tres sensores internos de aceleración tipo FBA. El tercer instrumento, además de los sensores internos, registra tres canales externos en los que el acelerógrafo graba las señales provenientes de tres sismómetros Kinematics de 5 segundos de periodo propio, sensibles a la velocidad del terreno.

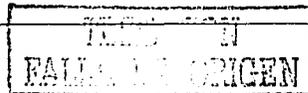
El uso de microtemores (vibración ambiental) para obtener la estimación de la respuesta de un sitio fue introducido en Japón en los años 50 (Kanai *et al.*, 1954). No obstante los cuestionamientos que se han hecho sobre su utilidad (Udwadia y Trifunac, 1973; Finn, 1991; Gutiérrez y Singh, 1992; Lachet y Bard, 1994; Bard *et al.*, 1997)), las mediciones de microtemores presentan un alto atractivo para la caracterización de la respuesta de sitio, tanto por su sencillez de operación y su bajo costo como por la rapidez con que permiten obtener resultados.

Una de las técnicas, introducida recientemente, para estimar efectos de sitio usando registros de microtemores es la razón espectral entre las componentes horizontales y la vertical de un mismo registro (técnica de Nakamura o REHV o H/V), propuesta originalmente por Nakamura (1989) para interpretar mediciones de microtemores. Lermo y Chávez-García (1994a,b), quienes comparan resultados de microtemores contra razón espectral estándar de registros de temblores, concluyen que los microtemores cuando son analizados con REHV permiten determinar con buena precisión el periodo dominante (T_0) de sedimentos sujetos a amplificación dinámica en un intervalo de frecuencias entre 0.3 y 10 Hz, junto con una estimación preliminar del nivel de amplificación (A_r).

3.2 MEDICIONES EN LOS EDIFICIOS

El edificio de la Delegación Cuauhtémoc consta de dos cuerpos de tres niveles unidos entre sí (ver figuras 1.1 a 1.4 del capítulo 1). El sótano está asignado a estacionamiento. El ala Este es de mayor tamaño que el ala Oeste. Actualmente está en proceso el reforzamiento de la estructura por lo que las columnas exteriores del edificio se encuentran parcialmente reforzadas.

Para realizar las mediciones se colocaron los tres equipos de registro en distintas configuraciones (figuras 3.1 y 3.2). Dado que las mediciones se realizaron en días hábiles, el tránsito vehicular en la zona era importante. Además de que el edificio se encontraba en uso, con una gran afluencia de ciudadanos, no se realizaron mediciones en el interior de las estructuras sino solamente en las azoteas



debido a que por las características de los edificios en estos niveles se presentarán los mayores desplazamientos durante los sismos. Para cada una de las alas del edificio se instalaron simultáneamente los tres equipos de registro. Dos de los instrumentos de registro permanecieron fijos durante toda la serie de mediciones, mientras que el tercero se ocupó sucesivamente en tres posiciones para cada una de las alas de la estructura (figuras 3.1 y 3.2). El objetivo de estos arreglos fue buscar correlaciones entre el movimiento de distintos puntos. Los equipos estaban sincronizados con tiempo absoluto. Inicialmente se había considerado analizar los registros en el dominio del tiempo. Sin embargo, las perturbaciones introducidas por los vehículos en calles aledañas, así como el importante tráfico de personas por la estructura, impidieron ese objetivo.

Para cada una de las alas del edificio se registró vibración ambiental usando tres arreglos de los equipos de registro. Para cada uno de los arreglos, se registraron entre 2 y 4 ventanas de vibración ambiental de tres minutos de duración cada una, con un intervalo de muestreo de 0.01 s. La orientación de los sensores horizontales elegida fue paralela a los ejes principales de la estructura.

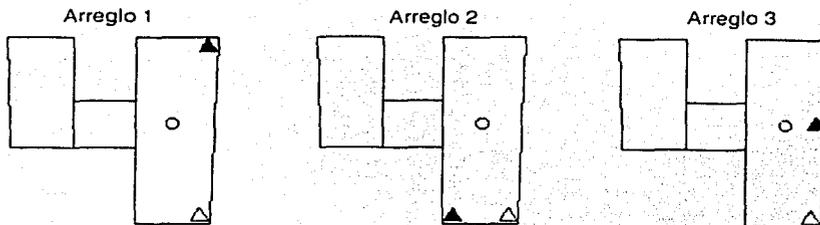
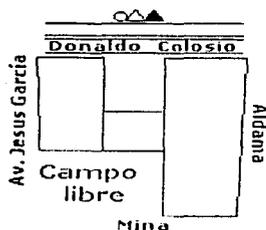
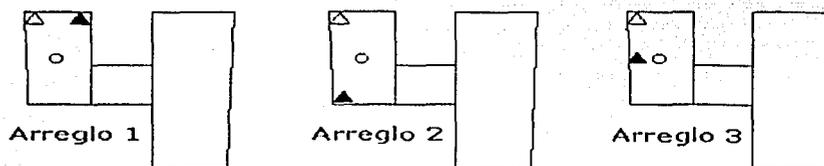
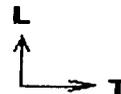


Figura 3.1 Arreglos de las estaciones utilizadas para el registro de señales de vibración ambiental en el ala Este del Edificio.



- 1097
- △ 1308
- ▲ 1311



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.2 Arreglos de las estaciones utilizadas para el registro de señales de vibración ambiental en el ala Oeste del Edificio.

La figura 3.1 muestra un croquis con los tres arreglos utilizados para el registro de señales de vibración ambiental en el ala Este del edificio. Los equipos 1097 y 1308 mantuvieron su posición en los tres arreglos, y el equipo 1311 se desplazó.

Para el ala Oeste, se utilizaron nuevamente tres arreglos de estaciones. De manera similar, se mantuvieron los equipos 1097 y 1308 en una sola posición, mientras que el equipo 1311 ocupó tres posiciones sucesivas. El croquis de los arreglos medidos se muestra en la figura 3.2.

Finalmente, se colocaron los tres equipos de registro en el mismo sitio, fuera del edificio, sobre una banqueta y alejados de cualquier estructura importante. En ese sitio se registraron simultáneamente dos ventanas de vibración ambiental de tres minutos de duración cada una. De este modo, se tienen registros de 9 minutos en 12 canales para hacer una estimación confiable del periodo propio del sitio en terreno libre.

3.3 ANÁLISIS

Para analizar los datos se utilizó la técnica de cocientes espectrales H/V (horizontal entre vertical). Esta técnica es adecuada para la determinación de frecuencias naturales, ya sea en terreno libre o en estructuras.

Para analizar los datos se procedió de la forma siguiente. Primero se transfirieron los datos de la memoria de los equipos K2 a una estación de trabajo y se convirtieron a los formatos adecuados para los programas de análisis. Se seleccionaron 17 ventanas de 20 segundos de duración cada una, a partir de cada una de las ventanas de 3 minutos, registradas en campo. Las ventanas de 20 segundos están traslapadas entre sí 10 segundos. Cada ventana de 20 segundos de duración fue apodada sobre 10% de su longitud, y se eliminó el offset. Se obtuvo su transformada rápida de Fourier y el espectro de amplitud resultante fue suavizado pasándolo 4 veces por un filtro digital de Hanning, para evitar el registro de frecuencias ficticias en el espectro obtenido. A continuación se calcularon los cocientes espectrales L/V y T/V. Finalmente se obtuvieron promedios de esos cocientes. Dado el gran número de ventanas analizadas, se calculó una curva H/V promedio para cada una de las ventanas de 3 minutos registradas en campo.

Se hicieron pruebas con una muestra de dos ventanas de 40 segundos para cada uno de los puntos de medición. En este segundo análisis, se seleccionaron con cuidado las ventanas temporales utilizadas, procurando evitar perturbaciones transitorias en las trazas de vibración ambiental y seleccionando únicamente segmentos con vibración estacionaria. Se obtuvieron los espectros de amplitud y cocientes espectrales H/V utilizando un juego de programas completamente distinto. Los resultados obtenidos con este segundo procedimiento permitieron verificar que los resultados del proceso automático son confiables.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

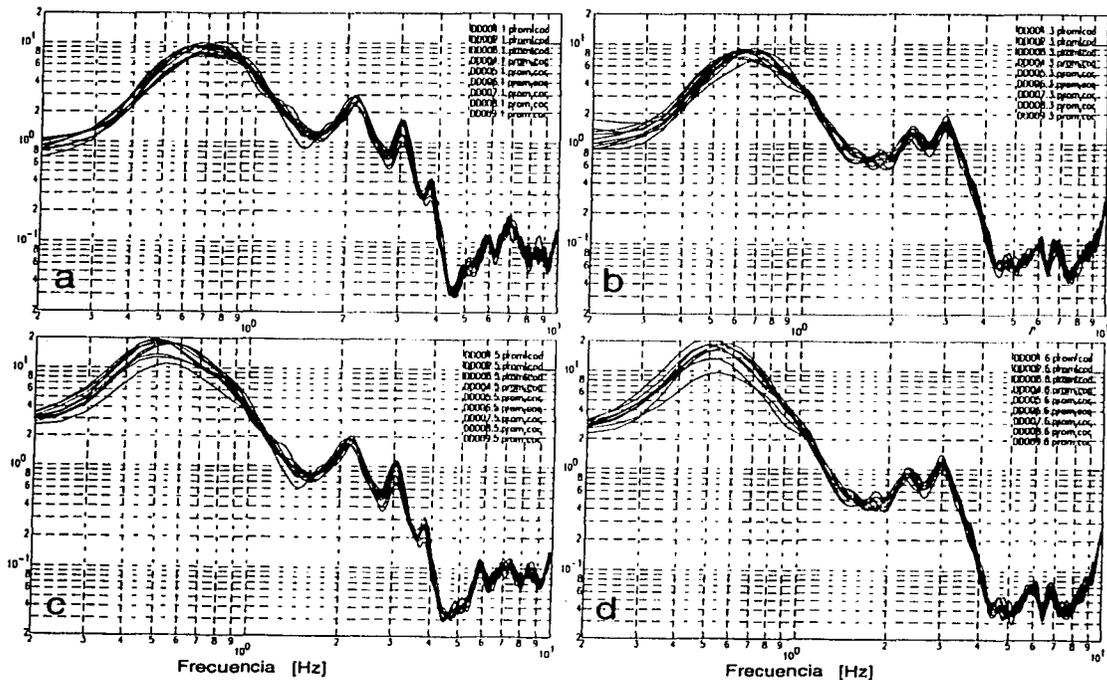


Figura 3.3 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1097 colocado en el centro de la azotea del edificio Este para aceleración (a) componente L y (b) componente T, y para velocidad (c) componente L y (d) componente T

3.4 RESULTADOS

A la Este

Los resultados obtenidos con las mediciones en el ala Este de la estructura se muestran en las figuras 3.3 a 3.7. En cada figura se presentan juntos todos los promedios calculados a partir de las mediciones en cada punto de medición. La figura 3.3 muestra los cocientes espectrales H/V promedio obtenidos con el instrumento 1097, colocado en el centro geométrico de la azotea de esta ala durante toda la serie de mediciones. Por ello, cada diagrama presenta muchas curvas promedio. Cada uno de los 4 diagramas de la figura 3.3 corresponde a los resultados para cada uno de los componentes horizontales registrados en campo: canales L y T registrados como aceleración, más los canales L y T registrados a partir de los sensores externos de velocidad. Se observó un buen acuerdo entre los componentes de aceleración y velocidad y algunas diferencias entre los componentes L y T, como era de esperar, dadas las distintas dimensiones de la estructura en sus dos ejes horizontales. Aparece un pico de gran amplitud (entre un factor 7 y un factor 20) en una frecuencia comprendida entre 0.5 y 0.8 Hz. Dado que esta frecuencia es demasiado baja para una estructura de tres niveles, suponemos que este pico refleja la frecuencia de resonancia de campo libre. Esta suposición es apoyada por la

nula diferencia entre componentes L y T para este pico. A frecuencias superiores, la figura 3.3 muestra las diferencias mencionadas entre componentes L y T y un excelente acuerdo entre canales de velocidad y aceleración. El canal L presenta picos a las frecuencias de 2.1, 3, 3.8, 5.8 y 7 Hz. Por su parte el canal T presenta picos en 2.3, 3, 6 y 6.8 Hz.

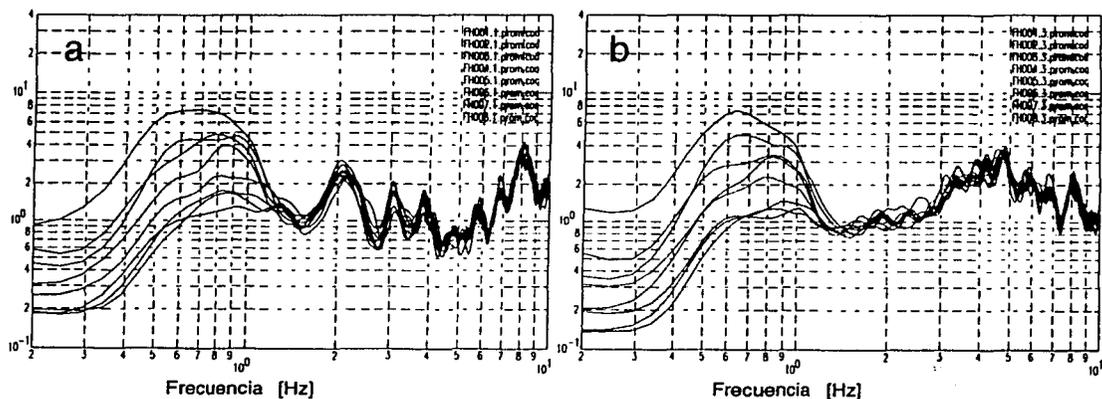


Figura 3.4 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1308 colocado en la esquina SE de la azotea del edificio Este para aceleración (a) componente L y (b) componente T

La figura 3.4 presenta los resultados para el equipo de registro 1308, el cual se mantuvo durante la serie de mediciones en la esquina SE de la azotea. Nuevamente, aparece una amplificación que llega hasta un factor 7 entre 0.5 y 0.8 Hz, el cual sin embargo desaparece en algunas de las ventanas de medición. Adicionalmente, se puede ver en el componente L picos a las mismas frecuencias observadas en el instrumento al centro de la azotea (2.1, 3, 3.8, 5.8 y 7 Hz), aunque la relación de amplitudes entre picos es distinta. En el componente T ya no se vieron los picos aislados, claros, que se notan al centro de la azotea. Aparece una banda de amplificación entre 3 y 7 Hz, que alcanza su máximo en 4.7 Hz.

Finalmente, las figuras 3.5, 3.6 y 3.7 presentan los resultados obtenidos con el equipo 1311, el cual ocupó sucesivamente la esquina NE de la azotea (figura 3.5), la esquina SO (figura 3.6) y una posición sobre el borde E de la azotea, a la mitad de la distancia entre los extremos de la azotea (ver localización en la figura 3.1). En estas tres figuras observamos nuevamente un efecto a frecuencias por abajo de 0.8 Hz, similar al observado en las figuras anteriores. Las curvas de la figura 3.5 presentan picos en el componente L a las frecuencias 2.1, 3, 3.8 y 6.8 Hz. El canal T es muy similar al mostrado en la figura 3.5. La figura 3.6 es similar a la 3.5, con picos en 2.1, 3 y 3.8 Hz en el componente L. También aparece el pico en 7 Hz. Por su parte el componente T es idéntica a su similar T de la figura 3.4. Por último, La figura 3.7 presenta en el componente L picos similares a los observados anteriormente en 2.1, 3, 3.9 y 7 Hz. El componente T presenta algunas diferencias respecto a los puntos anteriores, con picos claros en 3 y 6 Hz.

Estos resultados sugieren que los picos en el componente L a las frecuencias de 2.1 y 3 Hz tienen relación con modos de traslación debido a que aparecen en el mismo componente para todos los puntos de medición. No parece ser el caso para picos a frecuencias superiores. En el componente T,

las cosas son menos claras. Los picos que aparecen en el centro de la azotea no se encuentran en las estaciones ubicadas en las orillas de la misma. Esto seguramente se debe a que, en la dirección T, los dos cuerpos del edificio están unidos, lo que debe afectar el modo de traslación en esta dirección. Esto es apoyado por la semejanza que observamos entre los componentes T de las figuras 3.3 y 3.5. Para estas figuras los instrumentos estaban ubicados sobre una línea paralela al eje corto. Sobre el eje, el movimiento en la dirección T es similar, pero se deforma hacia los extremos, probablemente debido a torsiones dada la excentricidad de la rigidez de la estructura en la dirección T.

