

Esta memoria es una producción de la  
**SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, A.C.**  
Realizada con el fin de presentar a sus socios y a las comunidades científica,  
académica y de la práctica profesional, los trabajos y conferencias del  
**VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica y**  
**II Reunión Sobre la Enseñanza de la Ingeniería Sísmica en México**  
que se realizaron en la Ciudad de Querétaro, Qro, los días 22 y 23 de septiembre de 2000.

Editores:                   Ing. Ricardo Pérez Ruiz  
                                  Ing. Héctor Soto Rodríguez  
                                  Dr. Amador Terán Gilmore

El contenido de esta publicación no puede ser reproducido en todo  
o en parte, por ningún medio mecánico o electrónico,  
sin la autorización previa, por escrito, de los titulares de los derechos.

Derechos reservados © 2000, sobre las características gráficas y por esta primera edición:  
**SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, A.C.**  
Camino Sta. Teresa No 187  
Col. Parques del Pedregal  
Delegación Tlalpan  
14 010, México, D.F.

El contenido de los artículos es responsabilidad de sus autores  
y no representa necesariamente el punto de vista de la  
Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, ni de los editores.

Editado en México, D.F. , 2000

**VI SIMPOSIO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA**

**Y**

**II REUNIÓN SOBRE LA ENSEÑANZA DE LA  
INGENIERÍA SÍSMICA EN MÉXICO**

Por la:

**Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.**

En colaboración con:

**Delegación SMIS de Querétaro**

**Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Querétaro**

**Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro**

**Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción, Delegación  
Querétaro**

## **MESA DIRECTIVA SMIS 1999-2001**

Presidente:	Ing. Ricardo Pérez Ruiz
Vicepresidente:	M.en I. Carlos Javier Mendoza Escobedo
Secretario:	Ing. Raúl Ojesto Martínez
Tesorero	Ing. Juan Antonio Otero Pliego
Vocal:	Dr. Amador Terán Gilmore
Vocal:	Dr. Joel Avelino García Vargas
Vocal:	M.en I. Javier Alonso García
Vocal:	Ing. Octavio Barón Luna
Secretario Ejecutivo:	Ing. Héctor Soto Rodríguez

## **COMITÉ ORGANIZADOR LOCAL**

Ing. Juan Luis Noguez Hernández  
Dr. Alejandro Valerio Payán  
Ing. Elías Maaud Jarfux  
Dr. Moisés Arroyo Contreras  
M. en I. Abraham Martínez Bian  
Ing. Jorge Martínez Carrillo  
Ing. Lic. José Luis Mendoza Cedillo  
Sr. José Luis Rodríguez Palomares

## **AGRADECIMIENTOS**

**La Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.**

**Agradece a los siguientes patrocinadores el apoyo para la realización de estos eventos:**

**Cementos Mexicanos**

**Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Querétaro**

**Gobierno del Distrito Federal**

**Así mismo agradece el apoyo de las siguientes instituciones, dependencias y empresas para la realización del VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica y II Reunión sobre la Enseñanza de la Ingeniería Sísmica en México**

**Gobierno del Estado de Querétaro**

**Presidencia Municipal de Querétaro**

**Universidad Autónoma de Querétaro**

## PREFACIO

A pesar de los grandes avances que a lo largo de décadas recientes se ha hecho en el entendimiento del comportamiento de las estructuras cuando se les sujeta a excitaciones sísmicas de diferente intensidad, todavía es necesario plantear hoy en día mejoras y ajustes a nuestros procedimientos y códigos actuales de diseño sísmico. Esto se ha hecho patente durante eventos sísmicos recientes, tanto a nivel nacional (septiembre 1985, junio 1999), como a nivel internacional (Northridge 1994, Kobe 1995); ya que muchas de las estructuras diseñadas conforme a códigos de diseño sísmico actuales no han satisfecho las necesidades y expectativas, técnicas y socioeconómicas, de las sociedades que las construyeron. En algunos casos, estructuras de gran importancia, como es el caso de escuelas y hospitales, han quedado inoperables, y hasta han sufrido colapsos espectaculares, durante o después de estos eventos. En otros, el umbral de daño estructural y no estructural ha resultado mucho más bajo que el que requieren las sociedades civiles actuales, de manera que un sismo de magnitud moderada, como fue el caso del sismo de Northridge 1994, se ha constituido en el evento sísmico más costoso en la historia de los EE.UU.

Además de lo anterior, el avance tecnológico en el área de la Ingeniería Sísmica ha rebasado en varios aspectos a las metodologías actuales de diseño sísmico, por lo que los códigos actuales no puedan aplicarse racionalmente al diseño de sistemas sismorresistentes innovadores, como es el caso del aislamiento sísmico y la disipación pasiva de energía.

Dada la importancia de salvaguardar el estado de desarrollo y bienestar que las sociedades alcanzan por medio de las grandes inversiones que hacen en su medio construido, es de vital importancia promover el avance de la ingeniería sísmica y la actualización de los códigos de diseño sísmico. Dentro de este contexto, en México, como en varios países, la actualización de las metodologías y códigos de diseño sísmico ha adquirido gran relevancia, tanto entre investigadores, docentes, ingenieros de la práctica, como para la sociedad en general. En nuestro país, esto claramente se refleja en los esfuerzos que recientemente se han dedicado a actualizar las normas complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF), en particular, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica y sus Delegaciones, tienen entre sus objetivos la discusión de ideas y la difusión de conocimientos relacionados con la investigación y la práctica de la ingeniería sísmica mexicana, a fin de responder al reto que plantea nuestra sociedad de construir, de manera confiable y dentro de nuestras posibilidades económicas, las construcciones e infraestructura ubicadas en las zonas de alta sismicidad que permitan nuestro desarrollo socioeconómico sostenido. Se ha pensado en el VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, como un medio ideal para difundir algunos aspectos relacionados con la práctica de la ingeniería sísmica en México, así como la manera en que algunos de los avances recientes en el entendimiento del fenómeno sísmico se han reflejado en la normatividad nacional de diseño sísmico, en particular en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF.

Cuando se plantean cambios importantes dentro de la normatividad de diseño sísmico, la enseñanza de la ingeniería sísmica, tanto en licenciatura como en posgrado, se hace presente como la herramienta más importante con la que se cuenta para preparar las nuevas generaciones de ingenieros y especialistas. Otro aspecto esencial de esta enseñanza, se centra alrededor de la actualización de los ingenieros de la práctica. En este sentido, la II Reunión sobre la Enseñanza de la Ingeniería Sísmica en México, representa una oportunidad para plantear, exponer e identificar las deficiencias y retos que la enseñanza de esta disciplina enfrenta en nuestro medio, de manera que pueda seguirse con el planteamiento de una serie de acciones y estrategias que hagan posible un desarrollo sano y sostenido de la ingeniería sísmica en nuestro país.

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica agradece, por mi conducto, la valiosa colaboración de todas las instituciones y personas que participaron en la organización y desarrollo de este VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, así como la de los destacados especialistas que aportaron su entusiasmo y conocimientos, para hacer de este, un evento de gran relevancia para la Ingeniería Sísmica de nuestro país.

Por la SMIS  
Amador Terán Gilmore

## PRESENTACIÓN

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., ha dedicado este *VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica* a las modificaciones que el Gobierno del Distrito Federal publicará sobre el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y enfoca fundamentalmente las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, cuya versión preliminar se incluye en estas memorias.

Desde 1920 el Reglamento ha sufrido varias adecuaciones hasta la edición de las normas de emergencia de septiembre de 1957, cuyas recomendaciones de diseño por sismo se detallaron en el Folleto Complementario al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1962. En 1976 se incorporaron oficialmente las Normas Técnicas Complementarias y el Manual de Diseño por Sismo, que fue modificado por las Normas de Emergencia de 1985 para dar paso al reglamento de 1987, el cual sufrió algunas adecuaciones en 1993 y 1997.

En esta nueva versión 2000 se destacan, entre otras, la inclusión de nuevos coeficientes sísmicos para la zona III la cual se divide en cuatro subzonas y se expresa abiertamente la libertad de emplear criterios de diseño para estructuras con dispositivos disipadores de energía. Se amplía la definición de irregularidad de las estructuras y se modifican las correcciones al factor de reducción de las fuerzas sísmicas por este efecto; también se agregan espectros para diseño sísmico en los que se consideran los efectos del periodo dominante más largo del suelo y se amplían los criterios para considerar el efecto de la interacción suelo-estructura.

El temario seleccionado para este simposio tiene por objeto mostrar las bases que han dado origen a las modificaciones sustanciales y sus aplicaciones prácticas en el diseño.

En la *II Reunión sobre la Enseñanza de la Ingeniería Sísmica en México* se tratan tópicos sobre la problemática en la divulgación de los conocimientos, el uso de internet para la docencia, la situación de la ingeniería sísmica en la Universidad Autónoma de Querétaro y se incluye un tema de aplicación de la ingeniería sísmica en el medio de la construcción.

A nombre de la Mesa Directiva 1999-2001 y del Comité Organizador, deseo expresar nuestro más amplio reconocimiento a los autores, quienes aportan con sus conocimientos nuevas tendencias para mejorar la práctica de la ingeniería sísmica; asimismo nuestro agradecimiento se extiende al Gobierno del Distrito Federal, a las instituciones del Estado de Querétaro y a nuestros patrocinadores por el apoyo que nos han brindado en la realización de este evento de gran importancia en la evolución de la ingeniería sísmica de nuestro país.

Ing. Ricardo Pérez Ruiz  
Presidente

## ÍNDICE

*VI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*  
*II Reunión sobre la Enseñanza de la Ingeniería Sísmica en México*

*Agradecimientos*

*Presentación*

**Prefacio**

### **TEMA 1. ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO**

**Aspectos generales de la revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito  
Federal**

**Ing. Jaime Torres Herrera**

**Estudios para la microzonificación**

**Dr. Eduardo Reinoso Angulo**

**Modificaciones al cuerpo principal de las Normas**

*Dr. Roberto Meli Piralla*

**Propuesta de espectros de diseño por sismo para el D.F.**

**Dr. Mario Ordaz Schroeder, Dr. Eduardo Miranda Mijares y Dr. Javier Avilés López**

**Experiencias de la aplicación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y  
Construcción de Estructuras de Concreto- 1995**

**Dr. Roberto Stark Feldman**

**Aplicaciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo-2000**

**Dr. Jorge Ávila Rodríguez**

**Tendencias actuales de la normatividad sísmica**

**Dr. Amador Terán Gilmore**

***Reglamentos de construcciones en la República Mexicana***

**M. en I. Tomás Sánchez Pérez**

**Sismicidad y fallamiento regional en la zona central de México y sus implicaciones para el  
riesgo sísmico de Querétaro**

**Dr. Ramón Zúñiga Dávila-Madrid, Dr. Gerardo de Jesús Aguirre Díaz y Dr. Marco Guzmán  
Speziale**

**Normatividad de diseño sísmico en el municipio de Querétaro, Qro.  
Dr. Moisés Arroyo Contreras, Ing. Juan Manuel Bustillos Pineda, Dr. Jorge Arzate Flores,  
Ing. Rogelio Ríos Osornio, Dr. Eduardo Rojas González**

**Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de  
Construcciones para el Distrito Federal, Versión Preliminar**

## **TEMA 2. ENSEÑANZA DE LA INGENIERÍA SÍSMICA EN MÉXICO**

***Divulgación de los conocimientos sobre Ingeniería Sísmica***  
**Dr. Horacio Ramírez de Alba**

***La Ingeniería Sísmica y apoyos en internet para la docencia***  
**Dr. Rodolfo Valles Mattox**

***La Ingeniería Sísmica en la Universidad Autónoma de Querétaro***  
**Ing. Jorge Martínez Carrillo**

***La presencia de la Ingeniería Sísmica en la obra***  
**M. en I. Carlos López Navarrete**

## **ASPECTOS GENERALES DE LA REVISIÓN DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.**

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ha sufrido modificaciones a través de su historia. El primer Reglamento, denominado “Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal”, fue publicado el 20 de enero de 1920. Para el 23 de julio de 1942, se expide una nueva versión del Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos del Distrito Federal. A consecuencia de los sismos que se registraron en la ciudad de México en el año de 1957, se decretaron las adiciones al Capítulo 41.1 del Reglamento comúnmente denominadas Normas de Emergencia. Posteriormente vino un tercer Reglamento en fecha 9 de febrero de 1966, el cual se denominó como “ Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, es en este ordenamiento donde se empieza a hacer mención de las Normas de la Dirección General de Obras Públicas. Asimismo, se consideró necesario revisar y actualizar el Reglamento cada diez años. Para el 1° de marzo de 1977, se edita la cuarta versión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y se publican las Normas Técnicas Complementarias. Un mes después de los movimientos telúricos de septiembre de 1985, se publican las Normas de Emergencia, conteniendo modificaciones básicamente al Título Sexto del Reglamento de Construcciones: “ Seguridad Estructural de las Construcciones”. El 3 de julio de 1987 en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, se edita la quinta versión del Reglamento. En dicho ordenamiento y en su artículo 4°, se integra la Comisión para el Estudio y Propuestas de Reformas al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; la cual podrá ampliarse con representantes de asociaciones de profesionales y otros organismos e instituciones que la Administración considere conveniente invitar. Seis años después, en fecha 2 de agosto de 1993, aparece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, mismo que ha sufrido reformas en dos ocasiones en algunos de sus artículos; la primera reforma fue el 1° de agosto de 1997 y la segunda el 4 de julio de 1997. (Anexo 1)

Fue a principios de septiembre de 1999, después de seis años de vigencia, cuando el Gobierno del Distrito Federal toma la iniciativa de revisar y actualizar el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Para ello, la Secretaría de Obras y Servicios, cumpliendo instrucciones del Jefe de Gobierno del Distrito Federal, en aquel entonces Ing. Cuauhtémoc Cárdenas Solórzano, convoca a la Comisión para el Estudio y Propuestas de Reformas al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que se integra con la

participación de representantes de trece unidades administrativas del Gobierno del Distrito Federal y de nueve asociaciones de profesionales e instituciones privadas. (Anexo 2)

...2

- 2 -

El objetivo principal de esta revisión es el lograr un Reglamento más compacto, haciéndolo más operativo, eliminado artículos que han quedado obsoletos y transfiriendo aquellos artículos que por su contenido técnico deben encontrarse en las Normas Técnicas Complementarias, así como actualizar el articulado de acuerdo a los avances científicos y tecnológicos y necesidades de la sociedad, entre otros: instalaciones subterráneas sin apertura de cepas; acceso y desplazamiento en espacios privados y públicos de personas con discapacidad; postensado con tendones no adheridos, en losas y trabes de concreto; estructuras tridimensionales mixtas de acero y concreto (TRIDILOSA); estructuras con elementos estructurales no convencionales (disipadores de energía y aisladores de base). (Anexo 3)

Para llevar a cabo lo anterior, fue necesario formar siete Grupos de Trabajo coordinados por la Coordinación Técnica de la Secretaría de Obras y Servicios. Su función fue la de coordinar con los distintos representantes de los Colegios, Cámaras y Asociaciones de Profesionales privadas, así como con las Unidades Administrativas, los programas de las sesiones; el procesamiento de datos y acuerdos tomados; la distribución de la información a los miembros participantes del grupo correspondiente y a la Comisión.

Después de 10 meses de trabajo y 102 sesiones con los siete grupos de trabajo, que incluyen la participación de los Subdelegados de Obras y Desarrollo Urbano de las 16 Delegaciones Políticas, se cuenta con una versión preliminar del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Esta versión preliminar del Reglamento se compone de 291 artículos, contra los 359 que consta el actual. Se han reformado 183 artículos, abrogado o eliminado 25 artículos y 43 artículos que pasan a las Normas Técnicas Complementarias. Fue necesario reubicar 9 artículos y agrupar 19. Se adicionan 6 artículos y 2 capítulos. (Anexo 4)

De igual forma, se llevó a cabo la revisión de las ocho Normas Técnicas Complementarias existentes, siete de ellas mencionadas en el Título Sexto del Reglamento, quedando en proceso de revisión la Norma Técnica Complementaria para Instalaciones de Abastecimiento de Agua Potable y Drenaje que será incluida en el Título Quinto, al igual que la Norma Técnica Complementaria para Diseño Arquitectónico, que contempla, entre otros, el Artículo 9º transitorio del Reglamento vigente. Se crearon tres más que se denominan: 1) Normas Técnicas

..3

- 3 -

Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos y 3) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Obras e Instalaciones Hidráulicas, esta última, en la etapa final. (Anexo 5)

Actualmente, la versión preliminar del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se encuentra en la etapa de revisión Jurídica correspondiente.