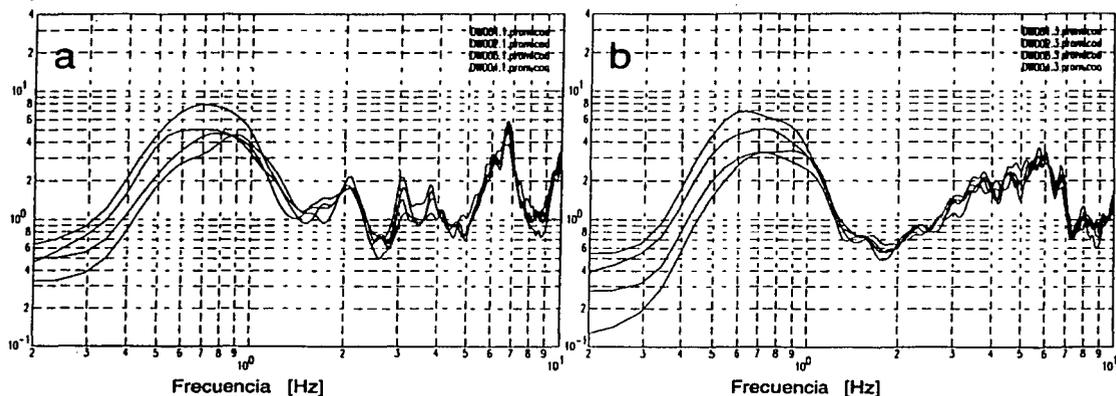


Figura 3.5 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1311 colocado en la esquina NE de la azotea del edificio Este para aceleración (a) componente L y (b) componente T

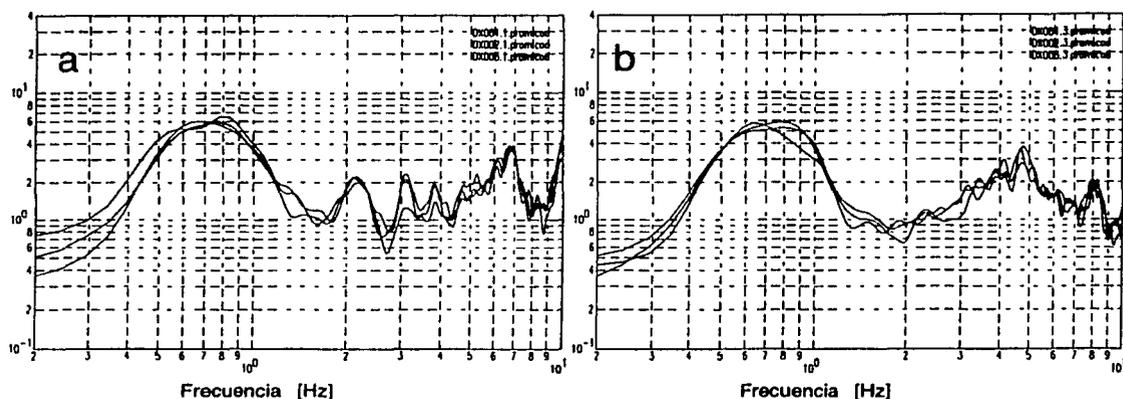


Figura 3.6 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1311 colocado en la esquina SO de la azotea del edificio Este para aceleración (a) componente L y (b) componente T

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

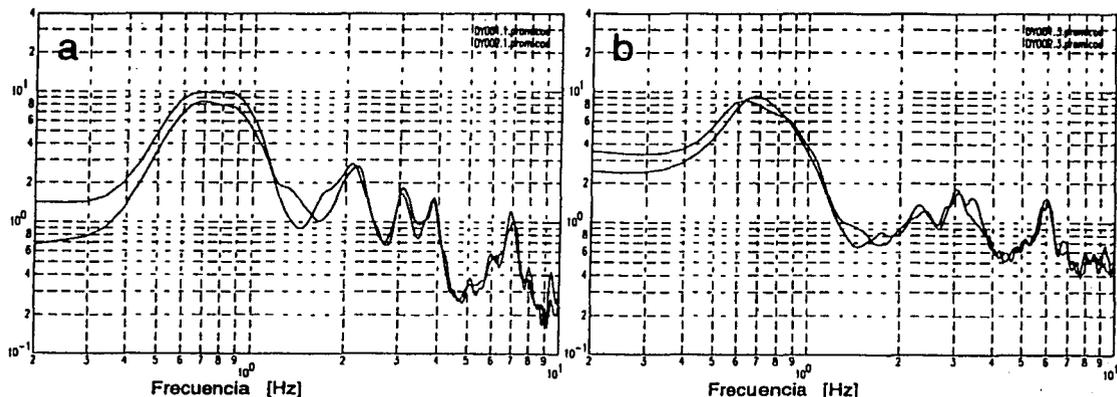


Figura 3.7 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1311 colocado sobre el borde Este de la azotea del edificio Este para aceleración (a) componente L y (b) componente T

Ala Oeste

Los resultados obtenidos con las mediciones en el ala Oeste del edificio se muestran en las figuras 3.8 a 3.12. La figura 3.8 presenta los cocientes espectrales H/V promedio obtenidos con el instrumento 1097, colocado en el centro geométrico de la azotea de esta ala durante toda la serie de mediciones. Por ello, cada diagrama presenta muchas curvas promedio. Cada uno de los 4 diagramas de la figura 3.8 corresponde a los resultados para cada uno de los componentes horizontales registrados en campo: canales L y T registrados como aceleración, más los canales L y T registrados a partir de los sensores externos de velocidad. Nuevamente, se observó el ancho pico que aparece entre 0.5 y 0.8 Hz, probablemente debido a la amplificación de campo libre. A frecuencias mayores a 1 Hz aparece una serie de picos, que se repiten en todas las ventanas de medición y que se repiten de forma casi idéntica entre los canales de aceleración y velocidad. El componente L muestra estos picos a las frecuencias de 1.6, 2, 2.8, 5.7 y 9.3 Hz. Adicionalmente hay una pequeña banda de amplificación entre 7 y 8 Hz. Los canales T, por su parte, presentan picos en 2.1, 3, 3.8, 5.4, 7, 8.1 y 9.3 Hz.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

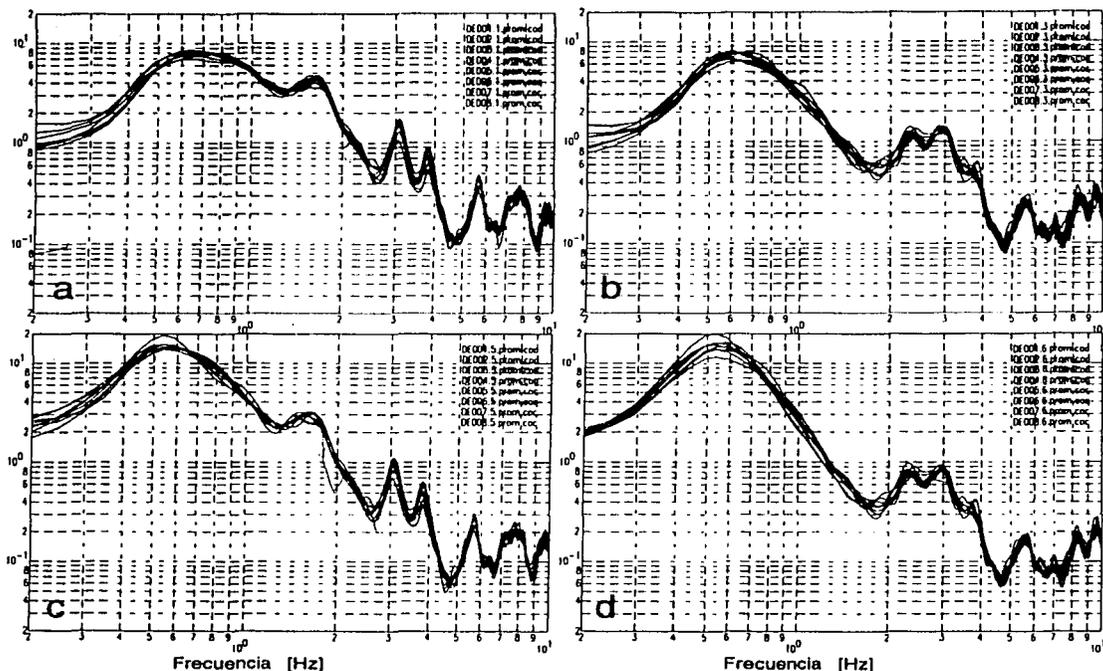


Figura 3.8 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1097 colocado en el centro de la azotea del edificio Oeste para aceleración (a) componente L y (b) componente T, y para velocidad (c) componente L y (d) componente T

La figura 3.9 presenta los resultados para el equipo de registro 1308, el cual se mantuvo durante la serie de mediciones en la esquina NO de la azotea. En el canal L observamos picos similares a los observados al centro de la azotea para frecuencias menores a 6.5 Hz. Para frecuencias mayores, la figura 3.9, canal L, muestra algunos pequeños picos que no aparecen en la figura anterior en las frecuencias de 8 y 9.1 Hz. Por su parte, el canal T presenta diferencias más importantes con respecto a lo observado al centro de la azotea. Nuevamente, no se observan picos bien marcados a frecuencias menores a 6 Hz, con excepción de un pequeño pico en 3.8 Hz.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

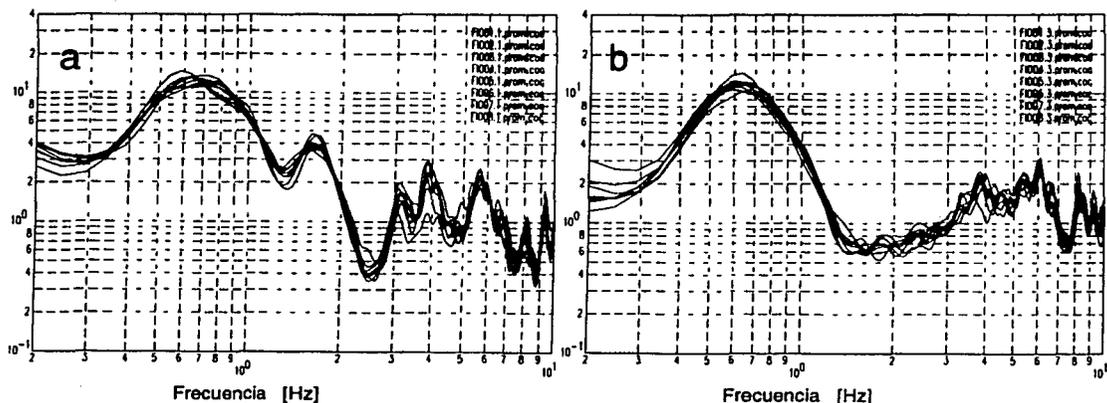


Figura 3.9 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1308 colocado en la esquina NO de la azotea del edificio Oeste para aceleración (a) componente L y (b) componente T

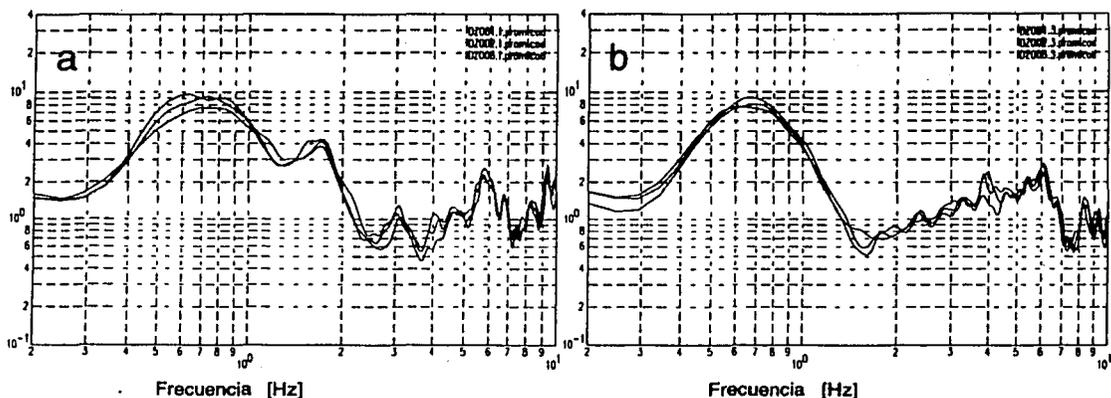


Figura 3.10 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1311 colocado en la esquina NE de la azotea del edificio Oeste para aceleración (a) componente L y (b) componente T

En las figuras 3.10, 3.11 y 3.12 se muestran los resultados obtenidos con el equipo 1311, el cual ocupó sucesivamente la esquina NE de la azotea (figura 3.10), la esquina SO (figura 3.11) y una posición sobre el borde O de la azotea, a la mitad de la distancia entre los extremos de la azotea (figura 3.12). En las tres figuras observamos la amplificación de banda ancha que aparece en todos los cocientes H/V entre 0.6 y 0.8 Hz. La forma del canal L es similar entre las tres figuras por abajo de los 3 Hz. Para frecuencias superiores, la forma de las curvas cambia, aunque aparece un pico a 6 Hz en las figuras 3.10 y 3.12. El componente T presenta un carácter menos marcado, con dos picos en 3 y 6 Hz, cuya expresión es más clara en la figura 3.10, y menos en las dos figuras restantes.

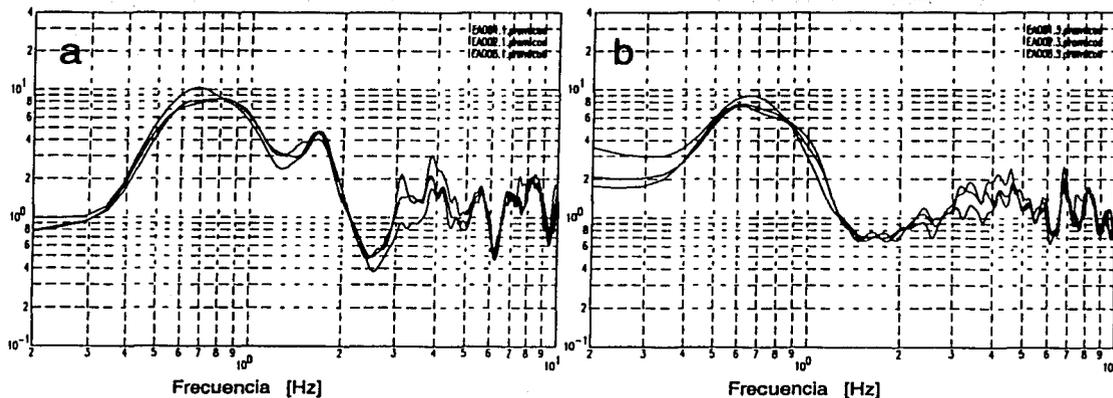


Figura 3.11 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1311 colocado en la esquina SO de la azotea del edificio Oeste para aceleración (a) componente L y (b) componente T

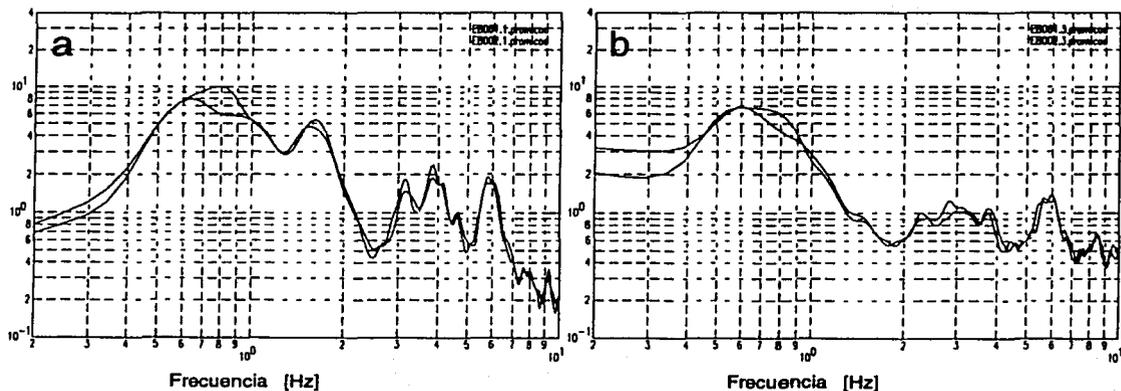


Figura 3.12 Cocientes espectrales H/V calculados para el equipo 1311 colocado en el borde Oeste de la azotea del edificio Oeste para aceleración (a) componente L y (b) componente T

Las observaciones que podemos hacer para esta ala son similares a las del ala Este. Nuevamente observamos un buen acuerdo en el componente L para los primeros picos de las funciones de transferencia. Esto sugiere que para los distintos puntos de medición, el movimiento de la estructura en la dirección L es común y las diferencias en las frecuencias de los picos en esta dirección con los del ala Este indican que cada ala es relativamente independiente en esta dirección. En la dirección T esto no sucede, como se observa de la semejanza entre las funciones de transferencia determinadas para esta ala y para el ala Este en la dirección T.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

3.5 MEDICIONES DE CAMPO

A continuación se presenta un análisis de los datos obtenidos en el sitio donde se ubica el edificio, con el fin de determinar el contenido de frecuencias naturales del suelo y una estimación preliminar de las amplificaciones que pueden esperarse en el suelo durante un sismo.

Para las mediciones se utilizaron tres acelerógrafos K2 de la marca Kinemetrics. Estos acelerógrafos cuentan con registros en seis canales. Los primeros tres canales corresponden a sensores FBA internos del equipo que son sensibles a aceleración. Adicionalmente se registraron en uno de los equipos tres canales en los que el instrumento graba las señales externas provenientes de tres sismómetros Kinemetrics de 5 segundos de periodo propio, sensibles a la velocidad del terreno (figura 3.13).



Figura 3.13 Equipo utilizado en la medición del suelo. La foto muestra los sensores externos sensibles a velocidad (cajas negras), y el registrador K2 (caja gris claro) en el punto medido en campo.

3.5.1 Puntos estudiados

Se registraron 2 mediciones de 3 minutos cada una en un mismo punto, el cual estuvo ubicado sobre la banqueta de la calle Luis Donaldo Colosio que limita al norte el edificio en cuestión (figura 3.14). El sitio se escogió de tal forma que estuviera alejado de cualquier estructura importante.

Con uno de los equipos se registraron simultáneamente 2 mediciones de 3 minutos cada una usando sensores de velocidad. De este modo se contó con 18 minutos en 12 canales para hacer una estimación confiable del periodo propio del sitio en terreno libre

3.5.2 Adquisición y procesado de los datos

La grabación de las señales se efectúa con el registrador digital K2-ALTUS. Las señales de los sismómetros se digitalizan con un intervalo de 0.01 segundos y cada muestra se graba en 24 bits. La curva de magnificación de este sistema es plana entre 0.2 y 20 Hz. En el punto de medición se grabaron 2 ventanas de vibración ambiental. Cada una de las ventanas de medición tuvo una duración de tres minutos, con un intervalo de muestreo de 0.01 segundos. La orientación de los sensores

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

horizontales elegida fue en sentido longitudinal del edificio (sensiblemente al norte) y en sentido transversal del mismo (sensiblemente al este).

Para analizar los datos se procedió de la siguiente forma. Primero se transfirieron los datos de la memoria de los K2 a una estación de trabajo y se convirtieron a los formatos adecuados para los programas de análisis. Se seleccionó 17 ventanas de 20 segundos de duración cada una a partir de cada una de las ventanas de 3 minutos registradas en campo. Las ventanas de 20 segundos están traslapadas entre sí 10 segundos. Cada ventana de 20 segundos se corrigió por línea base. Se calculó su transformada de Fourier y el espectro de amplitud resultante fue suavizado pasándolo 4 veces por una ventana de Hanning. Finalmente se calcularon los cocientes espectrales L/V y T/V, se obtuvieron 34 cocientes espectrales por cada canal horizontal y se calcularon promedios de esos cocientes.

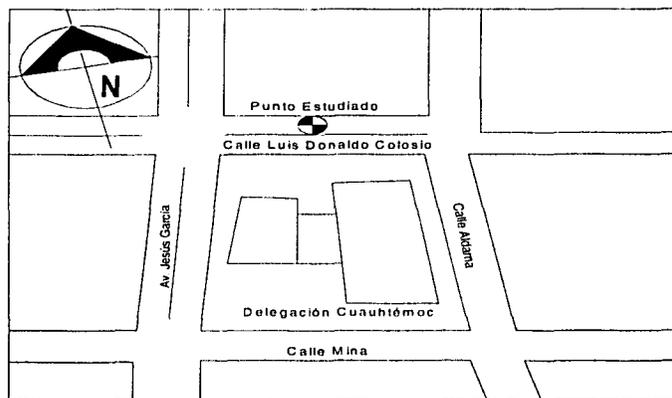


Figura 3.14 Ubicación del punto donde se registró vibración ambiental en campo libre. Los equipos se colocaron en la banqueta sobre la calle Luis Donaldo Colosio

3.5.3 Resultados

Los resultados obtenidos con las mediciones en el campo libre se presentan en las figuras 3.15 y 3.16. En cada una de ellas se graficaron las curvas promedio obtenidas de cada una de las ventanas de 3 minutos de duración. La figura 3.15 presenta los resultados obtenidos con los 6 canales registrados por el instrumento 1097. Se observó una amplificación por un factor entre 5 y 8 a una frecuencia entre 0.6 y 0.8 Hz, la cual se asocia a la frecuencia natural de vibrar del terreno.

Los resultados obtenidos con los equipos 1308 y 1311 se presentan en la figura 3.16. La sincronía entre los tres equipos es muy buena. Las curvas de la figura 3.16 confirman la estimación dada por las curvas de la figura 3.15. No se observan picos a frecuencias por encima de 1.5 Hz. en ninguna de éstas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

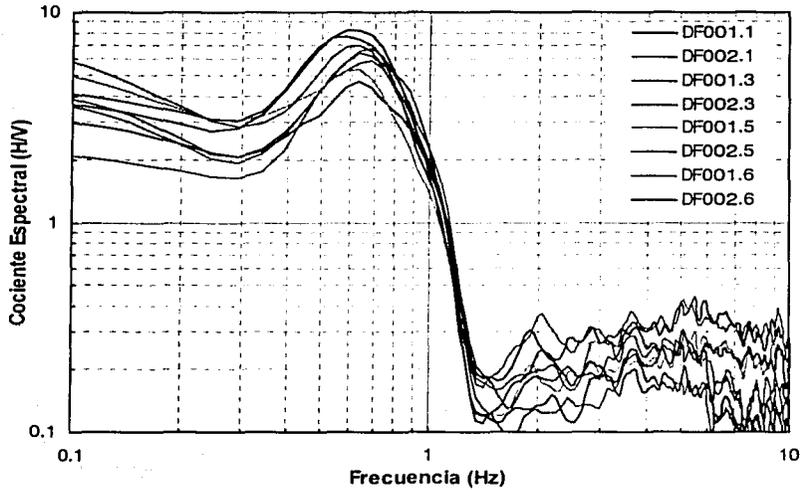


Figura 3.15 Cocientes espectrales H/V promedio determinados con los registros del equipo 1097 para un punto de medición en campo libre del sitio donde se ubica el edificio de la delegación Cuauhtémoc.

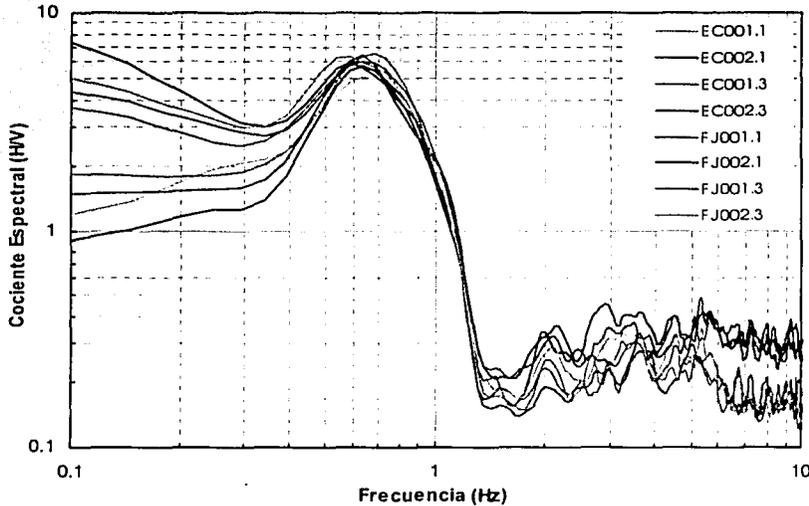


Figura 3.16 Cocientes espectrales H/V promedio determinados con los registros de los equipos 1308 y 1311 para el punto de medición en campo libre del sitio donde se ubica el edificio de la delegación Cuauhtémoc.

Es importante recalcar que a pesar de que el nivel de ruido o movimiento ambiental que existe alrededor del edificio y que permitió medir sus propiedades y las del suelo es prácticamente insensible para la gente que visita y labora en los edificios, y mucho menos afecta la seguridad de las estructuras

3.6 COMENTARIOS A LOS RESULTADOS

Se han presentado los resultados obtenidos de las mediciones realizadas en el edificio de la Delegación Cuauhtémoc, Distrito Federal. Las mediciones se realizaron con tres equipos de registro K2 de Kinematics. Dos de ellos registraron la señal proveniente de sensores FBA internos, mientras que el tercero registró, además, la señal proveniente de tres sensores externos de velocidad, con periodo propio de 5 segundos.

Los equipos de registro se colocaron sobre la azotea de las dos alas de que consta la estructura. Se consideró que dadas las características del edificio, medir las propiedades en estos sitios proporcionaría resultados suficientes para conocer su comportamiento. Para cada ala se utilizaron tres configuraciones de los registradores, con objeto de caracterizar de mejor manera las frecuencias propias de la estructura. Adicionalmente, se obtuvieron registros de campo libre, en proximidad a la estructura de interés, con los tres equipos registrando simultáneamente en el mismo sitio. Los resultados indican que la frecuencia propia de campo libre en el sitio de la Delegación Cuauhtémoc está entre 0.6 y 0.8 Hz (periodo entre 1.67 y 1.25 segundos). La amplificación en este sitio debido a las condiciones locales se encuentra entre un factor de 5 y 8 con respecto al supuesto terreno firme (C.U.).

En lo que toca a las propiedades de vibración de la estructura, determinamos los siguientes resultados:

1. En la dirección L, cada una de las alas del edificio se comporta de manera relativamente independiente y no se observan diferencias significativas en la frecuencia de los picos en frecuencias menores a 4 Hz (0.25s) entre los distintos puntos de medición sobre cada una de las azoteas. Esto indica que, en la dirección L, el movimiento en frecuencias bajas es de traslación.
2. En el componente T se aprecian semejanzas entre los resultados para las dos alas de la estructura. Esto indica que la unión entre ambas causa un acoplamiento de su vibración en esta dirección. Se observan diferencias significativas entre los distintos puntos de medición en cada una de las alas, lo que indica componentes de torsión significativos.
3. Las mediciones de campo libre permitieron determinar que el primer pico que se observa en todas las funciones de transferencia corresponde al campo libre, cuya frecuencia es la que presenta la máxima amplitud en las azoteas de la estructura. Esto se debe a la diferencia importante entre la frecuencia de campo libre y la de la estructura. Las mediciones de campo libre permitieron verificar que la respuesta de los tres instrumentos usados es similar. La amplificación de campo libre es por un factor entre 5 y 8 a una frecuencia comprendida entre 0.6 y 0.8 Hz.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Capítulo 4

INSPECCIÓN ESTRUCTURAL

4.1 INTRODUCCIÓN

Se llevaron a cabo numerosas visitas de inspección con diversos fines, tanto para entender la configuración arquitectónica y estructural de las estructuras como para ver detalles de su seguridad y avances en los trabajos de refuerzo, calidad de los materiales, condiciones del acero de refuerzo que está expuesto a la intemperie. En esta parte se incluye lo que se consideró más relevante y que se refiere a la seguridad sísmica y estructural de las dos estructuras que componen el edificio de la delegación.

4.2 APOYO DE TRABES DE AZOTEA

Las traves de azotea han perdido longitud de apoyo a lo largo de los años. Originalmente llama la atención que en varios documentos se escribe que durante el sismo de enero de 1997 se "rompieron los domos", lo que no tiene una explicación desde el punto de vista estructural. Al subir a la azotea se observó que la estructura de los domos está ligada tanto a las traves de azotea como al edificio poniente, lo que implica que cuando ambos tienen movimientos entre sí los domos se rompen por ser elementos débiles que no soportan estos desplazamientos. La razón por la que durante ese sismo se rompieron tal vez se debió a que alguno de los dos edificios presentó un asentamiento repentino, y esto causó la rotura. Esto se comprueba con los reportes de desplome entregados por la Delegación en donde efectivamente se observa que ambos edificios presentan desplome hacia sus respectivas calles, separándose cada vez más en la azotea y causando la pérdida de longitud de apoyo mencionada. De los análisis sísmicos que se realizaron se comprueba que los desplazamientos son muy pequeños, por lo que no se espera, que las estructuras presenten daños de consideración durante sismos que se podrían presentar en un futuro. Sin embargo, la causa del problema son los asentamientos diferenciales de las dos estructuras, los cuales no podemos predecir hasta que no se tenga un estudio de mecánica de suelos con más detalle.

A pesar de que las estructuras del edificio han presentado estos hundimientos diferenciales, además de haber sido sometidas a sismos intensos como el del 19 de Septiembre de 1985, que provocó muchas pérdidas materiales y humanas en otras partes de la ciudad de México, dichas estructuras no presentan graves daños en sus elementos estructurales, aparentemente han tenido un buen comportamiento ante dichos eventos sísmicos.

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

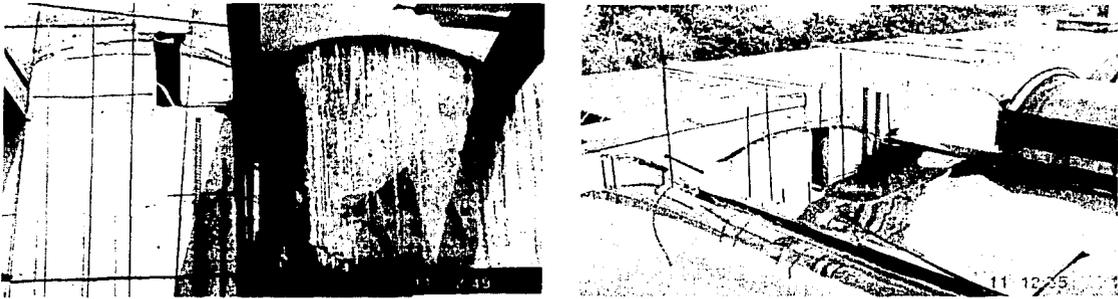


Figura 4.1 Apoyo de trabe de azotea en edificio poniente donde se aprecia la pérdida de apoyo debida a asentamientos de los edificios. También se observa que la estructura de los domos está ligada tanto a la trabe como al edificio poniente, lo que provoca su rompimiento al no resistir el movimiento entre ambos elementos.

4.3 TRABES DE APOYO DE PUENTES

Se observa en las traves que apoyan los puentes unas grietas causadas por carga vertical cuyo tamaño no puede despreciarse (figura 4.2). Esto requiere reparación ya que la sección de esta trabe es insuficiente.

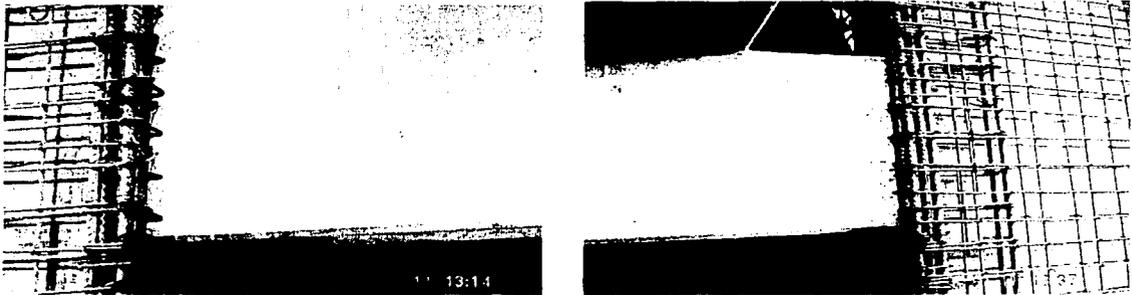


Figura 4.2 Trabe de apoyo de puentes con grietas que debe reforzarse.

4.4 ESTACIONAMIENTO

En el área de estacionamiento se observan las grietas en el techo que se formaron durante el terremoto de 1985 y que afortunadamente no han crecido. Esto es evidente gracias a los testigos de yeso que desde entonces no se han roto. La explanada también muestra numerosas roturas y la loseta

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

de piso se ha botado en muchas partes. Esto se debe tanto a asentamientos diferenciales de la cimentación como a una mala colocación de las losetas ya que se apreció que el contacto entre la losa de concreto y la loseta no se había preparado adecuadamente.



Figura 4.3 Grieta en techo de estacionamiento y testigo que indica que desde el terremoto de 1985 esta grieta no ha continuado su crecimiento. En la parte derecha se muestra la loseta de piso de la explanada con daños debidos a asentamientos diferenciales del terreno y a un deficiente pagado de la misma.

4.5 SALIDA DE ESCALERAS DE EMERGENCIA

En la última crujía del edificio oriente y en una crujía central del edificio poniente será necesario retirar los elementos verticales de concreto reforzado para permitir la salida de las escaleras de emergencia. Se observó que este retiro puede hacerse sólo en el primer nivel puesto que la colocación de estos elementos en los niveles superiores aparentemente es independiente.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.4 Se muestra la zona donde llega la escalera de emergencia y los elementos de concreto de primer piso que deberán ser retirados para permitir libre circulación.