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL

SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS

22 - SEPT - 2000





**CIUDAD DE MÉXICO**

**ANEXO 1**

**SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS  
COMISION PARA EL ESTUDIO Y PROPUESTAS DE REFORMAS AL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**

**EVOLUCION HISTORICA DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**

<i>DENOMINACIÓN DEL REGLAMENTO</i>	<i>NORMA FECHA DE PUBLICACIÓN</i>	<i>REGLAMENTO FECHA DE PUBLICACION</i>
<i>REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES Y DE LOS SERVICIOS URBANOS EN EL D. F.</i>		<i>20 - ENE - 1920</i>
<i>REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES Y DE LOS SERVICIOS URBANOS EN EL D. F.</i>		<i>23 - JUL - 1942</i>
<i>NORMAS DE EMERGENCIA A RAIZ DEL SISMO DEL 28 DE JULIO DE 1957</i>	<i>18 - DIC - 1957</i>	
<i>REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL</i>		<i>9 - FEB - 1966</i>
<i>REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL</i>		<i>1° - MAR - 1977</i>
<i>NORMAS DE EMERGENCIA A RAIZ DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985</i>	<i>18 - OCT - 1985</i>	
<i>REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL</i>		<i>2 - AGO - 1993</i>
<i>REFORMAS AL REGLAMENTO DE 1993</i>		<i>15 - JUL - 1994 4 - JUN - 1997</i>



SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS

GRUPOS DE TRABAJO DE LA COMISION PARA EL ESTUDIO Y PROPUESTAS DE REFORMAS AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

GRUPOS DE TRABAJO	TITULOS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL	UNIDADES ADMVAS DEL GOBIERNO DEL D. F.											ASOCIACIONES DE PROFESIONALES												
		SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS	SECRETARIA DE GOBIERNO	SECRETARIA DE SEGURIDAD PUBLICA	SECRETARIA DE TRANSPORTE Y VIALIDAD	CONSEJERIA JURIDICA Y DE SERV. LEGALES	SRIA DE DESARROLLO URBANO Y VIVIENDA	SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE	DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS	DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACIÓN HIDRAULICA	COORD GRAL PROG DELEG METROP	DIR GENERAL DE SERVICIOS URBANOS	DGCOSTC	COMISION DE AGUAS DEL D F	COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE MEXICO, A. C.	COLEGIO DE ARQUITECTOS DE LA CIUDAD DE MEXICO A. C.	COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS ARQUITECTOS DE MEXICO, A. C.	COLEGIO DE INGENIEROS MUNICIPALES, A. C.	COLEGIO DE INGENIEROS MILITARES DE MEXICO, A. C.	COLEGIO DE INGENIEROS MECANICOS Y ELECTRICISTAS, A. C.	COLEGIO MEXICANO DE INGENIEROS CIVILES, A.C.	CAMARA NACIONAL DE EMPRESAS DE CONSULTORIA	CAMARA MEXICANA DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - DELEGACION D.F.	TOTALES	
1	T. PRIMERO. DISPOSICIONES GENERALES T. SEGUNDO. VIAS PUBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMUN	X	X	X	X	X	X	X		X	X	X	X	X		X	X	X	X		X		X	X	19
2	T. TERCERO. DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA Y CORRESPONSABLES T. CUARTO. LICENCIAS Y AUTORIZACIONES	X			X	X	X			X					X	X	X	X	X				X	X	13
3	T. QUINTO. PROYECTO ARQUITECTONICO TRANSITORIOS	X	X	X	X		X		X	X	X	X	X		X	X	X	X	X				X		16
4	T. SEXTO. SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN LAS CONSTRUCCIONES	X					X		X	X				X	X	X	X	X	X				X	X	12
5	T. SEPTIMO. CONSTRUCCION	X					X	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X		X		X	X	16
6	T. OCTAVO. USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO T. NOVENO. AMPLIACIONES DE OBRA DE MEJORAMIENTO T. DECIMO. DEMOLICIONES T. UNDÉCIMO. EXPLOTACION DE YACIMIENTOS DE MATERIALES PETREOS	X					X	X		X	X	X			X	X	X	X	X				X	X	13
7	T. DECIMO SEGUNDO. MEDIDAS DE SEGURIDAD T. DECIMOTERCERO. VISITAS DE INSPECCION, SANCIONES Y RECURSOS	X		X	X	X	X	X		X				X	X	X	X	X	X				X	X	15
TOTALES		7	2	3	4	3	7	3	3	3	7	3	2	3	5	6	7	7	7	7	2		7	6	

## ANEXO 3

### SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS

#### COMISIÓN PARA EL ESTUDIO Y PROPUESTAS DE REFORMAS AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL



**CIUDAD DE MÉXICO**

*EL OBJETIVO PRINCIPAL DE ESTA REVISIÓN ES EL LOGRAR UN REGLAMENTO MÁS COMPACTO, HACIÉNDOLO MÁS OPERATIVO, ELIMINANDO ARTÍCULOS QUE HAN QUEDADO OBSOLETOS Y TRANSFIRIENDO AQUELLOS QUE POR SU CONTENIDO TÉCNICO DEBEN ENCONTRARSE EN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS, ASÍ COMO ACTUALIZAR EL ARTICULADO DE ACUERDO A LOS AVANCES CIENTÍFICOS Y TECNOLÓGICOS, Y NECESIDADES DE LA SOCIEDAD, ENTRE OTROS:*

- *INSTALACIONES SUBTERRÁNEAS SIN APERTURA DE CEPAS.*
- *ACCESO Y DESPLAZAMIENTO EN ESPACIOS PRIVADOS Y PÚBLICOS DE PERSONAS CON DISCAPACIDAD.*
- *POSTENSADO CON TENDONES NO ADHERIDOS, EN LOSAS Y TRABES DE CONCRETO.*
- *ESTRUCTURAS TRIDIMENSIONALES MIXTAS DE ACERO Y CONCRETO (TRIDILOSA).*
- *ESTRUCTURAS CON ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO CONVENCIONALES (DISIPADORES DE ENERGIA Y AISLADORES DE BASE).*

*22 - SEPT - 2000*







**CIUDAD DE MÉXICO**

**ANEXO 4**

**SECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS.**

**COMISIÓN PARA EL ESTUDIO Y PROPUESTAS DE REFORMAS AL  
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**

**RESUMEN DE RESULTADOS.**

No. DE GRUPO	COORDINADOR DEL GRUPO	TÍTULOS DEL REGLAMENTO	ARTÍCULOS REGLAMENTO VIGENTE	NÚMERO DE ARTÍCULOS					NÚMERO DE		No. DE SESIONES DE TRABAJO	
				REFORMADOS	ABROGADOS	DEROGADOS A NORMAS	REUBICADOS	AGRUPADOS	ARTÍCULOS NUEVOS	CAPÍTULOS NUEVOS	SESIONES	HORAS
1	Ing. Carlos Brito Flores	1° Y 2°	40	17	3	1	0	4	0	0	16	41
2	Ing. Felipe Villaseñor Gutiérrez	3° Y 4°	35	25	0	0	1	0	0	0	20	60
3	Arq. Carlos Díaz Rodríguez	5° y transitorios	102	68	8	11	0	11	1	0	17	51
4	Ing. Mateo López Hernández	6°	69	20	2	30	1	1	3	1	11	28
5	Ing. Fernando Espino Melchor	7°	39	20	3	0	1	0	1	1	8	21
6	Ing. Octavio Solís Ramírez	8°,9°,10° y 11°	43	22	1	1	0	3	1	0	17	43
7	Arq. Magdalena Hernández Plata	12° y 13°	31	11	8	0	6	0	0	0	13	36
<b>TOTALES</b>			359	183	25	43	9	19	6	2	102	280

Participantes en los grupos de trabajos 50.

Reuniones de Coordinadores de los grupos 23.

Número de artículos en Reglamento propuesto 291.

**ANEXO 5**



**CIUDAD DE MÉXICO**

**SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS**

**COMISION PARA EL ESTUDIO Y PROPUESTAS DE REFORMAS  
AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS**

**EXISTENTES**

- 1 PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**
- 2 PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS**
- 3 PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA**
- 4 PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**
- 5 PARA DISEÑO POR SISMO**
- 6 PARA DISEÑO POR VIENTO**
- 7 PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA**
- 8 PARA INSTALACIONES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y DRENAJE**

**NUEVAS**

- 1 SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES**
- 2 PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PUENTES URBANOS**
- 3 PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS E INSTALACIONES HIDRAULICAS**

**REUBICACION DEL ARTICULO NOVENO TRANSITORIO DEL RCDF-1993 Y LA ADICION DE NUEVOS CAPITULOS**

- 1 PARA DISEÑO ARQUITECTONICO**







## ESTUDIOS PARA LA MICROZONIFICACIÓN

**Eduardo Reinoso Angulo**

Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, Coyoacán, México D.F.  
Tel. 56-22-34-72, Fax 56-22-34-68, ere@pumas.iingen.unam.mx

### RESUMEN

Se hace una breve presentación de las principales características de los efectos de sitio que aumentan el peligro sísmico, poniendo énfasis en los que más afectan a la Ciudad de México. Se mencionan los efectos de sitio que se presentan en los distintos sitios de terreno firme, así como las diferencias regionales entre estos. Se mencionan las principales características de la amplificación dinámica de la zona de lago tanto en el dominio del tiempo como en el de la frecuencia y se pone especial atención en el periodo dominante del suelo y la amplitud de la amplificación. Finalmente, se estudia de manera particular la duración del movimiento y la energía de los registros.

### SUMMARY

This paper contains a brief presentation of the main characteristics of site effects that increase the seismic hazard, stressing those effects that are most important in the Mexico City valley. Topographic site effects that have been observed at hill zone sites and the differences among these sites are discussed. The main characteristics of the dynamic amplification at lakebed zone sites either in the time domain or in the frequency domain are pointed out, giving special attention to the dominant site period and the amplification of motion. Finally, the study of the duration of motion and the energy content of each record is included.

### LOS EFECTOS DE SITIO

Los efectos de sitio son los ocasionados por las características de las primeras decenas de metros de la superficie terrestre capaces de modificar localmente las características del movimiento sísmico. En general, no es sencillo determinar las características de estos efectos. Existen distintos métodos tanto experimentales como teóricos para conocer o estimar el peligro potencial de los efectos de sitio. Estos estudios serán indispensables para la elaboración de reglamentos de diseño sísmico de estructuras y para la construcción de presas, plantas nucleares, puentes de grandes claros y desarrollos civiles importantes. Los principales efectos de sitio se pueden clasificar como sigue:

- a) Por la topografía del terreno. La superficie irregular del terreno puede provocar amplificación o deamplificación del movimiento. Esto se presenta en cañones, montañas, pendientes, cimas y simas. También dependerá del tipo y del ángulo de incidencia de las ondas sísmicas.
- b) Por la presencia de depósitos con arenas. En estos depósitos se puede presentar el fenómeno de licuación en el cual el suelo pierde su capacidad de carga debido al aumento de la presión de poro. Su estudio se impulsa por los daños causados por el sismo en Nigata, Japón. En algunos casos la licuación de estratos completos de arena han provocado enormes deslizamientos de tierra (sismo de Alaska, 1964). Es más factible su ocurrencia en arenas sueltas que en compactas, y más factible en arenas con granulometría uniforme. Si ocurre a profundidad causa flujo vertical de agua que se manifiesta en pequeños volcanes. Los estudios que se pueden realizar para conocer los peligros de licuación son pruebas de penetración y estudio de agua subterránea, como pruebas de campo, y estudios de densidad relativa y de tamaño de partículas como pruebas de laboratorio. También es factible la ocurrencia de asentamiento de arenas secas; esto se puede conocer con estudios de resistencia a la penetración y de densidad relativa.
- c) Por la presencia de depósitos con arcillas. En valles aluviales o lacustres, se presenta amplificación dinámica debido al contraste de la velocidad del suelo superficial con respecto a los depósitos más profundos. Entre mayor sea el contraste, mayor será la amplificación. Depende también de la geometría del valle aluvial.
- d) Deslizamientos y deslaves. Provocados por las fuerzas sísmicas que encuentran perfiles inestables. Son los responsables de gran parte de los daños en vías de comunicación como carreteras.

- e) Cambios en estructura superficial. Debidos a heterogeneidad en los materiales y sus propiedades que forman la superficie del terreno en sitios poco distantes entre sí. Esto es particularmente relevante para estructuras largas como puentes y ductos ya que las características del movimiento sísmico afectarán de manera distinta a los diversos apoyos.

Existen dos grandes grupos de métodos para conocer o estimar los efectos de sitio: los experimentales y los teóricos (numéricos y analíticos). Ninguno de estos métodos es excluyente de los otros y un estudio completo de efectos de sitio debe abarcar el mayor número posible de estos métodos. A continuación se hace una breve descripción de éstos.

- a) Observaciones macrosísmicas, ya sea de sismos históricos registrados en códigos, relatos, periódicos, libros y tradición oral, o de sismos recientes que han causado grietas, licuación y fallas de obras civiles. Los primeros, cuando son bien interpretados, dan una idea aproximada de la magnitud e intensidad del sismo. Los segundos interesan en sismos recientes donde no se obtuvieron datos de aceleración, aunque no son muy precisos debido a las grandes incertidumbres asociadas al comportamiento estructural.
- b) Microtremores o microtemblores, instrumentos muy sensibles que miden velocidad causada por ruido ambiental provocado por tráfico, sismos lejanos o pequeños y vibraciones terrestres. Las mediciones tienen que realizarse durante varias horas y con distintas condiciones. En general sirve para obtener periodos dominantes del suelo; funciona mejor con periodos dominantes del suelo largos ( $T_s > 1$  segundo).
- c) Movimientos débiles, causados por explosiones artificiales, nucleares, réplicas, sismos pequeños. No es muy eficiente cuando el suelo tiene comportamiento no lineal ya que los valores de amplitud serán mayores y los periodos menores que los que se presentan durante sismos intensos.
- d) Movimientos fuertes: es el movimiento sísmico durante terremotos intensos. Se necesita estar perfectamente listo para captar la ocurrencia de eventos muy esporádicos. Se obtienen registros de aceleración. Es la mejor alternativa para medir efectos de sitio aunque resulta costoso y de cuidadoso mantenimiento.
- e) Observaciones de campo y estudios en sitio: en numerosas ocasiones se pueden realizar vuelos, inspecciones y tomar fotografías aéreas para encontrar fallas y otras características que ayuden a conocer mejor los posibles efectos de sitio. Ayudarán también los estudios geológicos, geofísicos y de mecánica de suelos.
- f) Una combinación inteligente (Bayesiana) de toda la información anterior (Pérez-Rocha 1998).

El otro grupo de métodos son los teóricos, basados en modelos matemáticos y resueltos analíticamente o mediante procesos numéricos. Las soluciones matemáticas a problemas generales de acústica y elastodinámica han sido aplicadas para estudiar la difracción de ondas sísmicas en valles aluviales y topografías. Las soluciones analíticas son las más sencillas, tienen soluciones exactas y no se requieren de procesos numéricos ni computadoras. Su desventaja es que solo se aplican para geometrías sencillas como círculos o semicírculos, lo que no es común encontrar en la realidad ya que todos los valles y montañas tienen forma irregular. A pesar de estas limitaciones, estas soluciones han servido como base para calibrar los métodos numéricos que son los que prometen modelar casos más realistas.

Los métodos numéricos se basan en formulaciones de elementos finitos, diferencias finitas (ecuaciones diferenciales) y elementos de frontera (ecuaciones integrales con condiciones de frontera). Para utilizar estos métodos se utilizan programas de cómputo alimentados por las características geométricas y de los datos geotécnicos del valle o topografía a modelar.

## EL VALLE DE MÉXICO

El valle de México, donde se encuentra enclavada la ciudad, es a su vez una cuenca cerrada de 110 km de largo en el sentido Norte-Sur y 80 km de ancho en el Este-Oeste. Tiene una altitud de 2236 m.s.n.m. en su parte más baja y alcanza hasta 5230 m.s.n.m. en la más alta: la punta del Iztaccíhuatl. Desde el punto de vista de Ingeniería Sísmica, los 150 m superficiales son los más relevantes ya que determinan los efectos más importantes de amplificación. Los primeros trabajos de exploración y laboratorio para conocer las propiedades del subsuelo en la zona céntrica de la ciudad, y por consiguiente verificar la teoría de hundimiento desarrollada por Nabor Carrillo en 1948, dieron fruto a la primer microzonación. En la figura 1 presentamos esta microzonación que incluye las modificaciones realizadas hasta 1987. En ella, además de las estaciones acelerométricas y algunas calles y sitios de referencia, se distinguen tres zonas: zona I, firme o de lomas, localizada en las partes más altas de la cuenca y formada por suelos poco compresibles y de alta resistencia; zona III o de lago, formada por lo que fueron los lagos hace 500 años y que consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con contenidos de agua de entre 50 y 500% y con profundidades hasta de 60 m en Texcoco y mayores que 100 m en Tláhuac; y finalmente la zona II o de transición, que presenta características intermedias entre las zonas anteriores.