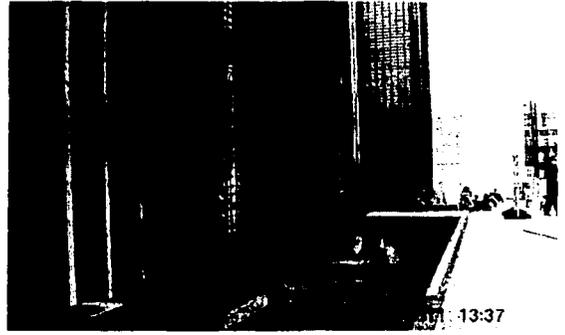
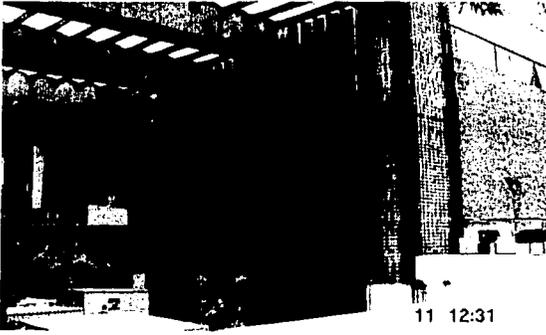


Figura 4.5 Acero de refuerzo colocado en las columnas para la ampliación de las secciones, las cuales ya están coladas hasta el nivel de planta baja.

TESIS CON
FALLA DE ORDEN

Capítulo 5

REVISIÓN, ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 INTRODUCCIÓN

Para determinar la importancia de una estructura se debe evaluar cómo un daño o falla afectaría a vidas humanas tanto en forma directa como en forma indirecta, así como el deterioro en la función que desempeña dentro del entorno social.

Una estructura de gran importancia es aquella cuyo daño o colapso implicaría grandes pérdidas de vidas humanas, o bien, cuando se estime que sus daños provoquen graves afectaciones a la sociedad en su conjunto. Son ejemplo de estructuras de gran importancia los hospitales, auditorios, escuelas, estadios y puentes, entre otros.

Los edificios Oriente y Poniente que conforman junto con la zona del puente (elevadores y puente de comunicación) el edificio de la Delegación, se estudian para la condición de operación, tal como hasta ahora están funcionando, esto con el fin de verificar si dichos edificios cumplen con los requerimientos de seguridad y funcionalidad que marcan los reglamentos actuales.

Esta condición de operación se revisa para cumplir los requisitos que exige el reglamento vigente (RCDF-93) y sus normas técnicas complementarias (NTC-Concreto-96 y Sismo-95), para carga vertical (carga muerta + carga viva) y una acción accidental (sismo).

Para considerar la acción de los sismos sobre los inmuebles se utilizan los métodos que se establecen en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTC-Sismo-95). Pero, el espectro de diseño que se utiliza, es el obtenido en este estudio (capítulo 2).

Los análisis realizados son del tipo elástico lineal, hechos con el programa de análisis estructural SAP 2000.

5.2 PARÁMETROS GENERALES PARA LA REVISIÓN

Para el estudio, y considerando las características estructurales del inmueble y los datos proporcionados por la Secretaría de Obras de la Delegación Cuauhtémoc, se tomaron los siguientes parámetros y materiales:

- | | | |
|----------------------------------|---|-------------------------|
| • Se clasifica como estructura | = | grupo A |
| • Concreto estructural con $f'c$ | = | 250 kg/cm ² |
| • Acero de refuerzo con f_y | = | 4200 kg/cm ² |
| • El factor por irregularidad | = | 0.8 |
| • Edificio en zona del lago | = | zona III |

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El factor por irregularidad se aplica a ambas estructuras debido a que no cumplen con los siguientes requisitos de regularidad (sección 6, NTC-sismo-95):

1. La relación largo a ancho de la base del edificio Oriente es de 4.0 aproximadamente, lo cual excede al 2.5 especificado.
2. Tiene aberturas en su sistema de piso que exceden el 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considera, y las aberturas ocasionan asimetrías significativas (azotea, edificio Oriente, y, 1er piso del edificio Poniente).
3. El peso del 2º nivel en el edificio Poniente es mayor que el del 1er nivel.
4. Algunas columnas no están restringidas por diafragmas horizontales en el nivel azotea para el edificio Oriente (ejes C,K, L M, N), y en el 1er nivel del edificio Poniente (ejes I y J).

La planta tipo y la geometría se muestran en las figuras 1.1 a 1.4 del capítulo 1 para los dos edificios.

5.3 CARGAS GENERALES.

a) Azotea

• Enladrillado	=	40 kg/m ²
• Mortero	=	50 kg/m ²
• Relleno, e = 10 cm	=	125 kg/m ²
• Firme, e = 5 cm	=	110 kg/m ²
• Losa spancrete, e = 20 cm	=	300 kg/m ²
• Falso plafón	=	20 kg/m ²
• Instalaciones	=	20 kg/m ²
• Carga adicional (Art. 197)	=	20 kg/m ²

Carga muerta = 685 kg/m²

Carga muerta	máx.	Inst.	med.
	685 kg/m ²	685 kg/m ²	685 kg/m ²

Carga viva	100 kg/m ²	70 kg/m ²	15 kg/m ²
------------	-----------------------	----------------------	----------------------

Carga servicio	785 kg/m ²	755 kg/m ²	700 kg/m ²
----------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------

La carga viva considerada en este estudio para azotea es la propuesta por el RCDF-93 para cubiertas y azoteas con pendiente menor al 5%. La carga viva para entrepiso y planta baja con losa aligerada es la considerada para oficinas, despachos y laboratorios por la misma referencia. La carga viva para la planta baja fuera de los edificios (losa maciza) es la indicada en la referencia para otros lugares de reunión.

TESIS CON
FALLA EN EL ORIGEN

TESIS CON
FALDA DE CEMENTO

• Falso plafón	=	20 kg/m ²
• Instalaciones	=	20 kg/m ²
• Carga adicional (Art. 197)	=	40 kg/m ²
Carga muerta	=	1270 kg/m ²
Carga muerta	máx. 1270 kg/m ²	inst. med. 1240 kg/m ² 1240 kg/m ²
Carga viva	350 kg/m ²	250 kg/m ² 40 kg/m ²
Carga servicio	1620 kg/m ²	1520 kg/m ² 1310 kg/m ²

5.4 REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS

El estudio se realiza en los edificios sin ningún tipo de refuerzo. La estructura de cada cuerpo se idealiza como un marco tridimensional, modelado en el programa de análisis estructural SAP 2000 (ver figuras 5.2 y 5.3 para los modelos estructurales). Este programa estudia el comportamiento de una estructura en un marco de referencia plano o tridimensional por medio del análisis de elementos finitos y bajo la hipótesis de comportamiento elástico lineal, tanto para los elementos como para los marcos en general. En este estudio los dos edificios se modelan tridimensionalmente.

Las NTC-sismo-93 permiten analizar la estructura mediante un método dinámico o, si la estructura no rebasa los 60 m de alto, realizando un análisis estático. Para evaluar las condiciones actuales de los inmuebles y como medio de ponderación, se realizan dos tipos de análisis:

5.4.1 Análisis sísmico estático

En el análisis estático se presuponen un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

Las fuerzas sísmicas se obtienen como sigue:

$$F_i = \frac{c}{Q} \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) W_o \quad (5.1)$$

donde:

F_i = Fuerza en el nivel i

W_i = Peso de la masa en el nivel i

h_i = Altura del nivel i , medido desde el nivel a partir del cual las deformaciones pueden ser apreciables

W_o = Peso total de la masa del edificio

c = Coeficiente sísmico

Q = Coeficiente de comportamiento sísmico

TEMA CON
FALLA DE ORIGEN

5.4.2 Análisis sísmico dinámico modal espectral

Haciendo referencia a lo estipulado en las NTC-Sismo-95, Cap. 2.1, 6, y 9, “Toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico según se establece en la sección 9”.

El espectro de diseño propuesto se presenta en la figura 5.1, y es el que se obtuvo en el capítulo 2.

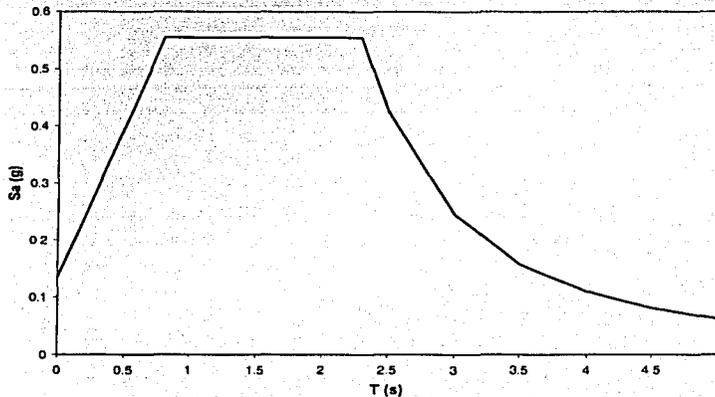


Figura 5.1 Espectro de sitio.

Para estimar los periodos naturales de vibrar característicos de cada edificio se realizó un estudio de vibración ambiental (capítulo 3), además del análisis modal espectral.

5.5 EDIFICIO ORIENTE

Para la revisión de este edificio se considera como espectro de diseño el espectro de sitio generado en este estudio. El periodo fundamental inicialmente estimado, a través del programa SAP 2000, para cada dirección del edificio, así como el coeficiente de comportamiento sísmico elegido de acuerdo a las características estructurales se presentan a continuación:

$$T_x = 0.55 \text{ (s)}$$

$$T_y = 0.39 \text{ (s)}$$

$$Q_x = Q_y = 2; \quad Q'_x = Q'_y = 1.6$$

por lo que el coeficiente sísmico afectado por el factor de importancia = 1.5, resulta

$$C_x = 0.45$$

$$C_y = 0.34$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El coeficiente de comportamiento sísmico, Q , deberá estar afectado por el coeficiente de irregularidad de la estructura (0.8).
Entonces,

$$\frac{C_x}{Q_x} = 0.281$$

$$\frac{C_y}{Q_y} = 0.216$$

El análisis sísmico estático para el edificio sin refuerzo se realizó con las fuerzas sísmicas indicadas en la tabla 5.1

Tabla 5.1 Fuerzas sísmicas en el edificio Oriente.

NIVEL	ÁREA (m ²)	W _i (ton)	h _i (m)	W _i h _i	P _{ix} (ton)	P _{iy} (ton)	V _{ix} (ton)	V _{iy} (ton)
AZ	1360.8	1027.40	14.95	15359.63	631.06	483.82	631.06	483.82
2N	2494.8	1646.57	10.45	17206.64	706.95	541.99	1338.01	1025.81
1N	2494.8	1646.57	5.95	9797.08	402.52	308.60	1740.53	1334.41
PB	2494.8	2370.06	1.45	3436.59	141.20	108.25	1881.73	1442.66
S =		6690.06		45799.93				

Las tablas 5.2 y 5.3 muestran las masas usadas en el análisis y los periodos del suelo y del edificio, respectivamente.

Tabla 5.2 Masas en el edificio Oriente.

Nivel	Masa (Ton-s ² /m)
Az	104.73
2N	167.85
1N	167.85
PB	241.60

Tabla 5.3 Modos y periodos de vibrar del edificio Oriente.

MODO	Vibración Ambiental	SAP 2000	
	Periodo (s)	Periodo (s)	Dirección
Suelo	1.46	-	-
1	0.48	0.55	L
2	-	0.40	L
3	0.33	0.39	T
4	-	0.37	T
5	0.26	0.36	L
6	0.17	0.36	L

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Las literales L y T denotan las direcciones longitudinal y transversal del edificio, respectivamente.

La diferencia entre el periodo fundamental encontrado mediante el estudio de vibración ambiental y el programa de análisis SAP 2000 se debe principalmente a que el edificio Oriente ha sido reforzado parcialmente.

5.5.1 Resultados

5.5.1.1 Estado límite de servicio (Desplazamientos)

El RCDF-93 en su artículo 209 especifica que “las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionados en el art. 203, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por la deformaciones de ésta. Para tal caso el límite en cuestión será de 0.012”.

Los máximos desplazamientos y las máximas distorsiones de entrepiso en la dirección longitudinal y transversal del edificio se muestran en las tablas 5.4 y 5.5, respectivamente.

Tabla 5.4 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso en el edificio Oriente sin reforzar en dirección longitudinal.

Nivel	Sismo X (estático)		Torsión X (estático)		E sitio X (dinámico)	
	Desplazamiento (cm)	Distorsión	Desplazamiento (cm)	Distorsión	desplazamiento (cm)	distorsión
Az	11.56		11.38		12.70	
2N	7.33	0.0094	7.47	0.0087	7.82	0.0108
1N	2.95	0.0097	3.08	0.0098	3.01	0.0107
PB	0.22	0.0061	0.23	0.0063	0.16	0.0063

Tabla 5.5 Desplazamientos y distorsiones de entrepiso en el edificio Oriente sin reforzar en dirección transversal

Nivel	Sismo Y (estático)		Torsión Y (estático)		E sitio Y (dinámico)	
	Desplazamiento (cm)	distorsión	Desplazamiento (cm)	Distorsión	desplazamiento (cm)	distorsión
Az	3.95		4.46		4.96	
2N	2.35	0.0036	2.64	0.0040	3.11	0.0041
1N	0.97	0.0031	1.08	0.0035	1.61	0.0033
PB	0.10	0.0019	0.11	0.0022	0.14	0.0033

Como se observa, en las direcciones longitudinal y transversal de este inmueble las distorsiones de entrepiso máximas estimadas se encuentran dentro del límite señalado en el RCDF-93, considerando que los elementos frágiles están desligados de la estructura.

5.5.1.2 Estado límite último (Resistencia)

La revisión de la resistencia de los elementos principales que constituyen la estructura del inmueble, es decir, las columnas y las trabes presforzadas o no, se presenta a continuación.

Las columnas se revisan a flexocompresión con ayuda de la herramienta de cómputo Gala Reinforcement v. 4.1 que permite diseñar y revisar columnas de cualquier sección, con momento uniaxial o biaxial, mediante esfuerzos permisibles o con teoría última. En este estudio, la revisión se realizó mediante la teoría de límite último cumpliendo las especificaciones del American Concrete

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Institute (ACI318-99) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto-96. Las columnas son columnas cortas en su totalidad puesto que su relación de esbeltez en ningún caso rebasa 10, y por ende no se consideraron los efectos de segundo orden.

Las trabes de acoplamiento se revisan para flexión y fuerza cortante con la teoría de límite último de acuerdo con las NTC-Concreto-96.

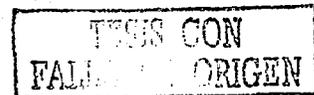
Las trabes presforzadas se revisan en flexión y cortante de acuerdo con lo recomendado por las NTC-Concreto-96.

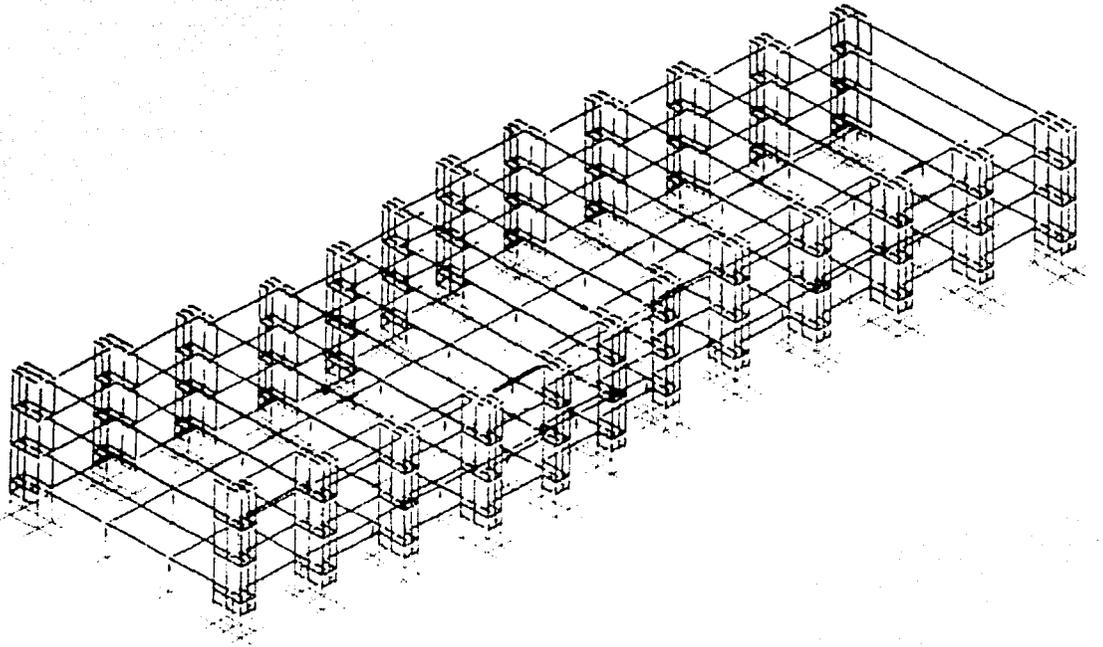
En todos los casos, se obtiene la capacidad de cada sección del elemento estructural y se compara con los elementos mecánicos últimos producto del análisis en computadora, encontrándose que la capacidad de los elementos está por arriba de lo que nos arrojan los resultados del análisis.