*Las principales fuentes sísmicas que a la Ciudad de México (Rosenblueth y 1987) pueden clasificarse en cuatro locales, tipo Acambay, de profundidad intermedia y de subducción. La mayor parte de este está dedicado a los sismos de subducción ya que históricamente sido los más importantes. Sin embargo, esto no quiere decir que lo escrito sea necesariamente válido otros sismos.*

**Sismos recientes**

*A consecuencia del sismo de Michoacán de 1941 (M=7.7), se en el reglamento de construcciones F. (RCDF), el diseño sísmico de estructuras. Por los daños que causó, de Guerrero de 1957 (M=7.5) es el impulsa los estudios sobre el comportamiento del valle ante sismos. nuevas estructuras requerían mejores y conocimientos sobre las propiedades materiales y los suelos. Por ello, se en el nuevo reglamento, entre otras innovaciones, la microzonación de la ciudad atendiendo a las características del subsuelo. Esta microzonación tuvo sus orígenes en el estudio del problema de hundimientos y se incorpora al problema sísmico al observarse la estrecha correlación entre daño estructural y composición del subsuelo. Además, se instalaron dos acelerómetros, uno en zona de lago en el centro de la ciudad y otro en terreno firme (Ciudad Universitaria, CU). A partir de 1965 se obtienen de manera confiable y consistente y para una gran variedad de terremotos datos de aceleración en CU.*

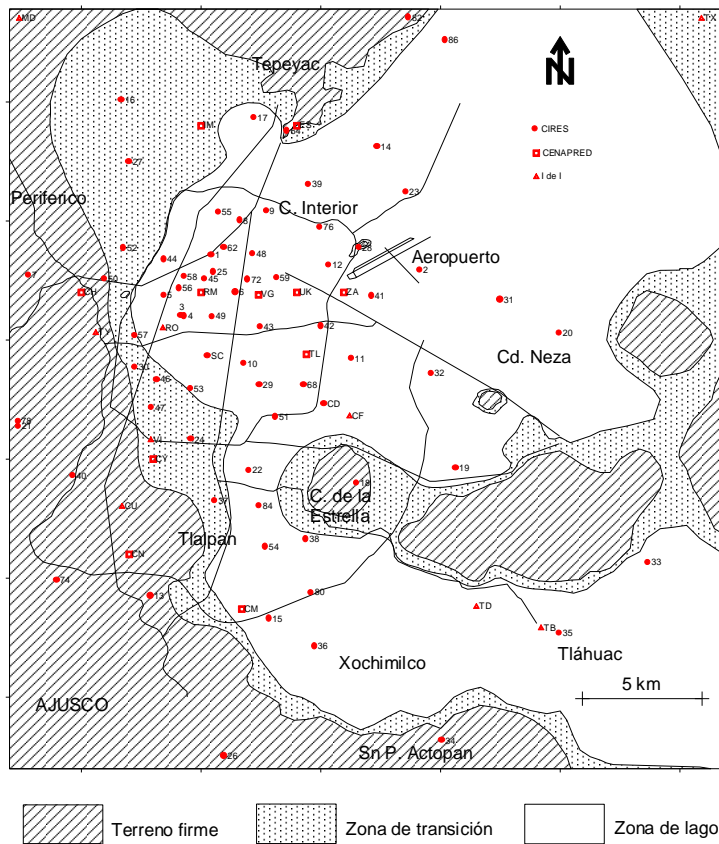


Figura 1 Ciudad de México: estaciones acelerométricas, sitios de referencia y zonas geotécnicas

*afectan otros, grupos:*

*trabajo han*

*aquí para los*

*incluye del D.*

*el sismo que*

*Las diseños de los incluye*

En 1979 ocurre el sismo de Petatlán (M=7.6) que produce algunos daños en la colonia Roma y derriba la Universidad Iberoamericana. En esos momentos se pensó que defectos estructurales habían causado el colapso del edificio, y no se consideró que los efectos de sitio pudieran haber sido tan importantes. Pero son los sismos de 1985 (M=8.1 y 7.6) originados en las costas de Michoacán los que provocan daño y destrucción sin precedente. Mueren más de cinco mil personas y se dañan más de dos mil edificios. Estos sismos dejan grandes lecciones sobre diseño de cimentaciones y edificios y, de manera trascendente, sobre amplificación sísmica en depósitos lacustres. Durante los sismos de 1985, la red de acelerógrafos manejada por el Instituto de Ingeniería contaba ya con 11 estaciones incluyendo sitios en zonas de transición y lago. El registro de aceleración en SCT evidencia la gran amplitud de la respuesta de ese sitio para periodos largos (T=2s). Haber captado el movimiento sísmico en SCT ha tenido para la ingeniería sísmica mundial una trascendencia enorme. Este registro es ya un clásico y cualquier trabajo que se publica en la literatura internacional sobre respuesta sísmica de valles aluviales incluye al menos una reflexión sobre el mismo.

A partir de 1985 la red crece considerablemente. A la fecha se cuenta con más de 170 acelerógrafos digitales distribuidos a lo largo y ancho del valle: 57% en campo libre, 14% en pozos y 29% en estructuras (Quaas y otros, 1993). La densidad de acelerógrafos es mayor en las zonas céntricas y donde ha habido daños durante sismos recientes.

## EFFECTOS DE SITIO EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Algunos de los efectos de sitio mencionados en la clasificación mencionada al principio de este trabajo se tratan ampliamente en este trabajo como los debidos a la topografía del terreno y por la presencia de estratos superficiales de arcilla. Sin embargo, al parecer no existen estudios para el valle sobre efectos de sitio debidos a licuación, por cambios de la estructura superficial o por deslizamientos. Esto último es particularmente desafortunado ya que en la zona de lomas hay perfiles topográficos que pudieran ser vulnerables ante la acción sísmica de temblores cercanos con energía de alta frecuencia.

Distintos métodos se han utilizado en la Ciudad de México para conocer o estimar los efectos de sitio. Por ejemplo, con las observaciones macrosísmicas de sismos históricos (García y Suárez, 1996) se sabe que en la época prehispánica hubo un sismo donde “se desgajaron los cerros”, y distintos relatos del México Colonial e independiente evidencian la gran destrucción en determinadas zonas de la ciudad, incluyendo algunas en terreno firme. Por otro lado, observaciones durante los sismos de las últimas décadas han permitido construir mapas de daño que han sido tomados en cuenta para la microzonificación; además, mediante observaciones del daño en estructuras durante el sismo de 1985, se realizó un estudio de intensidad sísmica (Iglesias, 1987) correlacionando los resultados con los efectos de sitio. Con respecto a la técnica de microtemblores (Lermo y Chávez-García, 1994), se han completado y definido con precisión las curvas de periodo dominante de la zona de lago. Aunado a todo lo anterior, existen numerosos estudios geológicos, geotécnicos y geofísicos que han permitido conocer mejor las características del valle (Auvinet et al., 1996). Sin embargo, el mayor avance en el conocimiento de la amplificación proviene de los datos de movimientos fuertes o sismos intensos, tema que se trata con más detalle en las siguientes páginas.

## MOVIMIENTOS FUERTES EN EL VALLE DE MÉXICO ANTE TEMBLORES DE SUBDUCCIÓN

Los datos registrados en el valle de México son una combinación de las características de la fuente, la trayectoria de las ondas, el efecto regional de la cuenca y los efectos de sitio en cada estación. Los efectos de la fuente definen las características propias de cada sismo como su magnitud y contenido de frecuencias, entre otros. El efecto de la trayectoria tiene su principal influencia en la atenuación del movimiento y, de manera menos evidente, en movimientos distintos según la fuente sísmica de donde proviene el sismo (Pérez-Rocha 1998; Montalvo et al., 2000). El análisis de estos efectos sale de los alcances de este trabajo. A continuación se describe, en forma general, el efecto de la amplificación regional del valle y, en forma detallada, los efectos de sitio o amplificación local.

### Movimiento observado en terreno firme

Contrariamente a lo que podría esperarse aun para sitios de terreno firme dentro del valle se observan amplificaciones espectrales importantes con respecto a sitios más cercanos a la fuente. Esta amplificación no es fácilmente observable en los acelerogramas ya que se presenta sólo en un rango limitado de frecuencias. Rodríguez (1996) calculó amplificaciones espectrales de hasta doce veces en periodos de dos a cuatro segundos para los sismos ocurridos en el estado de Guerrero, aunque estas amplificaciones son menos notorias para los sismos que provienen de Michoacán. Estos resultados son consistentes con los obtenidos por Ordaz y Singh (1993) que muestran que los sitios en terreno firme en el valle de México presentan amplitudes espectrales diez veces mayores a las esperadas a distancias epicentrales semejantes para un intervalo de periodos particularmente dañino para la ciudad (de 0.1 a 10.0 s).

Antes de contar con varios registros de terreno firme para un mismo temblor, se consideraba que las diferencias del movimiento entre los sitios en zona I eran despreciables. Durante el temblor del 25 de abril de 1989 estas diferencias se hicieron evidentes, siendo hasta el sismo del 14 de septiembre de 1995 cuando se miden de manera confiable. Tanto los registros de aceleración, como los espectros de respuesta de pseudoaceleración y desplazamiento correspondientes presentan diferencias notables. Por ejemplo, en aceleración máxima:  $0.05 \text{ m/s}^2$  para el sitio 64 y  $0.25 \text{ m/s}^2$  para el 21, un factor mayor que cuatro. Estas diferencias se pueden atribuir principalmente a los efectos de topografía superficial y a la compleja estructura profunda del valle (Montalvo et al., 2000).

Analizando estos registros en el dominio de la frecuencia se observan dos grupos que, atendiendo a la amplitud de sus espectros de Fourier, presentan un comportamiento bien definido. El grupo Sureste (estaciones 07, 13, 21, 34, 40, 50, 74, 78, CU, CH y TY) tiene mayor amplitud que el grupo Noreste (64, ES, TX, MR), mientras que las estaciones que no pertenecen a estos grupos (18 y 28) tienen una respuesta intermedia. Esta observación puede explicarse por la presencia de formaciones recientes en la zona Suroeste de la ciudad, lo que provoca una considerable amplificación de las ondas que llegan a la superficie. Lo contrario sucede con el grupo Noreste cuyas estaciones se encuentran desplantadas en depósitos más antiguos.

Aunque por un lado las diferencias entre los sitios de terreno firme es notable, por otro los sitios de un mismo grupo tienen en promedio el mismo comportamiento espectral. Esta última observación nos ha permitido definir el movimiento hipotético de terreno firme de un sismo como el promedio de los espectros de Fourier de las estaciones que lo registraron.

Con el objeto de obtener resultados cualitativos de los efectos de topografía superficial se han modelado montañas (Reinoso et al., 1994) con dimensiones similares a los cerros del Peñón y de La Estrella que se encuentran instrumentados con acelerógrafos. Se encontró que es posible observar efectos sísmicos en montañas del orden de las diferencias que indican los registros. Es claro que para predecir con certeza el movimiento en montañas reales se requiere, además de un estudio geológico completo, de estudios paramétricos con diferentes ondas incidentes y modificando el ángulo de incidencia tanto en el plano vertical como en el horizontal.

### Amplificación en la zona lacustre

*En el valle de México se manifiestan de manera dramática los efectos de amplificación dinámica en depósitos lacustres. Para algunas frecuencias, la amplificación puede ser mayor a 500 veces la esperada en sitios a la misma distancia epicentral, y hasta 100 veces la observada en terreno firme o zona 1. Esta amplificación se debe al*

*entrapamiento de ondas por el contraste entre las características dinámicas de los depósitos superficiales y la roca basal. En el dominio de la frecuencia, la forma y amplitud de esta amplificación están controladas por el contraste de impedancias elásticas, el amortiguamiento del suelo, las características del campo incidente y la geometría del valle. En el dominio del tiempo la respuesta se refleja en movimientos más armónicos, en el incremento de la duración y en la mayor amplitud de los registros. La figura 2 es un ejemplo de esta amplificación donde se presentan las aceleraciones del componente norte-sur de algunas estaciones que registraron el sismo del 14 de septiembre de 1995. La distribución geográfica de las estaciones permite conocer la gran diferencia que hay en el movimiento horizontal entre las diferentes zonas geotécnicas. Las aceleraciones en la zona de lago muestran variaciones espaciales importantes y una duración excepcional. Típicamente, después de una porción con excitación de banda de frecuencias relativamente ancha se observa una coda monocromática con duración mayor a cien segundos.*

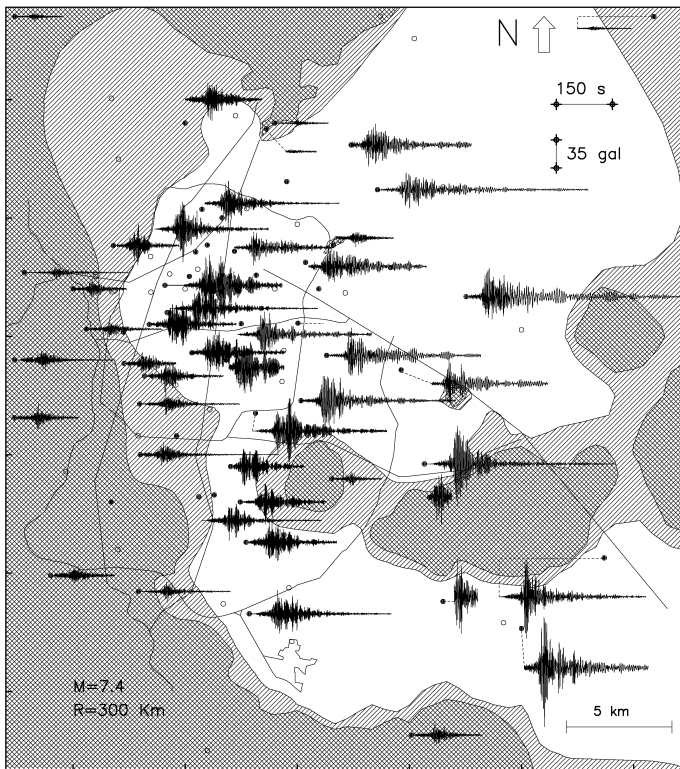


Figura 2 Aceleraciones durante el sismo del 14/9/95

### Cocientes espectrales

Utilizando CU como estación de referencia, Singh et al. (1988) calcularon cocientes espectrales de los sismos ocurridos hasta 1988. La razón para utilizar CU era obvia: desde 1964, había sido la estación de referencia con registros de más de 20 sismos moderados y grandes. Aunque los cocientes calculados por Singh et al. mostraban en términos generales el mismo patrón de amplificación, exhibían, a la vez, diferencias importantes si se utilizaban para predecir el movimiento en términos de espectros de respuesta. Un estudio posterior (Reinoso, 1991), utilizando más eventos demostró que esas diferencias eran menores, y en muchos casos mucho menores, si se utilizaba como movimiento de referencia el espectro de amplitud de Fourier promedio de las estaciones en zona I.

Si tomamos el espectro promedio de los sitios del suroeste como movimiento de referencia, como se ha hecho en este trabajo, los cocientes obtenidos son más parecidos de un sismo a otro. Esto es debido a que los sitios en zona de lago se encuentran en contacto directo con las formaciones geológicas del suroeste, mientras que los del norte son más profundos. La estación 21 (Universidad Iberoamericana) al oeste de la ciudad, ha sido colocada sobre un relleno artificial y se comporta como sitio en zona de transición. Por esta razón y a pesar de que pertenece al

grupo suroeste, no ha sido tomada en cuenta para calcular el espectro de referencia promedio. Todas estas diferencias han sido sistemáticamente observadas durante todos los sismos; aquellas diferencias entre los espectros de una misma zona, que no tienen una explicación convincente, deben ser tomadas como aleatorias (Montalvo et al., 2000).

Con el objeto de validar la técnica de los cocientes espectrales se presentó un análisis de los sitios VI, SC y CD (Reinoso y Ordaz, 1999) que han registrado numerosos sismos incluidos el gran terremoto de 1985. Los datos utilizados incluían una gama importante de intensidades y sirvieron para medir el nivel en que estos sitios responden de manera lineal. El espectro promedio en CD mostró mayor dispersión que VI y SC. La comparación con la función unidimensional muestra similitud entre ambos resultados, pero las desviaciones estándar para los cocientes son grandes alrededor del periodo  $T_s$ . Un factor de dos es la diferencia en algunos periodos entre el cociente y la función analítica.