5.5.1.3 Comentarios a los resultados

Con base en los resultados obtenidos en este estudio, se emiten los siguientes comentarios:

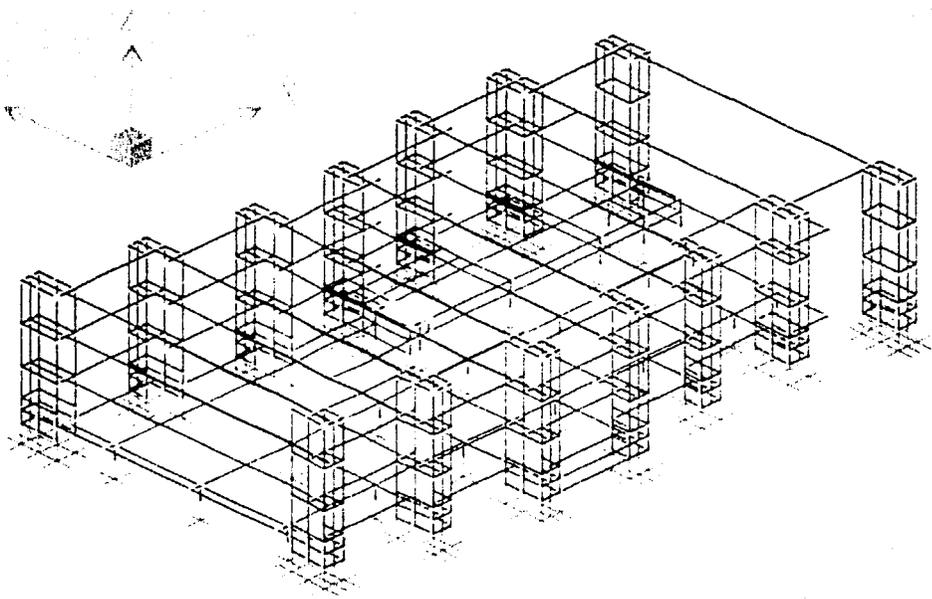
1. El edificio Oriente, antes de colocar refuerzo alguno, y evaluando su comportamiento con el espectro de diseño recomendado por el RCDF-93, no cumplía el estado límite de servicio. Sin embargo, revisando con el espectro de sitio obtenido en el capítulo 2 de este estudio, se observa que el edificio cumple, tanto en estado límite de servicio como en estado límite último, con las especificaciones de la reglamentación vigente.
2. Las distorsiones máximas de entrepiso en la dirección longitudinal del edificio obtenidas con el espectro de sitio están cercanas a 0.012 (tabla 5.4), valor que entra en el límite permitido (Art. 209, RCDF-93).
3. La no concordancia entre los periodos naturales de vibrar encontrados en el estudio de vibración ambiental y los obtenidos con el análisis realizado en el programa SAP 2000 (tabla 5.3), para el edificio se explica como sigue:
 - 3.1 El periodo fundamental del edificio estimado por el programa SAP 2000 es de 0.55 segundos, mientras que el estudio de vibración ambiental muestra un periodo fundamental para el edificio de 0.48 segundos. Esta diferencia se podría explicar debido a que, el primer periodo de 0.55 segundos es obtenido de un análisis elástico con secciones brutas y considerando la estructura sin reforzar entre otras consideraciones, en cambio, el periodo de 0.48 segundos se podría considerar más real ya que éste es medido directamente en campo y con la estructura parcialmente reforzada.
4. El edificio Oriente no necesita refuerzo alguno bajo cargas verticales (carga muerta + carga viva) y laterales (sismo) producidas por el espectro de sitio, ni bajo condiciones de servicio ni bajo estado límite último.





TESIS CON
FALLA LE ORIGEN

Figura 5.2 Modelo estructural para el análisis, edificio Oriente.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 5.3 Modelo estructural para el análisis, edificio Poniente.

5.6 EDIFICIO PONIENTE

Para la revisión de este edificio se considera como espectro de sitio el generado en este estudio. El periodo fundamental inicialmente estimado, a través del programa SAP 2000, para cada dirección del edificio, así como el coeficiente de comportamiento sísmico elegido de acuerdo con las características estructurales se presentan a continuación:

$$T_x = 0.40 \text{ (s)}$$

$$T_y = 0.25 \text{ (s)}$$

$$Q_x = Q_y = 2; \quad Q'_x = Q'_y = 1.6$$

por lo que el coeficiente sísmico afectado por el factor de importancia = 1.5, resulta

$$C_x = 0.34$$

$$C_y = 0.26$$

El coeficiente de comportamiento sísmico, Q , deberá estar afectado por el coeficiente de irregularidad de la estructura.

Entonces,

$$\frac{C_x}{Q_x} = 0.2125 \quad \frac{C_y}{Q_y} = 0.1631$$

El análisis sísmico estático para el edificio sin refuerzo se realizó con las fuerzas sísmicas indicadas en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Fuerzas sísmicas en el edificio Poniente sin reforzar

NIVEL	AREA (m ²)	W _i (ton)	h _i (m)	W _i h _i	P _{ix} (ton)	P _{iy} (ton)	V _{ix} (ton)	V _{iy} (ton)
AZ	1360.8	1027.40	14.95	15359.63	408.81	315.20	408.81	315.20
2N	1247.4	823.28	10.45	8603.32	228.99	176.55	637.80	491.75
1N	907.2	598.75	5.95	3562.57	94.82	73.11	732.62	564.86
2.6	162	153.90	2.75	423.23	11.26	8.69	743.89	573.55
PB	1085.4	1031.13	1.45	1495.14	39.79	30.68	783.68	604.23
S =		3634.47		29443.89				

Las tablas 5.7 y 5.8 muestran las masas usadas en el análisis y los periodos modales, respectivamente.

Tabla 5.7 Masas en el edificio Poniente.

Nivel	Masa (Ton-s ² /m)
Az	104.73
2N	83.92
1N	61.03
+2.60	15.69
PB	105.11

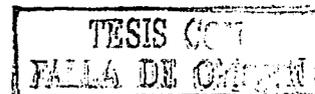


Tabla 5.8 Modos y periodos de vibrar del edificio Poniente.

MODO	Vibración ambiental	SAP 2000	
	Periodo (s)	Periodo (s)	Dirección
0 (Suelo)	1.46	-	-
1	0.33	0.40	L
2	0.26	0.25	T
3	0.17	0.22	TR
4	-	0.17	R
5	-	0.11	L
6	-	0.10	L

Las literales L y T denotan las direcciones longitudinal y transversal del edificio, respectivamente, mientras que R indica rotación.

La diferencia entre el periodo fundamental encontrado mediante el estudio de vibración ambiental y el programa de análisis SAP 2000 se debe principalmente a que el edificio Poniente ha sido reforzado parcialmente.

5.6.1 Resultados

Las distorsiones de entrepiso significativas en la dirección longitudinal y transversal del edificio se muestran en las tablas 5.9 y 5.10, respectivamente.

Tabla 5.9 Distorsiones de entrepiso en el edificio Poniente en dirección longitudinal.

Marco	Distorsión		
	PB-1N	1N-2N	2N-Az
3	-	-	0.004
4	0.003	0.004	0.004
6	0.003	0.004	0.004
8	0.002	0.004	0.004

Tabla 5.10 Distorsiones de entrepiso en el edificio Poniente en dirección transversal.

Marco	Distorsión		
	PB-1N	1N-2N	2N-Az
D	-	-	0.002
F	-	-	0.002
I	0.001	0.001	0.001

Para el edificio Poniente, las tablas 5.9 y 5.10 demuestran que las distorsiones de entrepiso encontradas, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, no rebasan los límites permitidos por el RCDF-93.

Las distorsiones de entrepiso obtenidas en el análisis dinámico para la dirección longitudinal y transversal se presentan en las tablas 5.11 y 5.12, respectivamente.

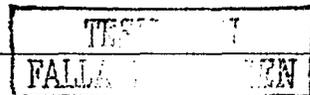


Tabla 5.11 Distorsiones de entrepiso para el análisis dinámico en el edificio Poniente, dirección longitudinal.

Marco	Distorsión		
	PB-1N	1N-2N	2N-Az
3	-	0.002	0.003
4	-	-	0.003
6	-	-	0.004
8	-	-	0.004

Tabla 5.12 Distorsiones de entrepiso para el análisis dinámico en el edificio Poniente, dirección transversal.

Marco	Distorsión		
	PB-1N	1N-2N	2N-Az
<i>D</i>	-	-	0.0010
<i>F</i>	-	-	0.0005
<i>I</i>	-	-	0.0008

Nuevamente, como el caso del edificio Oriente, Las distorsiones de entrepiso estimadas en el edificio Poniente muestran que este inmueble se encuentra dentro de los límites permitidos por el RCDF-93, puesto que la distorsión más alta se encuentra en $0.004 < 0.012$.

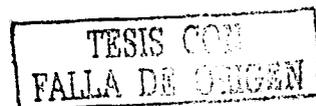
5.6.2 Comentarios a los resultados

Con base a los resultados obtenidos en este estudio, se emiten los siguientes comentarios:

1. El edificio Poniente presenta distorsiones máximas de entrepiso de 0.004 (tabla 5.11), lo cual no rebasa el límite de las distorsiones de entrepiso permisibles (0.012) y, por lo tanto, cumple con el estado límite de servicio.
2. La no concordancia entre los periodos naturales de vibrar encontrados en el estudio de vibración ambiental y los obtenidos con el análisis realizado en el programa SAP 2000 (tabla 5.8), para el edificio Poniente se explica como sigue:
 - 2.1. El periodo fundamental del edificio estimado por el programa SAP 2000 es de 0.40 segundos, mientras que el estudio de vibración ambiental muestra un periodo fundamental para el edificio de 0.33 segundos. Esta diferencia se podría explicar debido a que, el primer periodo de 0.4 segundos es obtenido de un análisis elástico con secciones brutas y considerando la estructura sin reforzar entre otras consideraciones, en cambio, el periodo de 0.33 segundos se podría considerar más real ya que éste es medido directamente en campo y con la estructura parcialmente reforzada.
3. Al igual que el Oriente, el edificio Poniente no necesita refuerzo alguno bajo cargas verticales (carga muerta + carga viva) y laterales (sismo) producidas por el espectro de sitio, ni bajo condiciones de servicio ni bajo estado límite último.

Capítulo 6

CAPACIDAD Y DEMANDAS DE DUCTILIDAD



6.1 INTRODUCCIÓN

Los lineamientos de diseño sísmico de los reglamentos actuales se basan en un comportamiento elástico lineal de la estructura, utilizando para ello el análisis dinámico modal espectral, esto es, que con la ayuda de un espectro de diseño reducido por ductilidad, se toman en cuenta los efectos del amortiguamiento viscoso, de la ductilidad de la estructura y del comportamiento inelástico que son factores importantes por considerar cuando una estructura sea sometida a las acciones de un sismo. Pero estos criterios resultan aceptables sólo para el dimensionamiento y diseño de la estructura, pero el comportamiento de ésta ante un sismo no se puede representar de la misma manera, por lo que se requiere llevar a cabo un análisis inelástico.

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo proponen, como método alternativo de análisis dinámico, el empleo del análisis paso a paso de respuesta ante sismos específicos; para representar el sismo de diseño se podrá recurrir a acelerogramas de sismos reales o movimientos simulados, o a combinaciones de estos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los otros criterios del mismo reglamento, así como también se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros. El método de análisis inelástico paso a paso es el más utilizado en la actualidad. Para el presente trabajo se utilizó el programa de computadora Drain-2dx (Prakash *et al.*, 1993) para analizar cualquier estructura en dos dimensiones. Por medio de este programa se pueden determinar las respuestas sísmicas dinámica y estática inelásticas de estructuras en el plano, por medio del método de integración paso a paso.

Para los edificios se realizaron una serie de análisis inelásticos estáticos hasta el colapso, sobre modelos planos representativos de los principales sistemas resistentes a cargas laterales en dirección transversal (figura 6.7). Estos análisis se llevaron a cabo para un conjunto de desplazamientos laterales proporcional al derivado del análisis dinámico lineal con espectro de respuesta. Del análisis estático inelástico se obtuvo la historia de formación de articulaciones plásticas y se determinó la capacidad de carga y de deformación del edificio al colapso. Adicionalmente para los dos mismos marcos representativos se efectuaron análisis dinámicos inelásticos para determinar la historia de desplazamientos y para compararla con la lineal, así como para estimar las demandas de ductilidad.

6.2 DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Una consideración adicional a la resistencia y servicio, es la ductilidad. Es importante asegurar que en el caso extremo de que una estructura se cargue a la falla, ésta se comporte en forma dúctil. Esto significa asegurar que la estructura no falle en forma frágil sin advertencia, sino que sea capaz de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la máxima. Estas grandes deflexiones dan

amplia advertencia de falla, y manteniendo la capacidad de carga se puede impedir el desplome total y salvar vidas. Además, el comportamiento dúctil de los miembros permite utilizar en el diseño redistribuciones de momentos flexionantes que toman en cuenta la redistribución posible del patrón de momentos elásticos a flexión.

En las zonas donde se requiere diseñar por carga sísmica, la ductilidad constituye una consideración de extrema importancia, debido a que la norma actual de los reglamentos para las cargas sísmicas, es diseñar estructuras que sólo resistan elásticamente los sismos moderados; para el caso de sismos intensos se confía en la disponibilidad de suficiente ductilidad después de la cedencia para permitir a la estructura sobrevivir sin colapso.

La demanda de ductilidad depende del tipo de falla de la estructura. Un mecanismo de falla de columna demanda ductilidades de curvaturas mucho mayores en las bases de éstas, que las que demandaría un mecanismo de falla de viga. Esto implica que para una ductilidad global o de desplazamiento, dada, las columnas del edificio estarían sometidas a grandes curvaturas en sus bases, para lograr dicho mecanismo de columna. Por eso, en el diseño de los edificios, siempre se induce la falla por el mecanismo de viga y no por el de columna, pero en este caso utilizaremos un mecanismo de columna debido a que las trabes son elementos presforzados y su ductilidad es casi nula.

Para asegurar un comportamiento dúctil de los elementos y por ende de la estructura, se tiene que poner especial atención a los siguientes detalles: la cuantía de refuerzo longitudinal, el anclaje del refuerzo, el confinamiento del concreto, las propiedades del acero y del concreto ya que de sus características mecánicas depende en gran medida la capacidad dúctil de un elemento.

6.2.1 Tipos de ductilidad

La ductilidad es la capacidad de una estructura o material de sufrir grandes deformaciones en el rango inelástico sin llegar al colapso; hay varios tipos de ductilidad de las cuales podemos mencionar las siguientes:

- 1) Ductilidad de curvatura. Es una medida de la capacidad de deformación en rango inelástico de una sección.

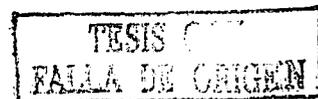
$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (6.1)$$

- 2) Ductilidad de rotación. Es una medida de la capacidad de deformación en rango inelástico de la sección crítica de un elemento sometido a flexión.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (6.2)$$

- 3) Ductilidad de desplazamientos. Es una medida de la capacidad de deformación en rango inelástico de un miembro estructural, de un entrepiso o de una estructura.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (6.3)$$



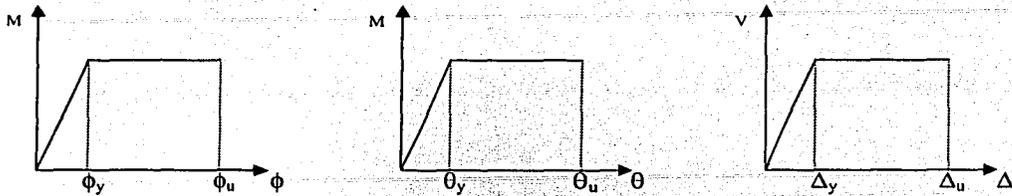


Figura 6.1 Diagramas, momento curvatura, rotación y desplazamiento.

6.2.2 Modelos inelásticos de los materiales

La capacidad dúctil de un elemento depende en gran medida de las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen. A continuación se muestran modelos experimentales que se utilizaron para el cálculo de la respuesta inelástica de los edificios, tanto para diagramas momento-curvatura y de interacción momento-carga axial de las secciones mostradas en la figura 6.4 y que toman en cuenta las propiedades más realistas de los dos principales materiales que influyen en la capacidad dúctil de los elementos que es el concreto y el acero de refuerzo.

Concreto. Se considera que el concreto mantiene un comportamiento real mediante el modelo de Kent y Park modificado (Kent *et al.*, 1971). La fig. 6.2 muestra la gráfica del modelo para el concreto, en donde

$$f_c = \begin{cases} k f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002k} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002k} \right)^2 \right] & \varepsilon_c < 0.002 \\ k f'_c [1 - z(\varepsilon_c - 0.002k)] & 0.002 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \\ 0 & \varepsilon_c > 0.004 \end{cases} \quad (6.4)$$

donde f_c es el esfuerzo en el concreto, y k y z , son factores que dependen del nivel de confinamiento.

$$k = 1 + \frac{\rho_{sv}}{f'_c} \quad (6.5)$$

$$z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.0284 f'_c}{14.22 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_v \sqrt{\frac{B - 2R}{s}} - 0.002k} \quad (6.6)$$

TESIS
FALLA DE ... EN

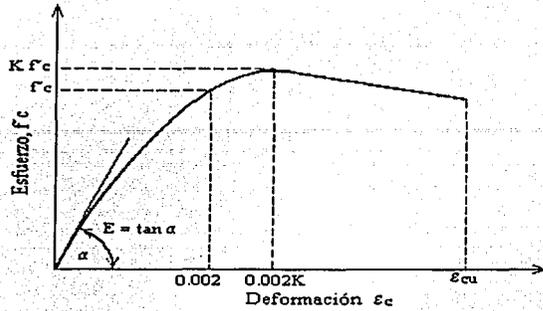


Figura 6.2 Curva representativa del concreto reforzado.

Acero. Se considera que la figura 6.3, basada en el modelo de Mander (1984), representa de manera realista las propiedades del acero de refuerzo, en donde

$$f_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \\ f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right]^n & \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \end{cases} \quad (6.7)$$

f_s es el esfuerzo en el acero.

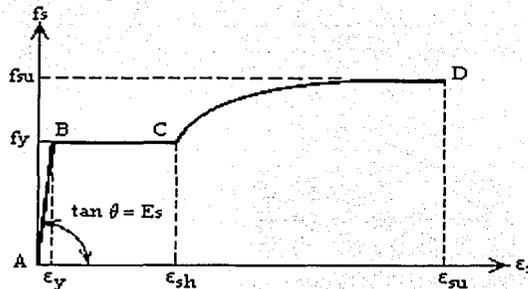


Figura 6.3 Curva representativa del acero de refuerzo.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

6.3 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DUCTIL

En esta primera parte se evalúa la ductilidad de curvatura de los elementos y con ello la ductilidad de desplazamiento de las estructuras, para ello se utilizaron las expresiones desarrolladas por Rodríguez (1990), que son expresiones analíticas que relacionan las demandas de ductilidad de curvaturas de los elementos como columnas y trabes, con la demanda de ductilidad global de desplazamientos de la estructura empleando propiedades más realistas del acero y del concreto y por medio de los diagramas momento curvatura de las secciones empleadas. Para este estudio se utilizaron los siguientes criterios para definir la capacidad de ductilidad de las secciones de las columnas, las cuales son las siguientes:

1. Ruptura del refuerzo transversal, la cual para el caso de compresión pura está asociada a la deformación máxima del concreto, ϵ_{cu} , que se evalúa como (Scott *et al.*, 1982), y es la siguiente:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \frac{f_{yh}}{3060} \quad (6.8)$$

donde f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal (en kg/cm^2), el parámetro ρ_s es la relación entre el volumen del refuerzo transversal y el del concreto confinado.

2. Ruptura del refuerzo a tensión, ϵ_{cu} .
3. Pérdida apreciable de la capacidad resistente. Algunos investigadores (Priestley *et al.*, 1987), sugieren que la capacidad de ductilidad de la sección se alcanza cuando el momento resistente de la sección transversal se reduce al 80% de la capacidad resistente máxima alcanzada. Para este estudio se consideró el mismo criterio.
4. Pandeo del refuerzo longitudinal en compresión. Para este caso se utilizó la teoría del doble módulo reducido modificado (Mander, 1984). Esta teoría nos dice que la deformación del acero asociada al pandeo de barras de refuerzo longitudinal es aproximadamente 0.075 y 0.06 para los casos de columnas y vigas, respectivamente. Para el cálculo de estos valores se tomó en cuenta una longitud efectiva de pandeo igual a la mitad de la separación de estribos.

Para el cálculo de la curvatura de fluencia, en el caso de las curvas donde dicho parámetro no pueda definirse con claridad, se siguió el criterio propuesto por Park (1988), el cual consiste en definir una representación bilineal de la curva en estudio, en la que la rigidez inicial se define como la secante que parte del origen e intersecta la curva en la ordenada $0.8M_{m\acute{a}x.}$; donde $M_{m\acute{a}x.}$ es el momento máximo obtenido en los cálculos del diagrama momento-curvatura.

6.3.1 Secciones y diagramas momento curvatura y carga axial

Las secciones que se presentan a continuación son las de las columnas (figura 6.4), y están identificadas como sigue: C1-AyB, C2-AyB, la letra significa la dirección en la cual se analizó la sección, esto es debido a que es una sección no simétrica e influye en el cálculo de los diagramas momento-curvatura y momento-carga axial, los cuales se muestran en las figuras 6.5 y 6.6.

TESIS COM
FALLA DE ORIGEN

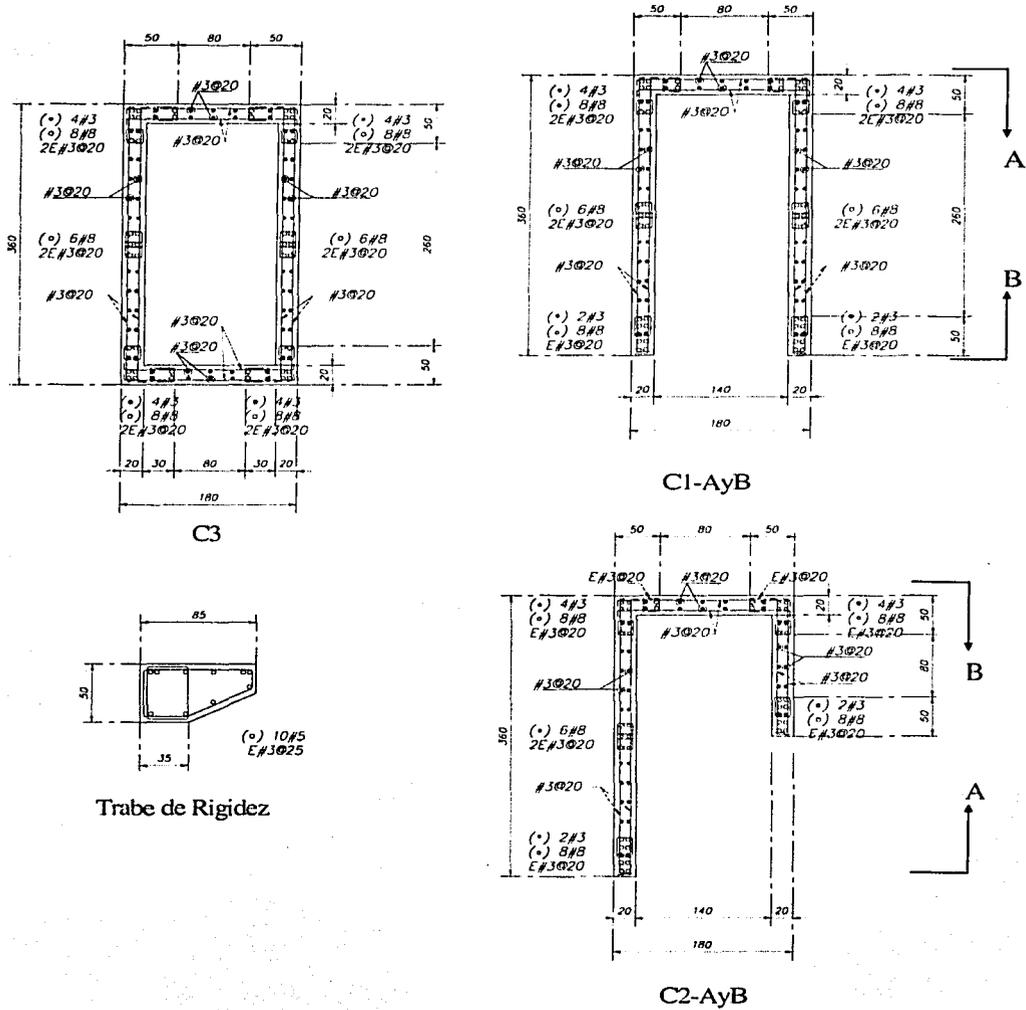


Figura 6.4 Secciones y armados de las columnas de los edificios

TESIS CON
TALLA DE ORIGEN

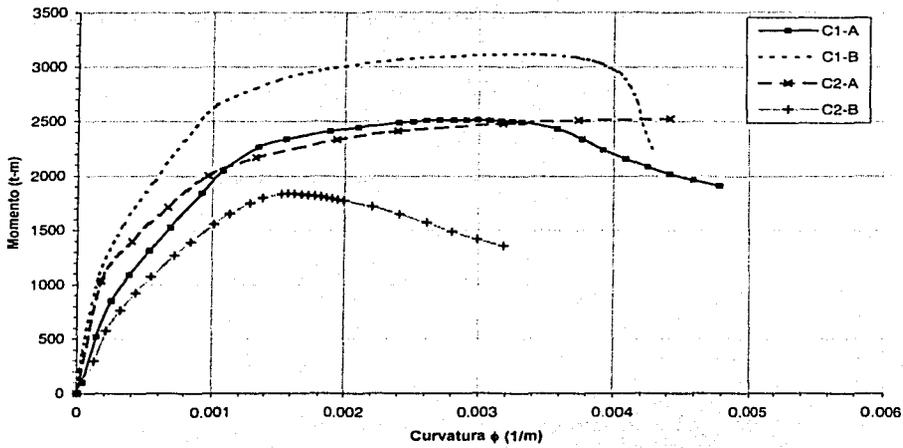


Figura 6.5 Diagramas momento-curvatura de las secciones.

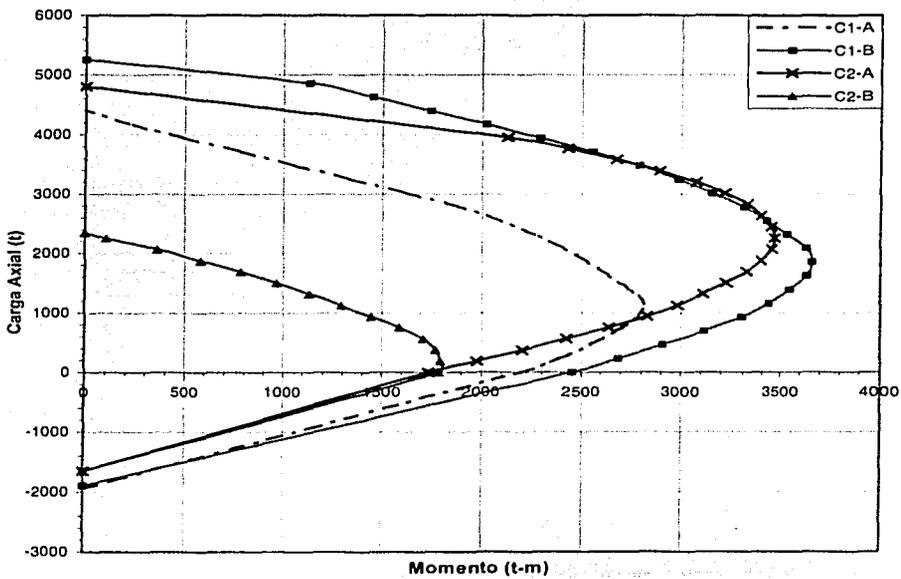


Figura 6.6 Diagramas carga axial-momento de las secciones de las columnas.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

COLUMNA Sección	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
C1-A	0.00107	0.0044	4.13
C1-B	0.0010	0.0042	4.20
C2-A	0.0011	0.0044	4.00
C2-B	0.0010	0.0032	3.20

Tabla 6.1 Curvaturas y ductilidad de curvatura de las secciones de las columnas.

Evaluando las ductilidades de curvaturas de las secciones (tabla 6.1) se encontró que las columnas para los dos edificios tienen una ductilidad baja, principalmente la columna C2-B (ductilidad de curvatura entre 3 y 4). Una de las principales causas que provoca esta baja ductilidad podría ser el poco detallado del acero de refuerzo, el cual no se consideraba tan importante en esas épocas.

Para hallar la demanda de ductilidad de curvatura de las secciones de las columnas, con un factor de ductilidad global de 2, se utilizaron las expresiones que propone Rodríguez (1990). Estas expresiones permiten relacionar las ductilidades de curvaturas en miembros, como son columnas y vigas, con la ductilidad global de desplazamiento de la estructura. Estas expresiones fueron desarrolladas para dos mecanismos básicos de colapso, el de columnas y el de vigas. Para este caso se utilizó el primer mecanismo, debido a que las trabes son presforzadas y su ductilidad es muy baja y se podría considerar que su comportamiento es siempre elástico. Se utilizaron estas expresiones ya que su aplicación es sencilla y rápida, lo que nos permite conocer de una manera muy aproximada las demandas de ductilidad de curvatura en las columnas de la estructura para un factor de ductilidad dado. Dichas expresiones incorporan parámetros como la ductilidad de desplazamiento de la estructura, la longitud de las articulaciones plásticas en las columnas, entre otros parámetros:

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \left[\frac{\mu - 1}{6} \right] \left[4.25\Gamma - \frac{19}{6} \right] \frac{(L_c / L_{pc})^2}{(L_c / L_{pc} - 1)} \quad (6.9)$$

Donde:

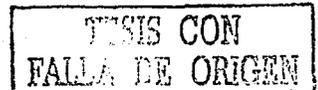
$\frac{\phi_u}{\phi_y}$ = Ductilidad de curvatura de la sección.

μ = Factor de ductilidad global de desplazamientos.

Γ = Desplazamiento relativo a la base del extremo superior del piso r en la condición de primera fluencia.

L_c = Altura a ejes de entrepiso.

L_{pc} = Longitud de la articulación plástica de las columnas.



Para llevar a cabo los cálculos se hicieron las siguientes consideraciones: para la longitud de la articulación plástica se consideró la mitad de un peralte de la sección transversal, debido a que la sección es irregular, el peralte se tomó como el promedio de la sección de la columna C2-B, el cual

es de 180 cm. Se consideró esta sección porque es la que presenta menos ductilidad, por lo que se estaría analizando la sección más crítica. Para el caso del parámetro r , se tomó igual a $0.5n$, donde n es el número de niveles de la estructura (Rodríguez,1990), ya que la ductilidad global de desplazamientos requerida, μ , se define a mitad de la altura del marco, lo que se logra mediante dicha expresión, por lo que r es igual a 1.5. La altura de entrepiso a ejes se tomó de 350 cm, tomando en cuenta que el mecanismo de colapso es de columnas y que la máxima demanda de ductilidad se presenta en la base de éstas. El factor de ductilidad global de desplazamiento es con el que se diseñaron los edificios elásticamente y cuyo valor es de 2, sustituyendo estos valores en la ecuación 6.9 la demanda de ductilidad de curvatura de la sección es de 3.8, la cual está un poco arriba de la capacidad dúctil de la sección más crítica pero menor a las otras tres secciones que tienen mayor ductilidad.

Ahora por medio de la expresión 6.10, se calcula la ductilidad de desplazamiento de la estructura de acuerdo con las ductilidades de curvatura de las secciones, la primera obtenida por la expresión de Rodríguez (1990), y las otras dos por la capacidad de la columna C2-AyB

$$\mu_{\Delta} = 1 + (\mu_{\phi} - 1) 3 \frac{L_{pc}}{L_c} (1 - 0.5 \frac{L_{pc}}{L_c}) \tag{6.10}$$

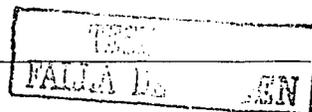
Donde: $\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$ ductilidad de curvatura de la sección

Esta ecuación se utilizó para calcular la ductilidad global de desplazamiento de las estructuras tomando en cuenta la ductilidad de curvatura de cada una de las secciones y la longitud de las articulaciones plásticas.

La tabla 6.2 nos muestra el periodo y los desplazamientos obtenidos en el análisis lineal, así como los desplazamientos inelásticos de diseño (últimos, Δ_u), de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, es decir $\Delta_y \times Q$. También se muestran las demandas de ductilidad global de la estructura de acuerdo con la demanda de ductilidad de curvatura obtenida por la fórmula de Rodríguez (1990), para el Q de diseño, y en las dos últimas columnas se muestran la capacidad de ductilidad global de la estructura de acuerdo con las dos ductilidades de curvatura que tiene la sección de la columna C2-AyB, y como se ve la demanda de ductilidad de desplazamiento (2.9) está entre la capacidad dúctil de la sección de la columna C2-AyB (2.5-3.02), por lo que es aceptable.