Considerando solo aquellos sismos ocurridos a una misma distancia del área de ruptura a CD, se encontró (Reinoso y Ordaz, 1999) que la variación del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , y la amplitud máxima del cociente,  $A$ , se pueden obtener con las expresiones

$$T_s = 3.1 + 1.6 \nu \tag{1}$$

$$A = 29 - 26.5 \nu \tag{2}$$

donde  $\nu$  es la amplitud del espectro suavizado de Fourier en 0.33 Hz, que es la frecuencia dominante el sitio. Para las expresiones anteriores se obtuvieron coeficientes de correlación de 0.83 y 0.18, respectivamente. Esto es, durante sismos débiles y microtemblores el periodo y la amplitud máxima del cociente en CD será de 3.1 segundos y 29, respectivamente, mientras que para sismos intensos será de 3.75 y 18 (precisamente los valores observados durante 1985). Estas son claras evidencias de, aunque pequeño, comportamiento no lineal y se ha

mostrado una manera práctica de tomarlos en cuenta.

En la figura 3 se muestra que si normalizamos cada cociente entre su respectivo  $T_s$  para cada sismo y componente horizontal, el nuevo cociente promedio tiene desviaciones estándar 30 y 50 por ciento más pequeñas comparadas con las

desviaciones obtenidas al hacer el promedio de los cocientes sin normalizar. De esta manera, para predecir el cociente espectral según la intensidad del sismo (en este caso la amplitud del espectro de Fourier  $\nu$ ), bastará con emplear las ecuaciones 1 y 2 para obtener  $T_s$  y  $A$  y multiplicarlo por las ordenadas del cociente normalizado. Así, se propone una manera práctica y sencilla de tomar en cuenta la variación de los cocientes en función de la intensidad del sismo, se deba o no a comportamiento no lineal.

### Cocientes espectrales promedio

A continuación se presenta un resumen de los cocientes espectrales promedio obtenidos (Reinoso y Ordaz, 1999). Los sitios de transición exhiben el mismo comportamiento para todos los sismos. Las desviaciones estándar calculadas en o cerca del periodo dominante de las estaciones ( $T_s < 1.0$  s) es casi cero. En ningún caso parece haber evidencias de que los sismos de falla Normal provocan patrones de amplificación distintos que los sismos de subducción.

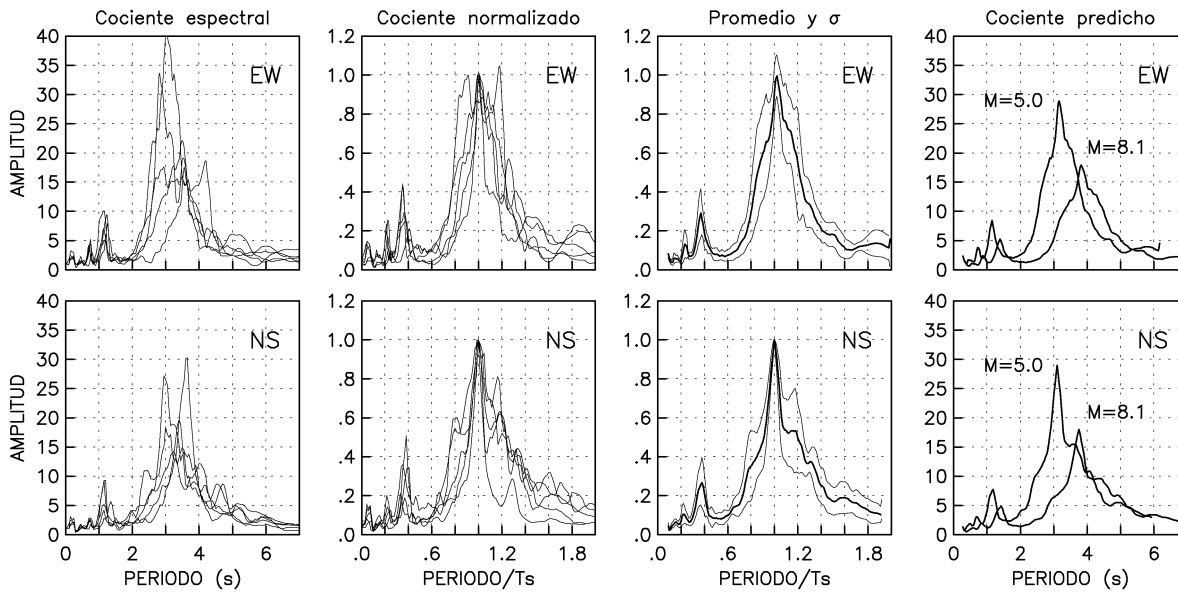


Figura 3 Cocientes espectrales para distintos sismos en la estación CD

Con respecto a sitios en zona II y III, aquellos con periodo dominante menor a 1.8 s se comportan bien. Este es el caso para la mayoría de los sitios donde hubo daño durante el sismo de 1985. Entre estos sitios se encuentran los ubicados entre el Cerro de la Estrella y CU con periodos dominantes alrededor de 1.4 s y con cocientes espectrales iguales para todos los sismos, incluyendo sismos pequeños. No existe evidencia de ondas superficiales generadas en esta zona como ha sido sugerido por (Iglesias, 1988) en un intento por explicar los daños observados en esta zona durante el terremoto de 1985. Los patrones de amplificación en esta zona pueden ser fielmente predichos por el modelo unidimensional (Reinoso, 1994).

Para sitios con periodos dominantes entre 1.8 y 2.5 s, donde la mayor parte de los daños durante sismos se han observado, los cocientes espectrales promedio muestran desviaciones estándar mayores que para los de periodo dominante menor. Algunos de estos cocientes alcanzan amplitudes máximas en el periodo dominante del sitio hasta de 30. La validez de usar estos cocientes radica en que para sitios cercanos y con prácticamente el mismo periodo dominante como las estaciones 55 y 56 (Figura 1) la diferencia en amplitud máxima es considerable: de 10 para el sitio 55 a 30 para la 56.

Los sitios en zona de lago con periodos alrededor de 3 s alcanzan amplificaciones de hasta 50 veces. Las diferencias entre ambos componentes horizontales y las desviaciones estándar son mayores que para sitios de periodo menor. Algunos de estos sitios se encuentran en zonas donde ha habido daños durante sismos, como la estación 49 (Centro Médico) donde algunos edificios colapsaron durante los sismos de 1985. El sitio 36, en el corazón del lago de Xochimilco, muestra un comportamiento regular pero con enormes amplificaciones (40 a 50 veces).

Los sitios sobre zonas de lago más profundas en Xochimilco-Tláhuac y Texcoco tienen periodos dominantes entre 4 y 5.1 s, y alcanzan amplitudes hasta de 75 veces. La variación de un sismo a otro puede llegar a ser considerable; inclusive, el comportamiento entre ambos componentes horizontales durante un sismo es generalmente distinto. A pesar de la gran amplificación y de que algunas de esas zonas están muy pobladas, nunca se ha observado daños durante sismos, posiblemente debido a que no existen en esas zonas edificaciones con periodos dominantes tan largos como los del suelo. Las estaciones 35 y TB presentan un comportamiento atípico. En esa zona, los depósitos de arcilla alcanzan más de 130 m de profundidad y al parecer allí gobiernan patrones complejos de amplificación. El periodo dominante debería de ser de 5 s pero el cociente muestra numerosos picos y no coinciden para ambos componentes.

Aunque la zona de lago del valle de México tiene bordes suaves con respecto a la zona I, existen algunos sitios, además del 35 y TB, que sugieren comportamiento bi y tridimensional del valle. Los cocientes calculados para el sitio 17 no muestran un periodo dominante claro sino un grupo de pequeños picos entre 1 y 2.2 s. Lo que sorprende más es que este comportamiento se observa para todos los sismos y el cociente promedio muestra desviaciones estándar muy pequeñas. Los patrones de amplificación que gobiernan a la estación 17 no se pueden explicar con modelos unidimensionales. Pero, al mismo tiempo, son constantes y poca variación se observa durante los sismos registrados. El sitio 33, cerca del borde del lago sur, parece estar influenciado por el azimut del sismo, una hipótesis que debe ser confirmada durante sismos futuros y por modelos matemáticos. El sitio TD durante el sismo de 1985 también mostró un comportamiento similar al sitio 33.

#### Cocientes de una misma estación

*Se ha propuesto un método alternativo para medir la amplificación (Lermo y Chávez-García, 1993) utilizando cocientes espectrales entre los componentes horizontales y el vertical. Esta técnica, que fue inicialmente propuesta para obtener amplificaciones durante pruebas de vibración ambiental, no necesita una estación de referencia, por lo que no se tienen las incertidumbres respectivas al escoger esta estación. El método ha sido empleado en la ciudad de México debido a que el movimiento vertical no cambia significativamente entre las distintas zonas geotécnicas.*

*Para el caso de CD, los cocientes obtenidos de una misma estación (Reinoso y Ordaz, 1999) varían mucho más que los obtenidos con respecto a terreno firme. Estos cocientes no miden de manera consistente el periodo  $T_s$  ya que los valores varían desde 1.2 hasta 4.7 s, y no es posible notar si existe alguna tendencia con respecto a la intensidad del sismo. El cociente promedio es muy plano y ancho, sin periodo dominante definido y con desviaciones estándar 30 por ciento mayores comparadas con las calculadas para el cociente promedio. La ventaja de usar esta técnica es cuando no se cuenta con registros simultáneos en sitios de referencia, pero la cantidad de datos obtenidos en la ciudad es suficiente para encontrar muchos registros simultáneos para todos los sismos.*

*Mapas de amplificación*

*Es muy deseable que se con confiabilidad los amplificación en de la Ciudad de México. que el movimiento dentro varía considerablemente cuantas decenas de demasiado ambicioso características de ese cualquier lugar de la Usando un esquema de (Pérez-Rocha, 1998), se cocientes espectrales en que no cuente con acelerométrica. En este espectros de diseño de más exactos y confiables incluidos en una zona, se con el cociente interpolado propuesto como escenario (Ordaz et al., 1988). Otra estos cocientes con mapas de igual relativa para diferentes terreno (Reinoso y Ordaz, ingeniero que diseña una estructura o que revisa el*

*comportamiento de una ya existente es importante conocer qué tan peligroso es el sitio en función del periodo dominante de la estructura. La Figura 4 presenta cuatro mapas de igual amplificación para distintos períodos estructurales  $T_s=1.5, 2, 3$  y  $5$  segundos. Estas figuras son similares a las publicadas por Singh et al. (1988) pero han sido calculadas con más estaciones y para más terremotos. Las curvas se formaron escogiendo el mayor valor de amplificación de cada cociente dentro del intervalo  $T_s \pm 0.25$  segundos. Se añadieron algunos sitios para que las curvas siguieran contornos razonables en la zona de lomas. Las curvas son más confiables donde la densidad de estaciones es mayor.*

*Debido a que la ciudad de México es afectada principalmente por sismos de subducción, el movimiento incidente es largo y rico en periodos también largos ( $1 < T < 3$ ). Es por esto por lo que amplificaciones mayores a 20 veces del mapa de la Figura 4 deben ser consideradas ( $T_s=1.5, 2$  y  $3$  sec) como zonas de gran intensidad sísmica, particularmente para edificios altos y flexibles. Estas curvas corresponden, como fue indicado por Singh et al. (1988), con las zonas donde se han observado daños en sismos recientes. Algunas zonas con gran amplificación también debe considerarse como el lago de Xochimilco. La curva de 5 segundos muestra la gran amplificación que experimentan estos sitios, aunque no deben esperarse daños mayores en estas zonas.*

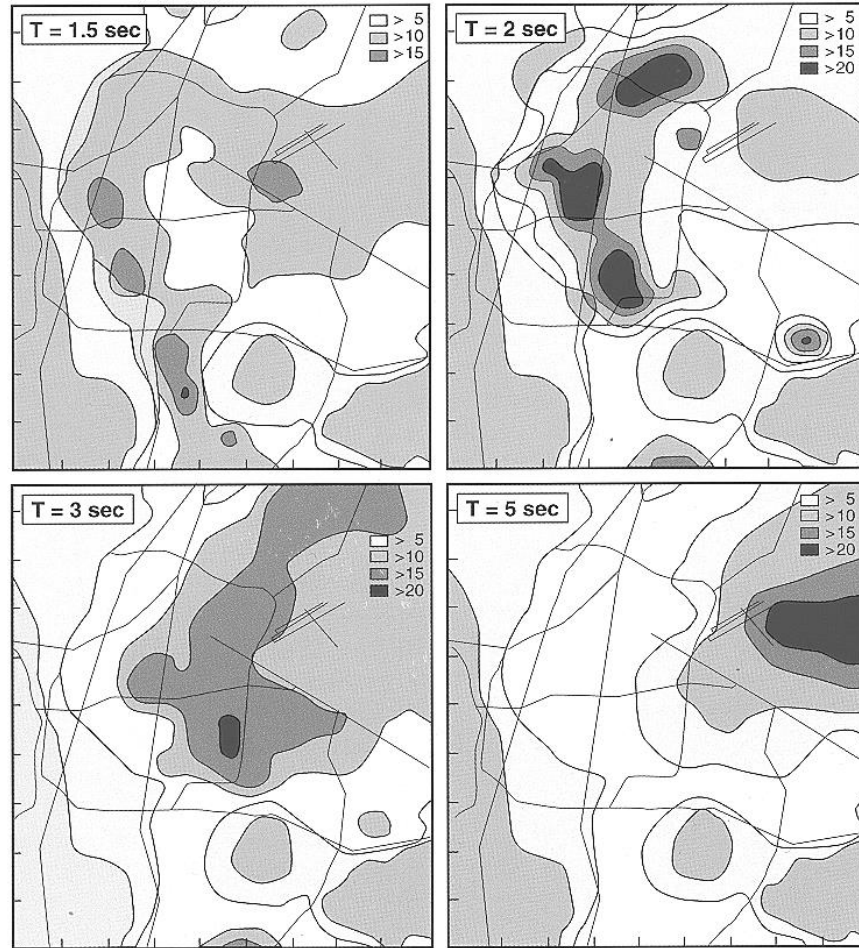


Figura 4 Mapas de igual amplificación relativa para cuatro periodos estructurales

*pueda predecir valores de cualquier sitio Pero, debido a de la ciudad en unas metros, es predecir las movimiento en ciudad. interpolación pueden obtener cualquier sitio información sentido, sitio, que son que los pueden obtener y algún sismo probable manera de ver interpolados es amplificación periodos del 1999). Para un nueva*

A partir de un cociente espectral, el periodo dominante del sitio será el asociado a la máxima amplitud de ese cociente. En general, para un mismo sitio, el periodo es muy similar para ambos componentes y de un sismo a otro. De esta manera se han calculado más de 90 periodos dominantes dentro del valle. Paralelamente, el uso de la técnica de microtemblores (Lermo et al., 1990) ha dado buenos resultados para medir el periodo dominante en la zona de lago. Ambas técnicas han sido comparadas y sus resultados combinados (Reinoso y Lermo, 1991; Lermo y Chávez-García, 1994) para obtener mapas de periodo dominante. Con estos mapas se han construido el nuevo reglamento para el DF.

La importancia de conocer el periodo dominante del suelo en un sitio dado, está en que debe evitarse construir allí estructuras con periodos similares. Ello reduciría la probabilidad de que la estructura entrara en resonancia con el suelo. Además, el reglamento vigente permite hacer una reducción del coeficiente sísmico cuando se conoce el periodo del suelo (Apéndice A4), y tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (Apéndice A7) en donde el periodo del suelo es un parámetro necesario para los cálculos.

**Respuesta de un edificio de de 13 pisos**

Reinoso et al. (2000) estudiaron el comportamiento de un edificio de marcos de colocado en distintos sitios de la ciudad de sometió a los tres registros captados durante el 1985 (SCT, VI y CD) y las características de interpolaron para obtener la respuesta en otros continua, figura 5), caracterizados por su periodo donde no se captó el sismo. Se obtuvieron el rango no lineal en términos de las distorsiones contra el periodo del terreno normalizado entre el estructura (1.4 segundos) y se muestran en la periodos de los sitios variaron desde 0.5 hasta 3.3 figura presenta distorsiones de entrepiso. Si la hubiera tenido un comportamiento elástico, el figura hubiera aparecido en  $T/T_e=1.0$ . Sin debido al comportamiento no lineal, la estructura se degrada y su periodo se alarga. Es por ello por lo que el peor sitio, según la gráfica, para ubicar a esta estructura no es cuando coincide con el del suelo, sino cuando el periodo de ésta es  $0.7T_e$ .