Tabla 6.2 Ductilidades de desplazamiento global de las estructuras.

EDIFICIO	Resultados obtenidos del análisis lineal y de acuerdo al RCDF			Ductilidad global de acuerdo al RCDF	Demanda de ductilidad de desplazamiento	Capacidad de ductilidad de desplazamiento	
	Periodo (s)	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)			C2-B	C2-A
				$\mu \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\mu \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\mu \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\mu \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
ORIENTE	0.37	2.48	4.96	2	2.9	2.5	3.02
PONIENTE	0.25	1.80	3.60	2	2.9	2.5	3.02



6.4 CÁLCULO DE LAS RESPUESTAS INELÁSTICAS

En la mayoría de las ocasiones, los modelos lineales no representan adecuadamente el comportamiento de estructuras ante excitaciones sísmicas intensas, ya que éstos no consideran los cambios de rigidez y la disipación de energía en la estructura por medio de la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos estructurales, entre otros. A través del análisis dinámico no lineal se busca estimar el comportamiento real de la estructura ante sismos, utilizando modelos de histéresis con degradación de rigidez y de resistencia y propiedades dinámicas no lineales de los materiales.

El análisis en la historia del tiempo es el análisis dinámico para encontrar la respuesta de una estructura ante un registro de aceleración solucionando las ecuaciones de movimiento que rigen al sistema. La técnica más común para la solución de las ecuaciones de movimiento es la de "paso a paso", la cual se basa en la integración directa de las ecuaciones de movimiento en el dominio del tiempo, donde para cada intervalo de tiempo Δt se resuelven las ecuaciones de movimiento con los desplazamientos y velocidades del paso anterior como datos iniciales. El proceso se realiza utilizando generalmente las características no lineales del modelo y acelerogramas del sitio. Los reglamentos recomiendan la utilización del método "paso a paso" para obtener la respuesta dinámica de estructuras muy importantes sometidas a sismos de gran intensidad utilizando parámetros de comportamiento no lineal para conocer el comportamiento de la estructura una vez que haya rebasado el rango elástico; como resultado del cálculo para una estructura se obtienen valores máximos de cortante en la base, momentos de volteo, desplazamientos y ductilidad de las columnas.

6.4.1 Análisis de dos marcos rígidos representativos de la respuesta tridimensional de los edificios en la dirección transversal.

En esta parte se evalúa la respuesta transversal ante sismos de las estructuras tipo marco rígido (M1 y M2 figura 6.7) en la Ciudad de México en zona III del lago. Se estudia particularmente la respuesta y la capacidad dúctil de las columnas ante carga lateral y cíclica.

Para la realización de los análisis inelásticos se proponen dos marcos representativos de cada uno de los edificios en la dirección transversal de los mismos, calibrando los modelos para no tener variaciones importantes de masa y rigidez tanto en planta como en elevación con respecto a los modelos reales, de tal manera que se obtengan las mismas propiedades dinámicas y respuestas con respecto a un análisis tridimensional. Para propósitos del estudio inelástico se considera que la trabe tiene una rigidez grande. En la tabla 6.3 se muestra la nomenclatura propuesta para cada uno de los marcos y a qué edificio pertenece.

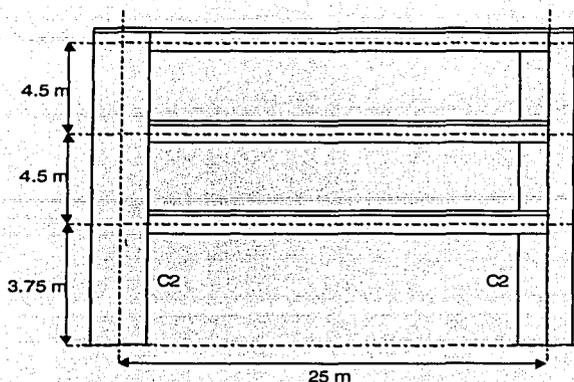


Figura 6.7 Marco tipo en estudio (M1 y M2).

Tabla 6.3 Nomenclatura de los marcos en estudio.

EDIFICIO	Nombre del Marco
ORIENTE	MARCO M1
PONIENTE	MARCO M2

6.5 ANÁLISIS INELÁSTICO ESTÁTICO HASTA EL COLAPSO

Para obtener la respuesta inelástica última de los marcos y la historia de la formación de articulaciones plásticas, y de mecanismos globales de colapso, se emplea el análisis inelástico incremental al colapso (Push-over). El análisis Push-over se realiza con el programa de análisis estructural no lineal DRAIN 2dx, (Prakash *et al.*, 1993) que permite obtener la respuesta inelástica de una estructura en dos dimensiones para una o varias condiciones de carga, por medio de una "serie de sesiones de análisis". El programa se basa en la solución de las ecuaciones de equilibrio expresadas matricialmente, para cada instante en el tiempo especificado. Las masas se consideran concentradas en los nodos y el amortiguamiento viscoso es considerado proporcional a la matriz de rigidez de los elementos. Durante el análisis Push-over es necesario conocer previamente el desplazamiento último para finalizar la sesión de análisis, o bien, proporcionar un desplazamiento lo suficientemente grande para permitir que el programa alcance el mecanismo de falla. En este caso se estimó el desplazamiento último de manera aproximada de los resultados del análisis dinámico lineal y por medio de los diagramas momento-curvatura, para esto la trabe se supone con rigidez grande para lograr que las articulaciones plásticas, que formarán el mecanismo de colapso, aparezcan en las columnas.

La figura 6.8 presenta el comportamiento de cada uno de los marcos estudiados en la dirección transversal, sometida a un análisis "Push-over". Se aprecia que la principal diferencia entre los marcos se encuentra en la capacidad de cada uno para soportar carga lateral, el marco M2 soporta hasta un 20% más que el marco M1. Una de las principales causas de por qué el marco M2 soporta más carga, es la menor carga axial que actúa en las columnas de dicho marco. La tabla 6.4 muestra los resultados obtenidos del análisis "Push-over" y el cálculo de la ductilidad de desplazamiento para ambos casos, apreciándose una ductilidad un poco arriba de la calculada, lo que nos dice que la estructura no es muy dúctil, tal y como se espera en la realidad.

Tabla 6.4 Fuerzas y ductilidad de desplazamiento de los marcos estudiados.

MARCO	Fuerza de fluencia, F_y (Ton)	Desplazamiento de fluencia, Δ_y (cm)	Fuerza última, F_u (Ton)	Desplazamiento último, Δ_u (cm)	Ductilidad de desplazamiento $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
M1	1931	2.56	2085	5.80	2.3
M2	2176	2.40	2478	5.20	2.2

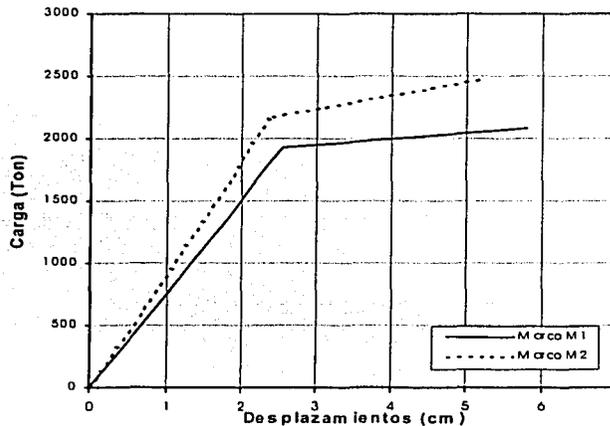


Figura 6.8 Gráfica carga lateral-desplazamiento de los marcos M1 y M2.

6.6 ANÁLISIS DINÁMICO PASO A PASO

A continuación se llevan a cabo análisis dinámicos inelásticos paso a paso, con cuatro sismos para determinar la historia de desplazamientos de cada uno de los marcos y compararlos con los resultados de los análisis lineales, además de estimar las demandas de ductilidad en cada una de ellos, para estos análisis se utiliza el programa DRAIN 2dx.

Para obtener la respuesta y ductilidad de cada marco mediante un análisis inelástico paso a paso (dinámico) se utilizaron 4 sismos, los cuales se muestran en la tabla 6.5. El primero (SCT-EW) es el sismo del 19 de Septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1, registrado en el patio de la SCT componente EW, en zona del lago de la Cd. de México, este sismo es de falla de subducción. El segundo (SCT-EW-M), es un sismo cuyo periodo donde se presenta la máxima respuesta es cercano al periodo dominante del suelo. El tercer (TL55-76) y cuarto (TL55-76-2) sismo son una propuesta del trabajo de Reinoso *et al.*, (2003). En este trabajo se estiman movimientos futuros del terreno en el valle de México que resultaría de la ocurrencia de sismos de falla normal y de subducción hipotéticos de diferentes magnitudes pero cuya aceleración máxima del suelo está asociada a un periodo de recurrencia de 125 años, esto a partir de acelerogramas registrados, los cuales se emplean como funciones de Green empíricas. En la figura 6.9 podemos ver los espectros de respuesta para los cuatro sismos utilizados.

Tabla 6.5 Sismos utilizados para el análisis inelástico "paso a paso" (dinámico).

SISMO POSTULADO	SISMO DE FALLA	MAGNITUD
SCT-EW	SUBDUCCIÓN	8.1
SCT-EW-M	SUBDUCCIÓN	8.1
TL55-76	NORMAL	7.6
TL55-76-2	NORMAL	7.6

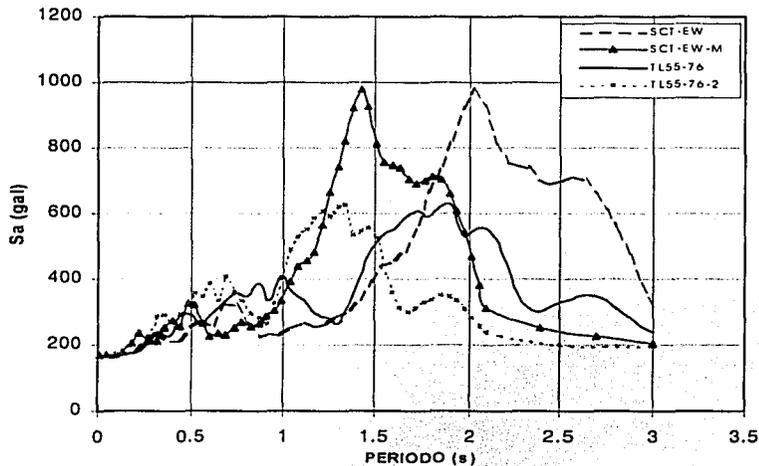


Figura 6.9 Espectros de respuesta de los cuatro sismos postulados.

En las figuras 6.10 y 6.11 se pueden ver las historias de los desplazamientos de los dos marcos en estudio sometidos a los cuatros sismos postulados.

6.6.1 Comentarios de los resultados obtenidos del análisis dinámico paso a paso para los dos marcos en estudio.

Para el caso del marco M1, que tiene un periodo dominante de 0.37 segundos, no presentó comportamiento inelástico cuando es sometido al sismo SCT-EW, las demandas de ductilidad están por debajo de la capacidad del marco. Para el segundo sismo (SCT-EW-M), se encontró que este sismo tampoco provoca la incursión de la estructura en el rango inelástico, pero sí le impone mayor desplazamiento que el primer sismo, pero no sobrepasa la capacidad de la estructura. Para los otros dos sismos (TL55-76 y TL55-76-2) la estructura tampoco incursiona en el rango inelástico y sus desplazamientos están por debajo de su capacidad, por lo tanto, las demandas de ductilidad de desplazamiento que se le imponen al edificio se encuentran también por debajo de la capacidad resistente.

Para el marco M2 que representa al edificio Poniente, su comportamiento es aún menos crítico ya que los desplazamientos que presenta la estructura cuando es sometida a los cuatro sismos utilizados son pequeños lo que provoca que la estructura nunca incursione en el rango inelástico.

Una de las principales causas por la que dichos sismos, a pesar de que son de gran magnitud, no sometan a las estructuras a grandes deformaciones, es debido a que el periodo fundamental de estas es muy corto (0.37 segundos edificio Oriente y 0.25 segundos edificio Poniente) comparado con los periodos en los cuales se presenta la respuesta máxima. Como podemos ver en los espectros de respuesta (figura 6.9), estos sismos imponen mayor demanda a estructuras de periodo fundamental más largos (entre 1.4 y 2.0 segundos). Otra de las causas que pudiera provocar esta baja respuesta, es el periodo dominante del suelo (1.46 segundos), el cual también se encuentra muy alejado al de la estructura. Esto asegura que la estructura no entre en resonancia con el suelo y provocar una amplificación de las ordenadas espectrales y por consecuencia someter a mayores esfuerzos a las estructuras.

Las tablas 6.6 y 6.7 presentan las ductilidades de desplazamiento, demandas, de diseño y de capacidad que tienen los marcos M1 y M2 respectivamente. La demanda de ductilidad se obtiene de los análisis dinámicos "paso a paso" para los cuatro sismos utilizados, para lo cual se puede ver que las demandas están por debajo de la ductilidad de diseño, las cuales se obtienen del análisis elástico y de acuerdo con el reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, la capacidad dúctil de los marcos se obtiene de los análisis push-over, y también se muestra que la capacidad dúctil de los marcos está por arriba de la demanda pero muy cercana a la de diseño. Debe notarse que para ambos casos la demanda de ductilidad es mucho menor que la capacidad que tienen dichos marcos es decir, que ninguna de las estructuras es excedida en su capacidad dúctil que posee. Esto explica por qué los edificios han tenido buen comportamiento durante los sismos recientes.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

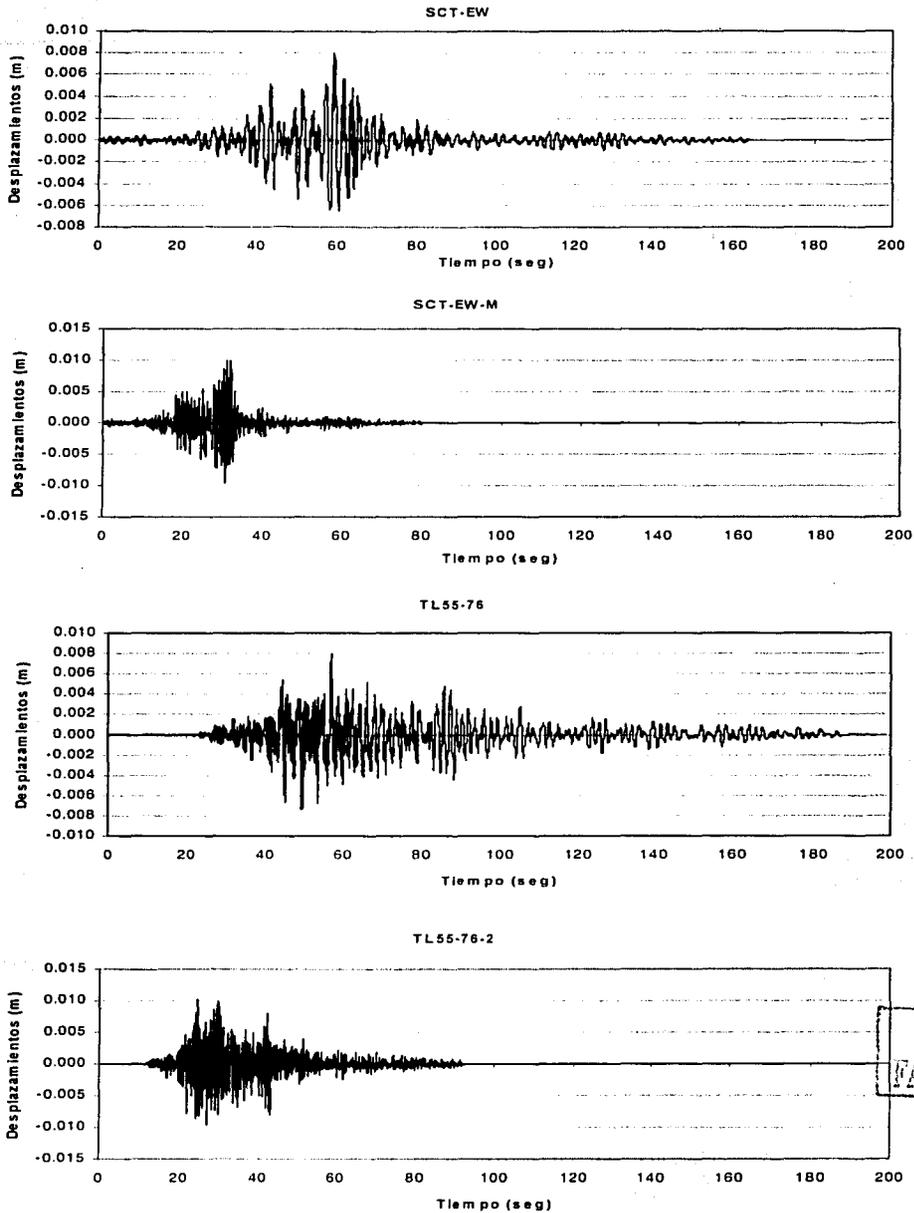
Tabla 6.6 Marco M1, ductilidades demandadas, de diseño y capacidad.

MARCO M1 SISMO	Demandas de ductilidad			Ductilidad de diseño			Capacidad dúctil		
	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta d}$	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta e}$	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta c}$
SCT-EW	2.56	0.80	0.32	2.48	4.96	2	2.56	5.80	2.30
SCT-EW-M	2.56	1.03	0.40	2.48	4.96	2	2.56	5.80	2.30
TL55-76	2.56	0.80	0.31	2.48	4.96	2	2.56	5.80	2.30
TL55-76-2	2.56	1.02	0.39	2.48	4.96	2	2.56	5.80	2.30

Tabla 6.7 Marco M2, ductilidades demandadas, de diseño y capacidad

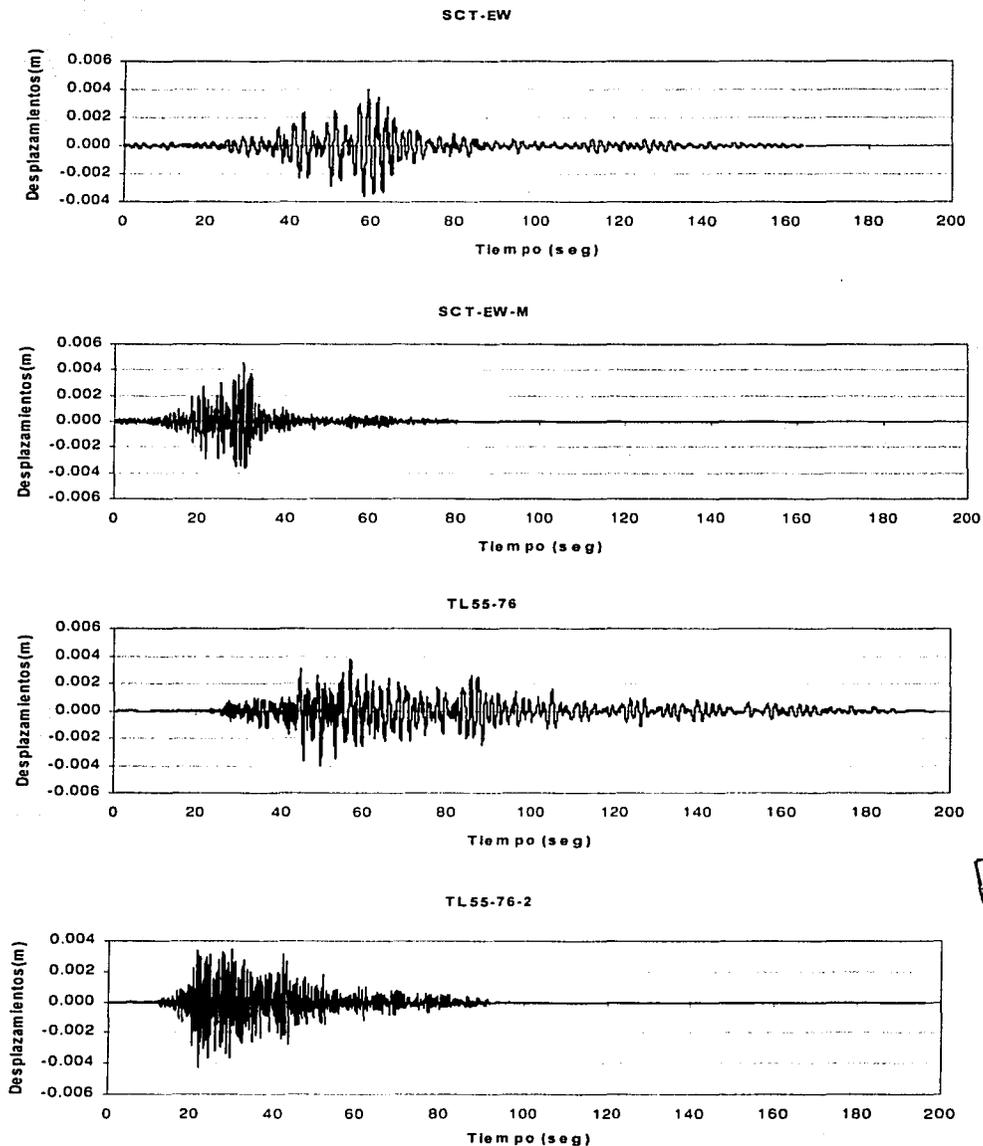
MARCO M2 SISMO	Demandas de ductilidad			Ductilidad de diseño			Capacidad dúctil		
	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta d}$	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta e}$	Δ_y (cm)	Δ_u (cm)	$\mu_{\Delta c}$
SCT-EW	2.40	0.40	0.17	1.80	3.60	2	2.40	5.20	2.2
SCT-EW-M	2.40	0.50	0.21	1.80	3.60	2	2.40	5.20	2.2
TL55-76	2.40	0.40	0.17	1.80	3.60	2	2.40	5.20	2.2
TL55-76-2	2.40	0.43	0.18	1.80	3.60	2	2.40	5.20	2.2

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 6.10 Historia de los desplazamientos del marco MI (edificio Oriente) para los 4 sismos.



TEST
FALLA DE ORIGEN

Figura 6.11 Historia de los desplazamientos del marco M2 (edificio Poniente) para los 4 sismos.

Capítulo 7

CONCLUSIONES

Se han efectuado una serie de estudios de los dos edificios que componen la Delegación Cuauhtémoc, los cuales permitieron conocer con mayor precisión el comportamiento y respuesta de las estructuras para los sismos que se han presentado y para posibles sismos que se podrían presentar en el futuro. Esto permitió saber, por qué dichas estructuras no han sufrido daño importante, cuando se han presentado sismos de gran magnitud, como el del 19 de Septiembre del 85, y a pesar de que se encuentran en la zona del lago, lugar donde se tuvieron el mayor número de fallas de estructuras cuando se presentó dicho sismo. El conocer las propiedades dinámicas del suelo (periodo dominante, amplificación de las ondas sísmicas con respecto al sitio de C.U., etc.) el haber obtenido el espectro de diseño del sitio en particular, ayudó a obtener fuerzas sísmicas más apegadas a las características dinámicas del suelo y de las estructuras. Adicionalmente se llevaron a cabo una serie de análisis no lineales para poder predecir el comportamiento de las estructuras, cuando sean sometidas a un determinado sismo e ingresen al rango inelástico. Con el resultado de todos estos estudios podemos concluir lo siguiente:

1. Las estructuras de los edificios, tal como se encuentran, cumplen con los requerimientos de los reglamentos actuales y por lo tanto, no necesitan refuerzo.
2. A pesar de que la ductilidad de desplazamiento de los edificios es baja, cumple con las demandas de ductilidad de desplazamiento que pide el reglamento.
3. Los edificios tienen un grado de seguridad ante sismos aceptable y tendrán un buen comportamiento, aun cuando se presente un sismo de mayor magnitud del 19 de Septiembre de 1985.
4. Los edificios difícilmente podrán entrar en resonancia con el suelo, debido a que el periodo fundamental de ambos es muy pequeño comparado con el periodo dominante del suelo. Esto es muy importante, ya que la amplificación de las ondas sísmicas en el sitio, representa uno de los principales factores de riesgo sísmico para los edificios.
5. El aparente deterioro de la estructura no ha sido causado por los sismos que se han presentado, esto se le puede atribuir a los hundimientos diferenciales que están teniendo las estructuras y se debe poner mucho cuidado en este problema.
6. Las demandas de desplazamientos en las estructuras son dependientes del periodo dominante del movimiento del terreno, a medida que el periodo correspondiente a la ordenada máxima del espectro de respuesta se acerca a la del terreno las demandas de desplazamientos se incrementan.

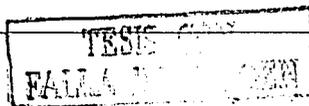
7. Los sismos de origen de falla normal o los llamados sismos locales son los que mayor demanda de desplazamientos le impusieron a la estructura lo que confirma que la respuesta de una estructura sometida a determinado sismo dependerá del origen de éste.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

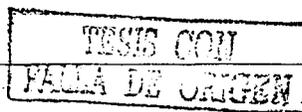
ESTA TESIS NO SE
DE LA BIBLIOTECA

Referencias

- Aguilar A., (2001), "Crisis 99.1-Sistema de cómputo para el cálculo de peligro sísmico", México. 85, tesis (*Maestría en Ingeniería "Estructuras"*), UNAM, DEPEI.
- Bard P.Y., Duval A.M., Lebrun B. C., Lachet J., Riep L., y Hatzfeld D., (1997), "Reliability of the H/V technique for site effects measurement and experimental assesment", *Seventh Intemational Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Istanbul, pp. 19-24, July.
- Castro R., Singh S.K., y Mena E., (1988), "An empirical model to predict fourier amplitude spectra of horizontal ground motion", *Earthquake Spectra*, 4, pp. 675-685.
- Cornell R., y Vanmarcke S.K., (1969), "The major influences on seismic risk", *Proc., 4 WCEE*, Santiago de Chile, Vol. I, A-1, pp. 69-83.
- CSI, (1997), "SAP 2000-Integrated finite element analysis and design of structures", *Computers and Structures, Inc.* Berkeley, CA
- Finn W. D. L., (1991), "Geotechnical engieneering aspects of microzonation", *Proc, Fourth Int. Conf. on Seismic Zonation*, Stanford, California, I, pp. 199-259.
- Gutiérrez C., y Singh S. K., (1992), "A site effect study in Acapulco, Guerrero, Mexico: comparison of results", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 78, pp. 42-63.
- Haskell N.A., (1962), "Crustal reflection of plane P and SV waves", *J. Geophys. Res.*, 67, pp. 4751-4767.
- Kanai K., y Tanaka, (1954), "Measurement of the microtremor", *Bull Earthquake Res. Inst.*, Tokyo Univ. 32, pp. 199-209.
- Lachet C., y Bard P. Y., (1994), "Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique", *J. Phys. Earth.*, 42, pp. 377-397.
- Lermo J., y Chávez-García F. J., (1994), "Are microtremors useful in site response evaluation?", *B.S.S.A.*, 84, pp. 1350-1364.
- Lermo J. y Chávez-García F. J., (1994a), "Site effect evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremor records", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13, 413-423.
- Miranda E., (1996), "Hacia la transparencia en criterios de diseño sísmico", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida, Yuc., México.



- Miranda E., Ordaz M., y Reinoso E., (1994) "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia Michoacán, México, Vol. II, pp. 1061-1070.
- Meli R., y Avila J., (1989), "The Mexico earthquake of september 19,1985, analysis of building response", *Earthquake Spectra Journal*, Vol. 5, No. 1, February.
- Mireles V. R., (2002), "Ductilidad y sobrerresistencia en subestructuras de puentes urbanos de concreto reforzado", México. 82, tesis (*Maestría en Ingeniería "Estructuras"*), UNAM, DEPTI.
- Nakamura Y., (1989), "A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremors on the ground surface", *QR of RTRI*, 30; No.1; 25-33.
- NTCC-96, (1996), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del D.F.* Marzo, México.
- NTCS-95, (1995), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", *Gaceta Oficial del Departamento del D.F.* Febrero, México.
- Ohta Y., y Goto N., (1976), "Estimation of S wave velocity in terms of characteristic indices of soil", *Butsuri—Tanko*, 29, 34-41.
- Ordaz M., Miranda E., y Avilés J., (2000), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el D.F.", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México.
- Ordaz M., Singh S.K., Alcántara L., Shapiro N., Kostoglodov V., Pacheco J.F., Alcocer S., Gutiérrez C., Quaas R., Micumo T., y Ovando E., (2000a), "The Oaxaca earthquake of 30 September 1999 (Mw=7.5): A normal-faulting event in the subducted cocos plate", *Seismological Research Letters*, Vol. 71, No. 1, pp. 67-78, January-February.
- Ordaz M., Miranda E., Reinoso E., y Pérez-Rocha L.E., (2000a) "Seismic loss estimation model for México city", *XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Ordaz M., Arboleda J., y Singh S. K., (1995), "A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 85, No. 6.
- Ordaz M., Singh S. K., y Arciniega A., (1994), "Bayesian attenuation regressions: an application to Mexico City", *Geophys. J. Int.*, Vol. 117, 335-344.
- Ordaz M., Jara J.M., y Singh S. K., (1989) "Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero", *Informe Interno No. 8782, Instituto de Ingeniería, UNAM*.
- Ordaz M., y Reinoso E., (1987) "Uso de teoría de vibraciones aleatorias en la determinación de los espectros de diseño del reglamento para las construcciones del Distrito Federal", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México.



- Ordaz M., Reinoso E., Pérez-Rocha L. E., Montoya C., (1997) "Z-Sistema de cómputo para el cálculo de espectros esperados en la ciudad de México", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Ver., México.
- Ordaz M., (1999) "Degtra 2000-Sistema de cómputo para el análisis de señales-Ver. 1.1.2", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México.
- Ovando E., y Romo M. P., (1991) "Estimación de la velocidad de onda S en la arcilla de la ciudad de México con ensayos de cono", *Sismodinámica*, 2
- Prakash V., Powell G., y Campbell S., (1993) "Drain 2dx user guide", *Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California*.
- PSM, (1996), "Mapas de peligro sísmico en México", *Programa elaborado por el Inst. de Ingeniería, UNAM; CENAPRED, CFE y el Inst. Investigaciones Eléctricas*. México D.F.
- Priestley M. J. N., y Park R., (1987), "Lessons: strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *ACI Structural Journal*, Enero-Febrero, pp. 61-76
- Park R. y Paulay T., (1991), "Estructuras de concreto reforzado", *Editorial Limusa*. México.
- Pérez-Rocha L. E., (1998), "Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo estructura", México, pp. 1-25, 1-13, tesis (Doctor en Ingeniería "Estructuras") UNAM-DEPFI.
- Reinoso E., (2003), *comunicación personal*.
- Reinoso E., Ordaz M., Jaimes M. A., y Arredondo C., (2003), "Acelerogramas sintéticos correspondientes a un nivel de intensidad particular provenientes de diferentes zonas sismológicas", *Trabajo por publicar, Instituto de Ingeniería, UNAM*.
- Reinoso E., Ordaz M., Sánchez-Sesma F. J., y Singh S. K., (1990), "Un método para el cálculo aproximado de espectros de respuesta sísmica y algunas aplicaciones", *Revista Ingeniería Sísmica*, No. 38; Enero.
- Reinoso E., y Lermo J., (1991) "Periodos del suelo del valle de México medidos en sismos y con vibración ambiental", *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, Colima., México.
- Rodríguez M., y Montoya C., (1990), "Análisis de la resistencia y ductilidad en marcos de concreto reforzado", *Revista Ingeniería Sísmica*, No. 39, Agosto.
- Rodríguez M., (1990), "Evaluación de la ductilidad en marcos de concreto reforzado", *Revista Ingeniería Sísmica*, No. 39, Agosto.
- Rosenblueth E., Ordaz M., Sánchez-Sesma F.J. y Singh S.K., (1989), "The Mexico earthquake of september 19, 1985-design spectra for Mexico's Federal District", *Earthquake Spectra*, 5, pp. 273-291.

- RCDF-93, (1993), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", *Diario Oficial de la Federación*. Agosto, México.
- Sadigh K., Chang C.Y., Egan J.A., Makdisi F., Youngs R.R., (1997) "Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data", *Seismological Research Letters*, Vol. 68, No. 1, pp. 180-189, January/February.
- Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M., y Tokimatsu K., (1986), "Model and damping factors for dynamic analyses of cohesion less soils", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016-1032.
- Singh S.K., Ordaz M., Anderson J.G., Rodríguez M., Quaas R., Mena E., Ottaviani M., y Almora D., (1989), "Analysis of near-source strong-motion recordings along the Mexican subduction zone", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 79, No. 6, pp. 1697-1717, December.
- Singh S.K., y Ordaz M., (1994), "Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual", *Cuadernos de Investigación*, No. 18, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.
- Singh S.K., Ponce L., y Nishenko S.P., (1985a), "The great Jalisco, México earthquake of 1932: subduction of the Rivera Plate", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 75, pp. 1301-1313.
- Singh S.K., Suárez G., y Domínguez T., (1985b), "The Oaxaca, México earthquake of 1931: lithospheric normal faulting in the subducted Coco plate", *Nature*, 317, pp. 56-58.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, SMIS, (2000), "Base Mexicana de datos de sismos fuertes", Vol. 2., CD-ROM.
- Zúñiga R., (1994) "Main seismogenic sources zones in Mexico", Reporte Técnico. Proyecto 89-0190, *IPGH Instituto Panamericano de Geografía e Historia*.