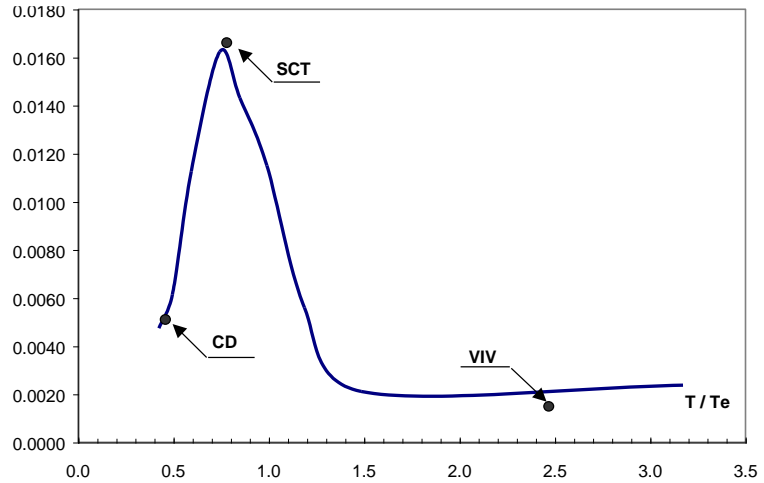


Figura 5 Distorsiones de entrepiso para un edificio de 13 niveles de marcos de concreto ubicado en distintos sitios de la zona III

concreto México. Se sismo de éstos se sitios (línea dominante, resultados en de entrepiso periodo de la figura 5. Los segundos. La estructura pico de la embargo,

**Duración del movimiento**

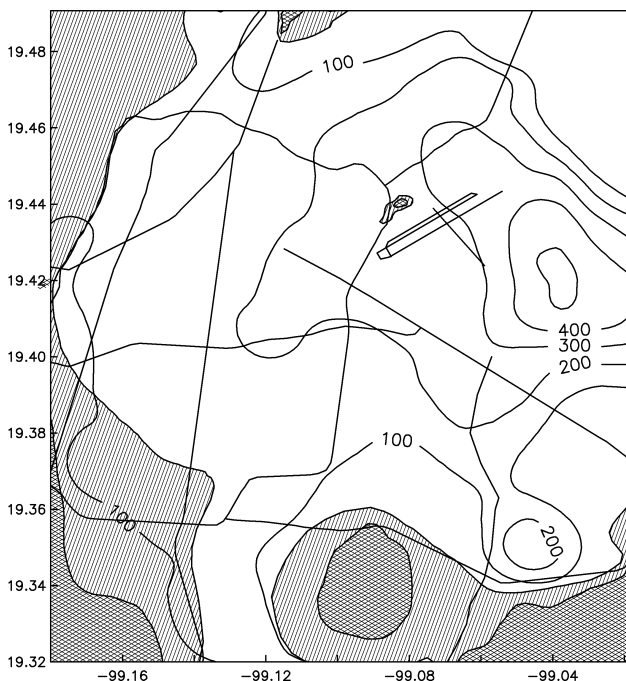


Figura 6 Curvas de igual duración del movimiento fuerte del terreno para el centro de la ciudad de México

Un aspecto que no ha sido estudiado y atacado directamente es la duración del movimiento. El interés por integrar de alguna forma esta duración del movimiento al análisis de estructuras se debe al deterioro que éstas sufren por carga cíclica. Las estructuras están sometidas a grandes solicitaciones ante un número elevado de ciclos. Por ahora, la herramienta más utilizada en diseño sísmico es el espectro de respuesta que por su definición no considera la duración del movimiento. Es claro que no basta diseñar las estructuras para que resistan una determinada fuerza; hay que considerar el deterioro que sufren ante un cierto número de ciclos. Resalta la necesidad de desarrollar en el diseño estructural, una técnica que involucre a la duración en forma explícita, sobre todo en la zona de lago donde la gran duración y su consecuente degradación pueden llegar a ser parámetros vitales en la resistencia estructural.

Se ha propuesto medir la duración como el lapso entre el cual se presenta el 2.5 y el 97.5% de la energía contenida en el acelerograma (Reinoso y Ordaz, 2000). De esta manera se obtiene para cada registro una duración correspondiente al tiempo bajo el cual se presenta la parte más relevante del acelerograma. A la duración así calculada se le conoce como duración de la etapa intensa.

Desde el trabajo pionero de Esteva y Rosenblueth (1963) ha habido numerosos intentos por predecir la duración del movimiento sísmico. Recientemente (Reinoso y Ordaz, 2000) se ha elaborado una expresión para predecir la duración en términos de la magnitud, distancia epicentral y periodo dominante del sitio:

$$D = 0.01 e^M + (0.036 M - 0.07) R + (4.8 M - 16) (T_s - 0.5)$$

donde el primero, segundo y tercer termino de la ecuación anterior corresponden a la contribución a la duración de la fuente, distancia epicentral y efectos de sitio, respectivamente.  $T_s$  debe ser igual que 0.5 segundos para sitios con  $T_s < 0.5$  segundos, esto es sitios de roca y suelo firme. La figura 6 muestra el mapa de la ciudad de México con contornos de igual duración del movimiento fuerte del terreno para el sismo de Manzanillo de 1995. Se observan valores de amplificación de hasta 400 segundos.

### ENERGÍA

Los terremotos son fenómenos en que enormes cantidades de energía mecánica acumulada en las zonas de interacción entre placas tectónicas durante décadas o incluso siglos es liberada en periodo muy cortos de tiempo.

El diseño basado en energía involucra la consideración de dos aspectos esenciales: el primero se relaciona al establecimiento del sismo de diseño y el segundo con la evaluación de la absorción de energía real y la capacidad de dispersión de energía de la estructura. El objetivo de estas líneas es introducir una propuesta que podría contribuir a la solución del primero de los aspectos antes mencionados.

#### Espectros de energía de entrada en el valle de México

En la figura 6 se muestran los espectros elásticos de energía de entrada de los registros localizados en las estaciones del valle de México para el sismo del 25 de abril de 1989 en el componente norte-sur (Huerta y Reinoso, 2000). Se observa que los espectros en terreno blando presentan un pico bien definido en el periodo dominante del terreno. Existe una gran variación en la magnitud de la energía entre distintas estaciones, incluso para las estaciones que tienen suelos con el mismo periodo dominante. La estación SC no es la estación con mayor demanda de energía dentro del valle (línea más gruesa en color negro de la figura 6), de hecho, para este sismo, el pico de la estación SC tiene una ordenada espectral de aproximadamente un octavo de la ordenada espectral máxima de la estación con mayor energía (49). Esta estación tiene la mayor ordenada con un periodo igual a 3 segundos. Las estaciones con mayores ordenadas espectrales se localizan en la colonia Roma, que es una zona que en sismos grandes ha reportado daños. En periodos menores a 1.8 segundos la demanda de energía es muy pequeña, incluyendo las estaciones localizadas en terreno firme

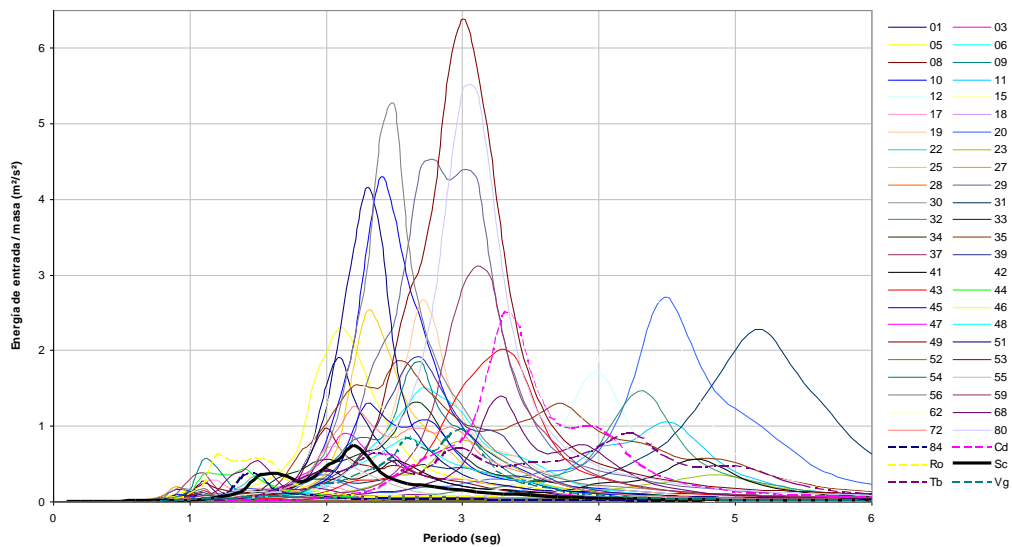


Figura 6 Espectros de energía de entrada del sismo del 25 de abril de 1989 en la ciudad de México (norte-sur)

**Curvas de igual energía en el valle de México**

Con los espectros mostrados en la figura 6 calculados para el sismo del 25 de abril de 1989, se realizaron las curvas de igual energía para varios intervalos de periodos estructurales (figura 7). Se realizaron cuatro gráficas que corresponden a periodos estructurales de 2, 3 y 5 segundos y se calcularon tomando el mayor valor en un intervalo de  $\pm 0.2$  segundos en cada periodo. Las curvas corresponden a cuatro diferentes niveles de energía, del tono más claro al más oscuro, y corresponden a intervalos de 0.1 a 1.0, de 1.0 a 1.9, de 1.9 a 2.8 y mayor que 2.8  $m^2/s^2$ , respectivamente. La gráfica más interesante es la correspondiente al periodo de 3 segundos, ya que es el periodo en el que las ordenadas espectrales son mayores. Para este sismo existe más energía de entrada en la parte oeste de la zona de lago que corresponde a los sitios que históricamente han mostrado ser los más afectados durante sismos de subducción.

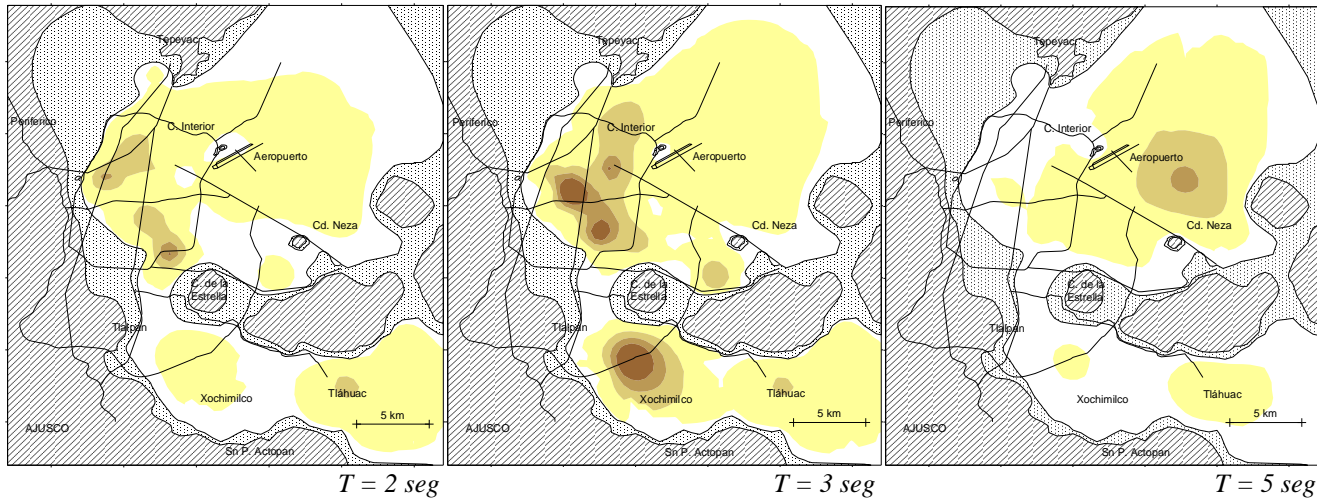


Figura 7 Curvas de igual energía de entrada para cuatro periodos en el valle de México (Huerta y Reinoso, 2000). Los cuatro diferentes niveles de energía (del tono más claro al más oscuro) corresponden a intervalos de 0.1 a 1.0, de 1.0 a 1.9, de 1.9 a 2.8 y mayor que 2.8  $m^2/s^2$ , respectivamente

**Direcciones principales de energía**

Los registros de aceleración del terreno se obtienen convencionalmente en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí: norte-sur y este-oeste. Se ha observado que en general no existen diferencias notables entre ambos componentes horizontales (Reinoso y Ordaz, 1999). Sin embargo, estas direcciones no son las direcciones principales de energía y es de esperarse que existe una dirección del movimiento en que la energía es mayor. Así se calculó para el registro de la estación SC del sismo del 19 de septiembre de 1985 donde la dirección principal corresponde a N60E y la energía vale 30  $m^2/s^2$ . A 90 grados de esta dirección (S30E) se presenta la menor energía (5  $m^2/s^2$ ). La dirección principal de energía corresponde al azimut del sismo, es decir, la dirección de la recta que une los puntos del epicentro con la estación donde se obtuvo el registro. Esto no parece ser tan relevante en el diseño de las estructuras, ya que éstas no se diseñan para una dirección en particular sino se considera que la onda puede llegar en cualquier dirección.

**Espectros de energía de entrada y de histéresis**

*Los espectros de energía más relevantes son los de energía de entrada y los de histéresis ya que son los que se relacionan con la demanda de energía que impone el sismo a la estructura y con el daño que esta puede sufrir. La figura 8 muestra una representación espacial de los espectros de energía de entrada y de histéresis de un registro localizado en suelo blando (estación SCT) durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. En estos espectros se utilizó un eje adicional perpendicular al plano del espectro, el cual representa el coeficiente sísmico de fluencia  $C_y$ . Con ello se puede observar la variación de los espectros con diferentes niveles de comportamiento inelástico. En estos cálculos se consideró que la estructura tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.*

La traza de la superficie de los espectros de energía en el plano vertical con  $C_y=1.2$  (mayor coeficiente sísmico) representa el espectro de energía con comportamiento elástico. Conforme se reduce el coeficiente sísmico  $C_y$  se tiene comportamiento inelástico con ductilidades

mayores. Es decir, a menores resistencias del oscilador mayor su comportamiento inelástico. Es importante destacar que los espectros inelásticos mostrados en la figura 8 no tienen limitada la ductilidad, por lo que para valores muy bajos de  $C_y$  la ductilidad tiene valores muy grandes. Por ejemplo, para  $C_y=0.2$  la mayor demanda de ductilidad es de 1.78 y para  $C_y=0.5$  es de 0.33. Es difícil pensar en una estructura que tenga valores de  $C_y$  menores a 0.2.

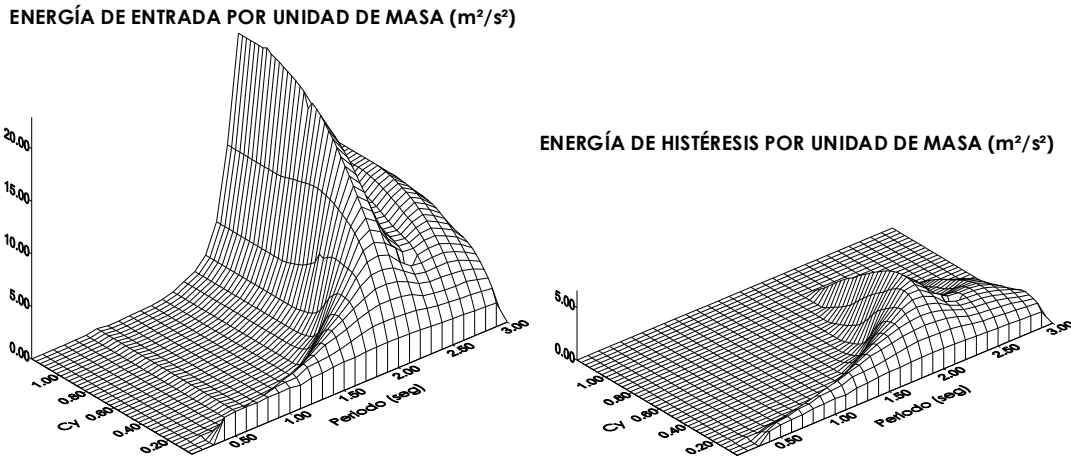


Figura 8 Representación espacial de espectros de energía en SCT (EW) durante el sismo del 19 de septiembre de 1985

Se observa que los espectros de energía total y de histéresis presentan un pico en el periodo predominante del terreno, aproximadamente dos segundos para esta estación. De estos diagramas resulta evidente qué estructuras son más vulnerables en esta zona para este tipo de temblor (estructuras con periodos de 2 segundos). Para periodos cortos existe una ausencia de demanda de energía y en el periodo predominante del terreno un cambio abrupto demandando gran cantidad de energía.

Diseñar las estructuras para que su comportamiento sea elástico significa que no se presenta energía de histéresis en la estructura y por lo tanto no se presenta daño. Sin embargo, resulta sumamente costoso proporcionar los elementos de las dimensiones necesarias para lograr este comportamiento. En la práctica de diseño de estructuras no es común proyectar estructuras elásticas, por lo que es necesario balancear el daño permitido por comportamiento inelástico con el costo total de la estructura.

### Modelado de la respuesta sísmica de la zona de lago del valle de México

Se han propuesto modelos bidimensionales del valle que para esa zona pudieran reproducir mejor el movimiento de lo que lo hace el modelo unidimensional y a pesar de que los resultados son mejores no son del todo convincentes (Reinoso, 1997). Al parecer, no solo el espesor y las características del valle son relevantes, como lo supone el modelo unidimensional, sino que los bordes y la forma del valle afectan los patrones de amplificación, para lo que se requiere, además del modelo bidimensional simplificado ya propuesto (Reinoso, 1997), modelos tridimensionales que puedan predecir mejor la respuesta del valle y poder explicar los cocientes que se obtienen con los datos.

Conviene mencionar también la contribución de los modelos numéricos en el conocimiento de los efectos de sitio del valle. Cuando las ondas sísmicas chocan con estratos de menor velocidad tienen que ganar amplitud para conservar la energía. Por ello, entre mayor sea el contraste de propiedades entre la roca o suelo firme y los estratos blandos mayores serán los efectos de amplificación. Al contraste de propiedades se le conoce como contraste de impedancias, que es el cociente de la velocidad de las ondas de corte y la densidad de la roca entre las mismas propiedades pero del suelo. Pero la amplificación no solo dependerá del contraste mencionado sino de la forma del valle y de la incidencia de las ondas.

***Para conocer en forma teórica la amplificación dinámica en cualquier suelo blando es necesario recurrir a modelos de propagación de ondas. El método más sencillo para cuantificar la amplificación dinámica en suelos es el modelo 1D. Este modelo considera que los estratos tienen una extensión horizontal infinita, lo que implica que el valle no tiene bordes ni cambios en la distribución horizontal de los sedimentos. Desafortunadamente, todos los valles presentan distribución irregular de estratos y dimensiones finitas, por lo que para conocer mejor su comportamiento***

***sísmico se requiere de modelos en dos (2D) y tres (3D) dimensiones y así poder explicar los patrones de amplificación. Estos modelos son en general más sofisticados que el 1D y requieren de mayores recursos matemáticos, numéricos y de cómputo. Si bien las simplificaciones del modelo 1D parecerían grandes y burdas, muchos de los valles aluviales más relevantes en ingeniería sísmica, como el de México, tienen un comportamiento fundamentalmente unidimensional.***

Aunque estos modelos, por flexibles y versátiles, pueden arrojar información conceptual y cualitativa de mucha utilidad, la calidad de los resultados dependerá de la información de las características de los suelos con la que se cuente como la densidad, la velocidad de las ondas de corte, el módulo de Poisson y el amortiguamiento. En general, se ha observado que la comparación entre los resultados de modelos numéricos y las observaciones durante sismos es aún pobre y no del todo satisfactoria.

Con el modelo unidimensional es posible explicar gran parte de los efectos de amplificación en el valle de México ya que éste es relativamente plano y superficial: tiene menos de 150 m de profundidad y se extiende algunas decenas de kilómetros de ancho y largo. Además, el alto contraste entre las velocidades de propagación de las ondas S entre la capa dura y las arcillas, favorece el uso de modelos 1D. De hecho, este modelo ha sido el único empleado para predecir la amplificación del movimiento sísmico en sitios de zona de lago. Tal es el caso de los espectros de diseño contenidos en el reglamento de 1987 que fueron obtenidos a partir de resultados unidimensionales (Rosenblueth *et al.*, 1988) y ha sido empleado con éxito para reproducir en promedio las características de los espectros de respuesta en la zona de lago de la ciudad de México. Sin embargo, existen algunas zonas de la ciudad en donde el modelo 1D no ha sido tan eficiente para reproducir las funciones de transferencia y la amplificación observada durante sismos recientes.

Considerando las dimensiones y propiedades reales del valle de México, el modelado tridimensional del mismo está aún fuera del alcance de la capacidad de cómputo disponible. Algunas computadoras con procesadores en paralelo podrían ser capaces de resolver algunas partes del problema, pero son costosas y requieren programación especializada. Se han obtenido algunos resultados cualitativos pero son todavía de alcance limitado y no aportan información práctica relevante. Por ello, el modelado 2D es una opción más práctica para estudiar la respuesta del valle de México.

Reinoso *et al.* 1997 estudiaron el comportamiento del sitio 84 (Figura 1) durante sismos recientes y observaron que es fundamentalmente unidimensional. Argumentan que este sitio exhibe una respuesta 1D porque el cociente espectral o función de transferencia empírica es prácticamente el mismo a la función de transferencia obtenida del modelo 1D sin importar la intensidad, origen o azimut del sismo.

Aunque la mayoría de los sitios acelerométricos como la estación 84 exhiben un patrón de amplificación muy similar al predicho por el modelo 1D, hay algunas zonas donde los efectos 2D parecen ser importantes (Reinoso, 1991). Esto se aprecia en algunos bordes de la zona de lago y en sitios donde los depósitos lacustres son más profundos. El sitio TB ha sido escogido como un ejemplo de posibles efectos en 2D por los factores de amplificación tan irregulares que allí se han observado: los cocientes espectrales con respecto a los sitios de referencia son muy diferentes para los distintos sismos y con respecto al 1D. Utilizando una sección parabólica que se asemeja a la geología de la zona (Reinoso *et al.* 1997) se modeló la respuesta en TB y se obtuvo que los patrones bidimensionales son más parecidos a la respuesta observada que los del modelo 1D. Aunque estos resultados no son determinantes para ser tomados en cuenta en el RCDF muestran que es posible que algunos sitios del valle efectivamente tengan comportamiento 2 y 3D.

## CONCLUSIONES

Se han presentado las principales características de los efectos de sitio y sobre todo de aquellos que aumentan el peligro sísmico de la ciudad de México. Se han presentado las principales características de la respuesta sísmica del valle de México incluyendo los sitios de terreno firme. Sobre la zona de lago del valle, se ha puesto énfasis en la amplificación dinámica de los depósitos lacustres medida con cocientes espectrales.

Se mostraron algunos resultados de la duración del movimiento y de la energía contenida en los registros de aceleración, y se discute sobre la necesidad de incluir explícitamente en el diseño estos conceptos.

Por último se hace un resumen sobre los alcances y problemática del modelado teórico de los distintos efectos sísmicos expresados a lo largo del trabajo.

## AGRADECIMIENTOS

***Los datos necesarios para realizar este trabajo han sido colectados por personal de la Coordinación de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico y por el CENAPRED.***

## REFERENCIAS

- Auvinet G., Méndez E. y Juárez M. “Geotécnia del Valle de México: Evolución de los conocimientos y perspectivas”, *Memoria del Simposio “40 años de investigación y práctica en Geotécnia”*, I.de I-Solum ICA, **2**, 41-61, México, 1996.
- Esteva L. y Rosenblueth E. “Espectros de temblores a distancias moderadas y grandes”, *Bull. Mex. Soc. Seis. Eng.*, **2**, 1-18, 1964.
- García V. y Suárez G. “Los sismos en la historia de México”, *Ediciones Científicas Universitarias*, UNAM, 1996.
- Huerta B. y Reinoso E. “Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México”, *Aceptado para publicarse en las memorias Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León Gto (2000).
- Iglesias J. “Seismic zoning of Mexico City after the 1985 earthquake”, *Earthquake Spectra*, **5**, 257-272, 1988.
- Lermo J. y Chávez-García F. “Site effects evaluation at Mexico City: dominant period and relative amplification from strong motion and microtremors”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **13**, 413-423, 1994.
- Lermo J., Cabrera G., Cesati C. y Ortega R. “Estimación del periodo dominante en 18 sitios del D.F. utilizando mediciones de velocidad de ondas de cortante en pozos, microtremores y movimientos fuertes”, *Cong. Nac. Mecánica de Suelos*, San Luis Potosí, 1990.
- Lermo J. y Chávez-García F. J. “Site effect revaluation using spectral ratios with only one station”, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **83**, 1574-1594, 1993.
- Montalvo J. C., Reinoso E. y Sánchez-Sesma F. J. “Diferencias en el movimiento sísmico observado en la zona de lomas, Ciudad de México”, *Aceptado para publicarse en las memorias del 1er Simp. Int. Riesg. Geol. y Atm. Cd. de México*, 2000.
- Ordaz M. y Singh S.K. “Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, **82**: 24-43, 1992.
- Ordaz M., Singh S. K., Reinoso E., Lermo J., Espinosa J. M. y Domínguez T. “Estimation of Response Spectra in the Lake Bed Zone of the Valley of Mexico”, *Earthquake Spectra*, **44**, 815-834, 1988.
- Pérez-Rocha L. E. “Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura”, *Tesis Doctoral*, UNAM, México, 1988.
- Reinoso E., “Efectos sísmicos locales en el valle de México: amplificación en la zona lacustre”, *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, México, **2**, 224-236, 1991.
- Reinoso E., “Boundary element modelling of scattering from topographical structures with applications to the Mexico City Valley”, Tesis Doctoral, Wessex Institute of Technology, Inglaterra, 1994.
- Reinoso E. y Lermo J. “Periodos del suelo medidos en el valle de México durante sismos y con vibración ambiental”, *IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Manzanillo, México, **2**, 149-156, 1991.
- Reinoso E., Ordaz M. y Guerrero R. “Influence of seismic ground motion on seismic design of structures”, *12 World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland New Zeland, 2000.
- Reinoso E. y Ordaz M. “Duration of Strong Ground Motion During Mexican Earthquakes in Terms of Magnitude, Distance to the Rupture Area and Dominant Site Period”, aceptado para su publicación en *Earth. Eng. & Structural Dynamics*, 2000.
- Reinoso E. y Ordaz M. “Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings”, *Earthquake Spectra*, **15**, 273-295, 1999.
- Quaas R., Otero J.A., Medina S., Espinosa J.M., Aguilar H. y González M. “Base nacional de datos de sismos fuertes; catálogo de estaciones acelerográficas 1960-1992”, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, 1993.
- Rodríguez J.C. “Amplificación regional y movimiento en terreno firme de la Ciudad de México”, *Tesis de Licenciatura*, Universidad La Salle, 1996.
- Rosenblueth E., Sánchez-Sesma F.J., Ordaz M. y Singh S.K., “Espectros de diseño en el reglamento para las construcciones del Distrito Federal”, *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Querétaro, México, A1-A17, 1987.
- Singh S. K., Lermo J., Domínguez T., Ordaz M., Espinosa J. M., Mena E. y Quaas R. “A study of amplification of seismic waves in the Valley of Mexico with respect to a hill zone site”, *Earthquake Spectra*, **4**, 653-673, 1988.

**VI SIMPOSIO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA  
ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO SÍSMICO**

**MODIFICACIONES AL CUERPO PRINCIPAL DE LAS NORMAS**

Roberto Meli  
Instituto de Ingeniería, UNAM

### **Aspectos Generales**

El propósito de este escrito es reseñar brevemente las principales modificaciones que se están proponiendo para la nueva versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Aquí sólo se tratarán las modificaciones al cuerpo principal, que son relativamente menores; en otro documento se comentarán las que tienen que ver con el Apéndice Normativo de dichas normas, que contiene un procedimiento novedoso de diseño.

*El cambio más visible de la propuesta de nuevas normas se deriva de la decisión de las autoridades del Gobierno del Distrito Federal y del Comité de Adiciones y Reformas al Reglamento de Construcciones, de eliminar del propio Reglamento los requisitos técnicos especializados para incorporarlos a las Normas. Esto condujo a que el actual Título Sexto, que contiene los Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras, quedara reducido a unos pocos artículos que enumeran los aspectos que deben considerarse, enviando a las Normas Técnicas Complementarias respectivas, no sólo los procedimientos de cálculo, sino también de los criterios de diseño. De esta manera, los artículos sobre los aspectos básicos del diseño sísmico, que en la versión actual se encuentran en el Capítulo VI del Título Sexto del Reglamento, se han transferido a las Normas, integrándolos al articulado de éstas. Se eliminan de esta manera diversas repeticiones de conceptos y requisitos entre los dos documentos, así como el inconveniente para el usuario de tener que estar consultando en dos lugares diferentes las disposiciones reglamentarias para realizar el diseño.*

*El problema más relevante al que se enfrentó el grupo de trabajo elaboró la propuesta tuvo que ver con la manera de conciliar dos objetivos contrastantes. Por una parte, era deseable aprovechar el gran volumen de información que se ha reunido en los últimos quince años sobre las características del movimiento sísmico en el valle de México y acerca de la respuesta de distintos tipos de estructuras al movimiento del terreno tan peculiar que se tiene en esta región. Además, se apreciaba la conveniencia de incorporar los avances realizados a nivel internacional sobre el diseño sísmico de las estructuras y, en particular, los nuevos enfoques que se han estado proponiendo en la normativa reciente. Esto último especialmente en lo relativo a hacer más explícitos los objetivos del diseño sísmico y hacer más congruentes los procedimientos de diseño con el cumplimiento de dichos objetivos, dando lugar a un conjunto más racional y transparente de disposiciones normativas. Esto ha llevado a una serie de desarrollos y propuestas de distintos especialistas e instituciones, que giran alrededor del llamado “criterio de diseño por desempeño”.*

*Por otra parte, se recibió una opinión bastante generalizada entre los ingenieros de la práctica, relativa a que los criterios y procedimientos de diseño de las normas en vigor habían costado mucho tiempo y trabajo para ser asimilados por los proyectistas, y a que no era conveniente una modificación radical de los mismos. Paralelamente, también prevaleció la opinión que la práctica de diseño se ha automatizado en gran medida por el uso de paquetería de análisis, dimensionamiento y elaboración de planos, por lo que el problema no reside ya en lo laborioso de los métodos, lo que se supera fácilmente con los algoritmos de cálculo incorporados a los paquetes de cómputo disponibles, sino en la comprensión clara del proceso de diseño por parte del calculista y del necesario seguimiento y evaluación de los resultados parciales y finales del cálculo automatizado.*

*La evaluación de los diversos factores contrapuestos dio lugar a argumentaciones y polémicas, y a que se llegara a una solución de compromiso, que prevé una transición gradual hacia los nuevos formatos de la normativa moderna. Para ello, se aprovechó el antecedente de que las normas sísmica contienen ya actualmente un apéndice normativo que prevé un método optativo, más refinado, de diseño. Se decidió entonces mantener en el cuerpo principal de las normas un procedimiento de diseño esencialmente igual al actual, con sólo algunos cambios puntuales para incorporar los avances más significativos que se han dado en los años recientes y las observaciones recibidas en ese tiempo sobre disposiciones que no resultan claras o que requieren correcciones. Por otra parte, se introdujo en el Apéndice Normativo una modificación sustancial que lo vuelve un procedimiento más completo y avanzado de diseño.*

*Cabe aclarar que desde su versión de 1976 el Reglamento ha adoptado, en su parte de seguridad estructural, un formato de estados límite que coincide con los criterios de diseño por desempeño que ahora se están promoviendo e incorporando lentamente en los reglamentos de otros países. En las normas de sismo, sin embargo, las revisiones de los estados límite de falla y de servicio no están separadas de manera explícita, sino que se tratan de cumplir en un solo paso del análisis. En el procedimiento ahora propuesto en el Apéndice, se separan más claramente las dos etapas, mientras que en el del cuerpo principal de la norma se mantiene el planteamiento actual.*

*El mayor problema que presentó la decisión de incluir dos procedimientos de diseño paralelos, es la compatibilidad entre los diseños que resultan de cada uno. Se buscó que, para los casos más comunes, los diseños con los dos métodos resultasen en estructuras muy similares y, para ello, se calibraron los coeficientes del método del apéndice y los distintos parámetros de diseño; sin embargo, la mayor variedad de situaciones que prevé éste último hace que la similitud no pueda conservarse en todos los casos. La comparación de los resultados de los dos procedimientos propuestos, así como la de éstos con los de las normas actuales se presenta en el documento que trata del Apéndice Normativo, y no se cubre en este escrito.*

*En su estado actual, la propuesta de la nueva norma de diseño sísmico requiere, además de la revisión y cuestionamiento por parte de los especialistas de la práctica y de la academia, de un proceso de calibración con ejemplos de aplicación a una amplia gama de casos. Este proceso está en curso y se presentarán, también por separado los primeros resultados del mismo.*

*En lo sucesivo se presentarán, capítulo por capítulo, las modificaciones que se consideran más importantes, transcribiendo las partes pertinentes del nuevo texto (en letra cursiva) y comentando las razones y repercusiones de la modificación.*

## 1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

El capítulo contiene los siguientes artículos:

*1.1 Propósito*

*1.2 Condiciones de análisis y diseño*

*1.3 Muros divisorios, de fachada y de colindancia .....*

1.3.1 .....	<i>Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales .....</i>
1.3.2 .....	<i>Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales .....</i>
1.4 Zonificación	
1.5 Coeficiente sísmico	
1.6 Reducción de fuerzas sísmicas	
1.7 Combinación de acciones	
1.8 Revisión de desplazamientos laterales	
1.9 Holguras en vidrios	
1.10 Separación de edificios colindantes	
1.11 Estructuras especiales	
1.12 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica	

Se trata, en parte, de artículos que en la versión actual corresponden al Título Sexto del Reglamento y que ahora se han integrado a las normas. No se modifican en general los criterios básicos de diseño, pero se hacen algunos cambios en la zonificación y en los coeficientes sísmicos. Las principales modificaciones son:

### 1.1 Propósito

*Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.*

El Director Responsable de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe el edificio para que satisfaga requisitos más conservadores que los aquí establecidos, con el fin de reducir la posibilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.

Por una parte se establecen de manera explícita que los requisitos normativos deben considerarse como mínimos admisibles, y se deja claro que no se excluye la posibilidad de que se presenten daños ante un sismo excepcional, en una estructura correctamente diseñada de acuerdo con estas normas. A la vez, se deja al propietario y al responsable de obra la decisión realizar diseños más conservadores que los establecidos por las normas, si están dispuestos a una erogación mayor.

## 1.4 Zonificación

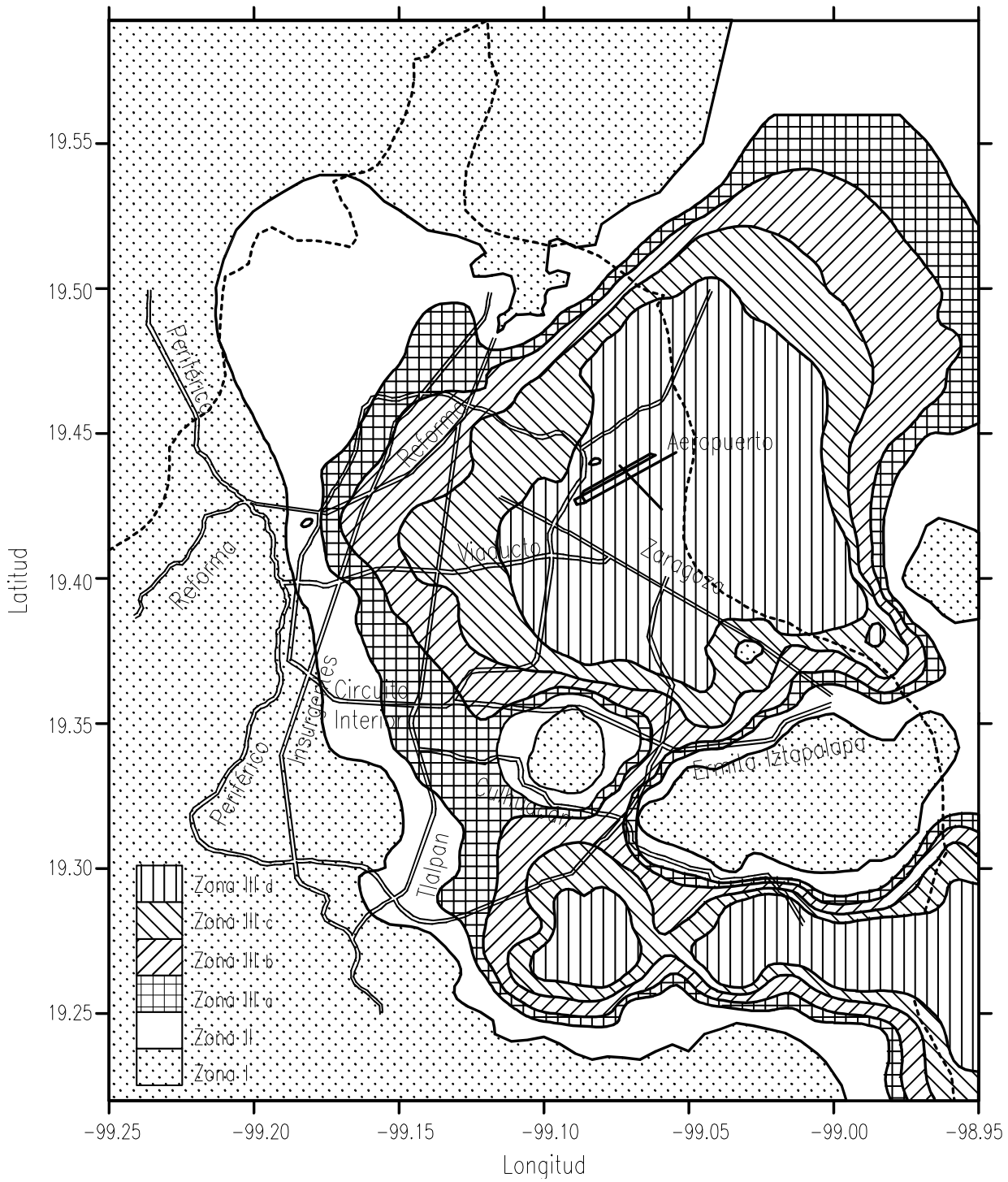
*Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 179 del Reglamento. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III<sub>a</sub>, III<sub>b</sub>, III<sub>c</sub> y III<sub>d</sub>), según se indica en la figura 1.1.*

Es esta probablemente la modificación más relevante de la nueva propuesta y se deriva de la evidencia de diferencias sustanciales en los períodos dominantes del subsuelo dentro de la llamada zona de lago, o zona III. El considerar un mismo espectro para toda la zona de lago obligaba a que la parte plana de ese espectro fuera sumamente ancha y que, para un sitio dado, no se distinguieran cuáles son los períodos fundamentales de las estructuras para los que se tendrán respuestas más elevadas a la vibración del terreno, períodos que por lo mismo es preferible evitar, y cuáles son los períodos para los cuales las estructuras van a tener menores excitaciones. La amplia y contundente evidencia ahora disponible a partir de la instrumentación sísmica que se ha colocado en el valle de México permite una zonificación más detallada y más precisa. En el Apéndice Normativo se optó por proporcionar una variación continua de los espectros de diseño para cada sitio; en el cuerpo de las normas se prefirió una subdivisión de la zona III en cuatro subzonas, que corresponden a intervalos de períodos dominantes del suelo que permiten construir espectros razonablemente uniformes. El mapa de microzonificación sísmica, mostrado en la Fig. 1.1 de las normas, concilia tanto los resultados de las mediciones de vibración del suelo como las características geotécnicas del mismo principalmente relativas al espesor de los estratos compresibles. Las fronteras entre las distintas zonas resultan, como puede apreciarse, mucho más irregulares y detalladas de las que se tenían en la versión anterior, producto de la mayor información ahora disponible.

## 1.5 Coeficiente sísmico

*.....El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 148 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III<sub>a</sub> y III<sub>c</sub>, 0.45 en la III<sub>b</sub> y 0.30 en la III<sub>d</sub> (ver tabla 3.1), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 (tabla 7.1). Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.*

El coeficiente sísmico se emplea básicamente para la construcción del espectro de diseño, de manera que las repercusiones de este cambio se analizarán al tratar este tema en el Capítulo 3.



**Figura 1.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo**

**1.8 Revisión de desplazamientos laterales**

*Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9 y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ . Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones 1.9 y 1.10, respectivamente.*

*Cuando se aplique el método de análisis del Apéndice Normativo A, se observarán los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.*

*Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura.*

*En edificios en que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006, calculado como se indica en el párrafo inicial de esta sección.*

*Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las Normas correspondientes.*

Se mantienen en el cuerpo principal de las normas el mismo procedimiento y los mismos límites para la revisión de los desplazamientos permisibles. Se pretende de una manera relativamente simplista cumplir simultáneamente los objetivos de limitar los daños en elementos no estructurales ante sismos moderados, y de evitar que se alcancen deformaciones de colapso ante el sismo de diseño. A este segundo propósito obedece la limitación impuesta ahora a las estructuras de losa plana para las que en ningún caso se debe exceder el límite de 0.006. Por la misma razón se limitan más los desplazamientos permisibles en estructuras de mampostería, aunque éstos rara vez rigen el diseño de estas estructuras.

#### *1.12 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica*

*Cuando la estructura se aisle sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.*

Se evaluó la conveniencia de incluir un procedimiento específico de diseño para estos casos, pero se concluyó que no se contaba todavía con la suficiente comprobación de los procedimientos propuestos en la literatura, para el caso específico de la ciudad de México. Se optó por dejar una disposición muy general.

## **2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS**

.....

### **2.1 Método simplificado de análisis**

### **2.2 Análisis estático y dinámico**

## 2.2 Análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 9 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el Capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice Normativo A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo–estructura.

Se han reducido los límites para la aplicabilidad del método estático de diseño, considerando que con las herramientas numéricas ahora disponibles no representa gran complicación realizar el análisis dinámico que es más representativo de la respuesta real de las estructuras. Se han puesto límites más estrictos para las estructuras irregulares.

## 3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; & \text{si } T < T_a \\
 a &= c ; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= qc ; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \tag{3.2}$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

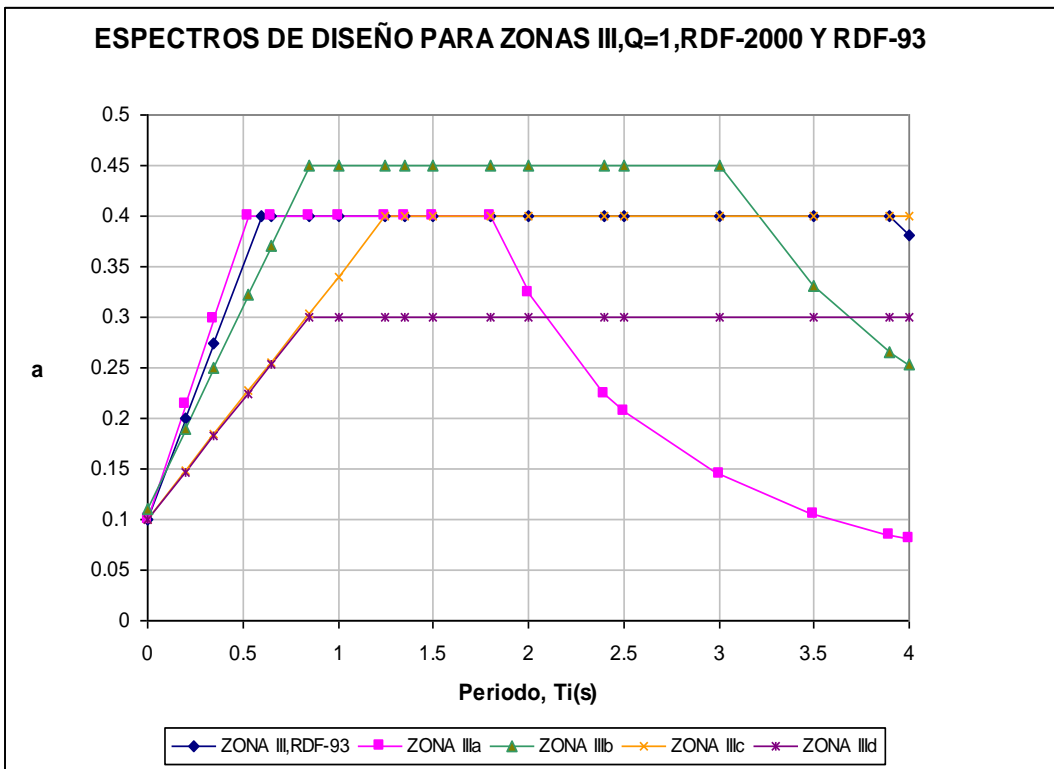
Zona	$c$	$a_0$	$T_a^{-1}$	$T_b^{-1}$	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2

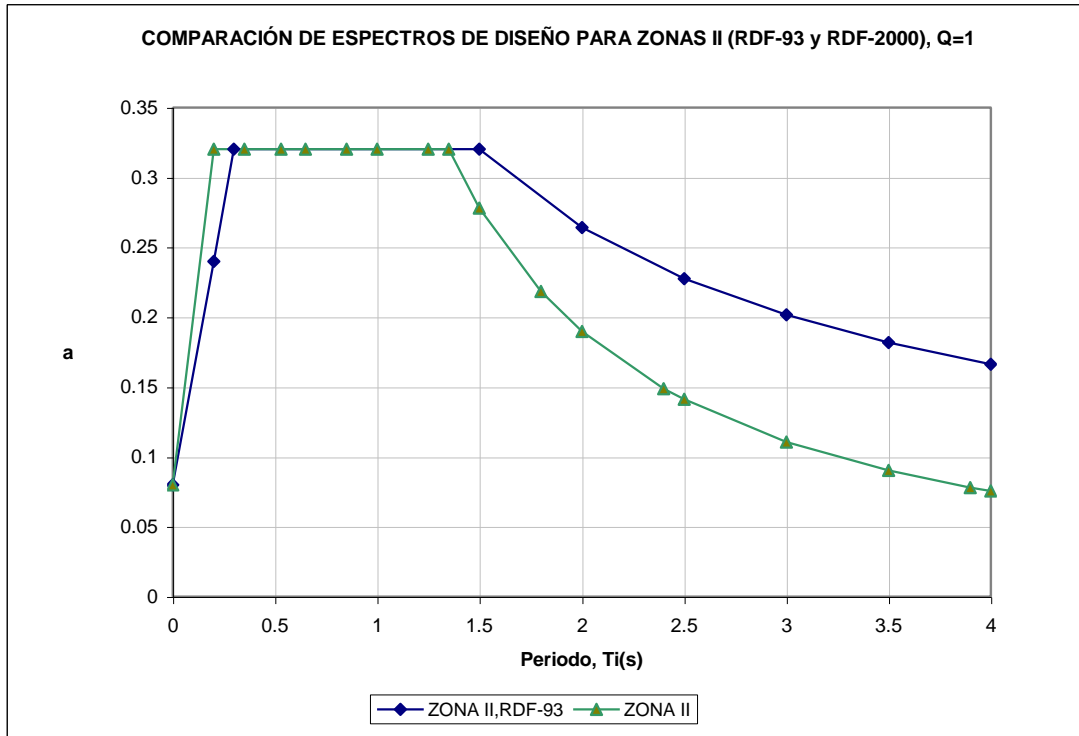
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2

<sup>1</sup> Periodos en segundos

Se ha mantenido esencialmente la misma forma de los espectros de diseño de la norma actual, excepto que la rama descendente es ahora más acentuada lo que se deriva del mayor valor del exponente  $r$ , que es más congruente con la forma de los espectros de los movimientos registrados. Los coeficientes sísmicos  $c$  ahora especificados para las cuatro subzonas de la zona de lago reflejan diferencias en la amplificación máxima de las ondas sísmicas, y los límites de la zona plana del espectro corresponden a las diferencias de períodos dominantes dentro de cada subzona, ampliadas para considerar incertidumbres sobre todo en la determinación del período fundamental de la estructura.

La figuras siguientes muestran la comparación de los espectros que se derivan de la aplicación de las expresiones anteriores con los de la norma actual, para la zona de lago y para la zona de transición; para la zona de lomas el espectro permanece igual.





4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

No hay modificaciones relevantes.

5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

5.1 Requisitos para  $Q = 4$

5.2 Requisitos para  $Q = 3$

5.3 Requisitos para  $Q = 2$

5.4 Requisitos para  $Q = 1.5$

5.5 Requisitos para  $Q = 1$

Se han incluido algunos casos adicionales sobre todo para estructuras de acero pero no se proponen modificaciones sustanciales a los factores de reducción por comportamiento inelástico,  $Q$ .

## 6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

### 6.1 Estructura regular

### 6.2 Estructura irregular

### 6.3 Estructura fuertemente irregular

### 6.4 Corrección por irregularidad

#### 6.2 Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1 será considerada irregular.

#### 6.3 Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

#### 6.4 Corrección por irregularidad

El factor de reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor  $Q'$  se tomará menor que uno.

Se ha incluido una distinción entre las estructuras que dejan de cumplir sólo uno de los requisitos de regularidad y las que incumplen más de uno de ellos. Los requisitos básicos se mantienen esencialmente iguales, aunque se han hecho algunas precisiones para más claridad de aplicación. Se ha aumentado una nueva categoría, la de las estructuras fuertemente irregulares, para las cuales los castigos son mayores.

## 7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

No hay modificaciones relevantes en este capítulo y los coeficientes sísmicos permanecen iguales

## 8. ANÁLISIS ESTÁTICO

*8.1 Fuerzas cortantes**8.2 Reducción de las fuerzas cortantes**8.3 Péndulos invertidos**8.4 Apéndices y diafragmas**8.5 Efectos de torsión**8.6 Efectos de segundo orden**8.7 Efectos bidireccionales**8.8 Comportamiento asimétrico***8.2 REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES**

c) Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q}, \quad (8.3)$$

donde

$$k_1 = [1 - 0.5r(1-q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (8.4)$$

$$k_2 = 0.75r(1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (8.5)$$

$q$  se calcula con la ec. 3.2. El valor de  $a$  no se tomará menor que  $a_o$ .

Se han corregido las fórmulas 8.4 y 8.5 que contienen un error en la versión actual

**8.5 Efectos de torsión**

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b ; \text{ o}$$

$$e_s - 0.1b \quad (8.8)$$

donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico  $Q$  especificado en el Capítulo 5 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de  $0.2b$ .

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

Se ha eliminado lo relativo a la excentricidad de resistencia que complicaba innecesariamente el análisis y se agregó el último párrafo relativo a que no debe tomarse en cuenta el efecto de la torsión cuando éste es de signo contrario y reduce la fuerza cortante directa.

## 9. ANÁLISIS DINÁMICO

### 9.1 Análisis modal

### 9.2 Análisis paso a paso

### 9.3 Revisión por cortante basal

### 9.4 Efectos bidireccionales

### 9.1 ..... Análisis modal

...Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos,  $W_{ei}$ , se determinarán como

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (9.1)$$

donde  $\{\phi_i\}$  es el vector de amplitudes del  $i$ -ésimo modo natural de vibrar de la estructura,  $[W]$  la matriz de pesos de las masas de la estructura y  $\{J\}$  un vector formado con "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y "ceros" en las otras posiciones.

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente  $\pm 0.1b$  las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el Capítulo 3, reducidas como se establece en el Capítulo 4.

Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con la expresión

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \tag{9.2}$$

*siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q, se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en la sección 1.8.*

Se ha incluido como criterio para definir el número de modos a considerar en el análisis modal el de que tienen que representar al menos 90 % del peso modal. Este concepto es más racional y su determinación está prevista en todos los paquetes de cómputo de uso común en la práctica.

10. .... ANÁLISIS Y DISEÑO  
DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

10.1 ..... *Tanques, péndulos  
invertidos y chimeneas*

10.2 ..... *Muros de contención*

11. ESTRUCTURAS EXISTENTES

Los dos capítulos anteriores no contienen modificaciones relevantes.

## PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO POR SISMO PARA EL DF

M. Ordaz<sup>1</sup>, E. Miranda<sup>2</sup> y J. Avilés<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad Universitaria, Apdo. Postal 70-472, Coyoacán, 04510 México, DF, mors@pumas.iingen.unam.mx

<sup>2</sup> Dpto. de Ing. Civil y Ambiental, Terman Rm 293, Mail Code 4020, Stanford University, Stanford, CA 94305-4020, EUA, miranda@cive.stanford.edu

<sup>3</sup> Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac.8532, Jiutepec, Mor. javiles@tajin.imta.mx

### RESUMEN

En los últimos 15 años se ha avanzado sustancialmente en distintos aspectos de la ingeniería sísmica, por lo cual actualmente es posible definir espectros de diseño sísmico de manera más clara y precisa. En este trabajo se proponen criterios orientados a este fin. Se empieza con espectros elásticos de aceleración, cuyas ordenadas están todas asociadas al mismo periodo de retorno, y que corresponden a sitios específicos de la Ciudad de México. Estos espectros, que tienen tamaños y formas realistas, son reducidos por dos factores separados para tener en cuenta los efectos de la ductilidad y la sobrerresistencia. Se establecen claramente los estados límite de diseño y se presentan expresiones para calcular correctamente los desplazamientos en los diversos estados límite. Finalmente, se apuntan recomendaciones que podrían conducir a normas de diseño por sismo más racionales.

### SUMMARY

In the last 15 years, substantial advances have been made in several aspects of earthquake engineering, so presently it is possible to define seismic design spectra more clearly and precisely. In this paper, new criteria aimed to this goal are presented. We start with elastic acceleration spectra whose ordinates are associated to a common return period, corresponding to specific sites in Mexico City. These spectra, with realistic sizes and shapes, are reduced by two separate factors to account for the effects of over-strength and ductility. Limit states are clearly established, and expressions are presented to correctly compute displacements in the various limit states. Finally, suggestions are made that may lead to more rational seismic design regulations.

### INTRODUCCIÓN y CRITERIOS GENERALES

Los avances logrados en los últimos 15 años en el estudio del comportamiento estructural y en la respuesta de los suelos de la Ciudad de México permiten que ahora se puedan plantear criterios de diseño más adecuados. En particular, en este trabajo se propone una manera de llegar a espectros de diseño de una manera más clara y acorde con el nuevo estado del conocimiento. Para esto, consideramos que deben satisfacerse al menos los siguientes requisitos (Miranda et al., 1999):

- a) Los espectros elásticos deben representar de manera realista los verdaderos niveles de demanda que se presentarían ante los sismos de diseño. Esto incluye las restricciones impuestas por la dinámica estructural.
- b) Las diferencias entre espectros elásticos de diseño en diferentes tipos de suelo deben reflejar correctamente los niveles de amplificación que se producen en la realidad.
- c) Todas las reducciones a fuerzas o desplazamientos de diseño deben hacerse de manera explícita, aun cuando la adopción de los valores de reducción no pueda justificarse plenamente con bases teóricas o empíricas.

Con estos criterios generales se ha construido el procedimiento que se presenta a continuación.

### ESPECTROS ELÁSTICOS DE ACELERACIÓN

Los espectros de diseño elástico son el punto de partida para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras; de ahí su enorme importancia en el diseño sismorresistente. Es deseable, entonces, que ofrezcan al ingeniero indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de

aceleración como de desplazamiento, que experimentarían las estructuras ahí desplantadas. Por otra parte, se reconoce que una manera razonable de especificar espectros de diseño es empezar con espectros de peligro sísmico uniforme, es decir, espectros cuyas ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso dado.

En vista de lo anterior, el punto de partida para los espectros de diseño que aquí se proponen serán los espectros de peligro uniforme (seudoaceleración, 5% del amortiguamiento crítico) calculados para distintos sitios de la Ciudad de México.

### Espectros de peligro uniforme

Para el cálculo de estos espectros, en primer lugar se calcularon, mediante procedimientos convencionales (Esteva, 1970), las curvas de tasa de excedencia de las ordenadas espectrales de interés (periodos entre 0 y 5 seg) para la Ciudad Universitaria (CU) de la Ciudad de México. Para esto se utilizaron las leyes de atenuación de Reyes (1999) desarrolladas específicamente para este sitio. Como se verá más adelante, CU es el sitio de referencia para el cálculo posterior de tasas de excedencia y espectros de peligro uniforme en otros sitios de la ciudad. Las tasas de excedencia calculadas han sido comparadas satisfactoriamente con las observadas, de acuerdo con lo reportado por Ordaz y Reyes (1999). En la figura 1 se presenta el espectro de peligro uniforme para el sitio CU con periodo de retorno de 125 años. Conviene señalar que el espectro corresponde al promedio de las aceleraciones observadas en los componentes NS y EW.

Nótese que este espectro de peligro uniforme incluye el efecto ponderado de sismos de diversos orígenes; el factor de ponderación está dado, principalmente, por la sismicidad de las diversas fuentes y su distancia a CU. En la figura 1 puede observarse que el espectro de peligro uniforme presenta dos máximos. El primero, en alrededor de  $T=0.3$  seg, se debe a los sismos locales y a los de profundidad intermedia que ocurren en la placa de Cocos subducida (ver, por ejemplo, Rosenblueth *et. al*, 1989); el segundo máximo, para  $T=1$  seg, está producido por los grandes temblores costeros.

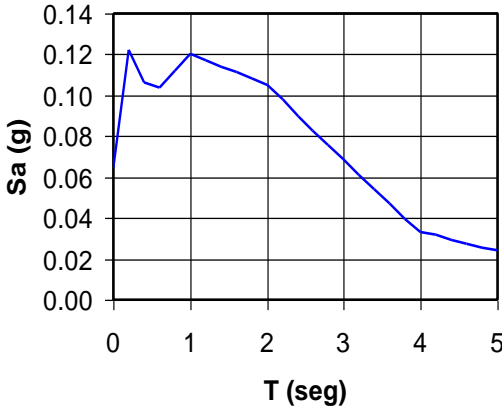


Figura 1. Espectro de peligro uniforme para el sitio CU, asociado a un periodo de retorno de 125 años.

Se obtuvieron, por otra parte, funciones de amplificación espectral,  $F_i(T)$ , para más de 100 sitios instrumentados en la Ciudad de México. Estas funciones, que dependen del periodo  $T$ , se definen como el promedio de los cocientes entre ordenadas del espectro de respuesta en el sitio de interés, digamos el  $i$ -ésimo, y el sitio CU, para el mismo periodo y diversos sismos:

$$F_i(T) = \frac{1}{m_i} \sum_{k=1}^{m_i} \frac{Sa_{ik}(T)}{Sa_{0k}(T)}$$

3

donde  $m_i$  es el número de sismos registrados simultáneamente en la estación  $i$  y en la estación CU, y  $Sa_{ik}(T)$  y  $Sa_{0k}(T)$  son las ordenadas espectrales registradas en la estación  $i$  y en CU, respectivamente, durante el sismo  $k$ .

Hecho lo anterior, se formó una malla de 1600 puntos cubriendo la porción más poblada del DF, y se calculó para todos ellos la función de amplificación espectral  $F_j(T)$ ,  $j=1,1600$ , mediante el procedimiento de interpolación ideado por Pérez Rocha (1999). A partir de las tasas de excedencia en CU y las funciones de amplificación espectral es posible determinar el espectro de peligro uniforme para cada uno de los 1600 sitios, observando que (Esteva, 1970):

$$v_j[Sa(T)] = v_0 \left[ \frac{Sa(T)}{F_j(T)} \right] \tag{1}$$

donde  $v_j[Sa(T)]$  es la tasa de excedencia de la aceleración  $Sa(T)$  en el sitio  $j$ , mientras que  $v_0[Sa(T)]$  es la tasa de excedencia de  $Sa(T)$  en la estación CU.

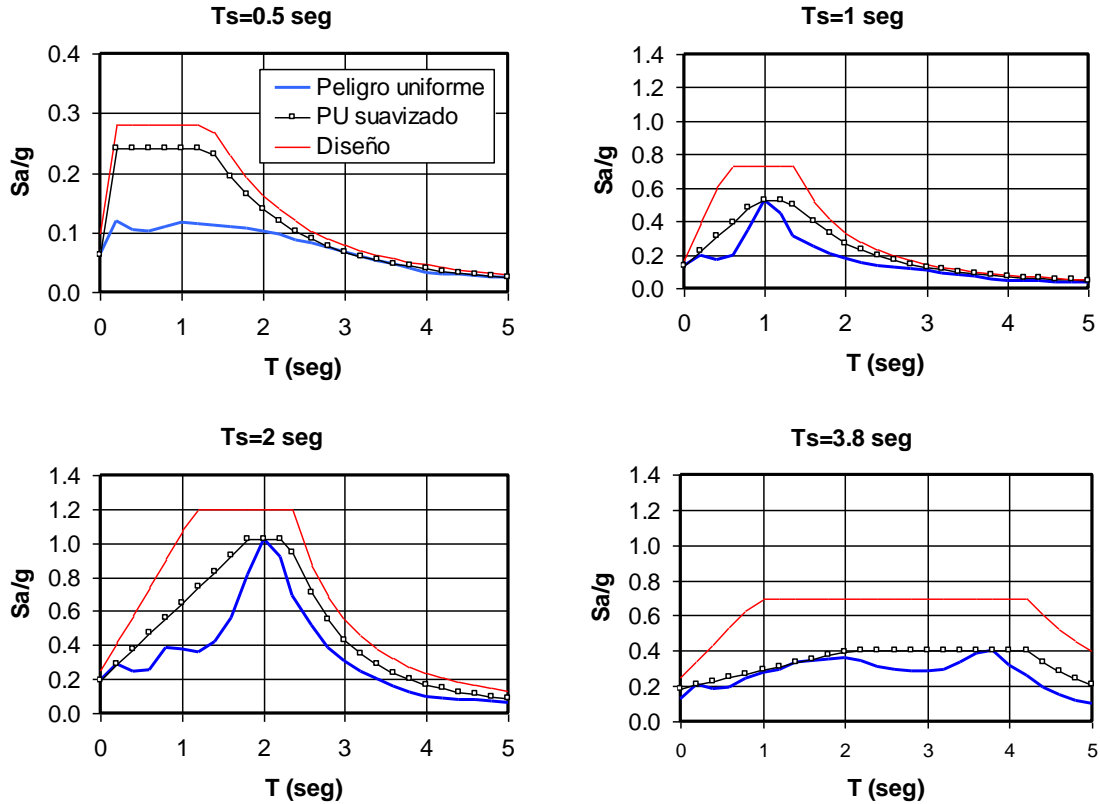


Figura 2. Espectros de peligro uniforme, de peligro uniforme suavizados y de diseño, para sitios de la Ciudad de México con los periodos predominantes,  $T_s$ , que se indican.

Para que la ecuación 2 sea estrictamente válida, deben cumplirse las condiciones siguientes: 1) que la función  $F_j(T)$  sea constante de temblor a temblor; y 2) que la función  $F_j(T)$  sea determinista, es decir, que no exista incertidumbre sobre su valor. Con rigor, ninguna de las dos condiciones se cumple. Hablando de la condición 1, puede demostrarse que el cociente entre espectros de respuesta, aún con comportamiento lineal del suelo, depende del contenido de frecuencias del movimiento incidente. Adicionalmente, para niveles muy elevados de aceleración, es seguro que se presentaría comportamiento no lineal del suelo. Por otra parte, sí existe incertidumbre en la función  $F_j(T)$ . Sin embargo, las aproximaciones implícitas en la ecuación 2 son aceptables en vista de que: 1) aunque  $F_j(T)$  no es constante de temblor a temblor, tampoco varía mucho, ni siquiera cuando se trata de sismos de diversos orígenes (Singh et al, 1999); 2) los periodos de retorno que en este trabajo se recomiendan para diseño están asociados a sismos en que los efectos no lineales serán seguramente moderados o bajos, tal como ocurrió durante el sismo del 19 de septiembre de 1985; y 3) la incertidumbre en  $F_j(T)$  es pequeña en comparación con la incertidumbre en las leyes de atenuación usadas en los cálculos de peligro (Pérez Rocha, 1999).

En la figura 2 se presentan espectros de peligro uniforme asociados a 125 años de periodo de retorno, calculados para diversos sitios de la Ciudad de México.

### Espectros de peligro uniforme suavizados

Como puede observarse en la figura 2, los espectros de peligro uniforme tienen formas muy variadas, lo cual haría inconveniente su incorporación a las normas tal como están; es necesario entonces simplificar sus formas. Para ello, se ha elegido la siguiente forma paramétrica del espectro de aceleración,  $Sa(T)$ :

$$\frac{Sa(T)}{g} = \begin{cases} a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ c \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (2)$$

Como puede apreciarse, la forma del espectro suavizado depende de 5 parámetros:  $a_o$ , que es la aceleración máxima del terreno;  $c$ , que es la ordenada espectral máxima;  $T_a$  y  $T_b$ , que son periodos característicos del espectro; y  $k$ , que como se verá a continuación, es un parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para  $T > T_b$ . Las formas espectrales resultantes pueden apreciarse en la figura 3, junto con sus correspondientes espectros de desplazamiento,  $Sd(T)$ .

**¡Error!Vínculo no válido. ¡Error!Vínculo no válido.**

**Figura 3. Formas características de los espectros de peligro uniforme suavizados, tanto de pseudo-aceleración como de desplazamiento. Nótese la variación de las ordenadas para  $T > T_b$  dependiendo del parámetro  $k$ .**

Nótese que las formas espectrales para  $T < T_b$  son las mismas que se han usado en los códigos mexicanos desde hace muchos años. Sin embargo, para  $T > T_b$  se propone una forma nueva, con el propósito de tener una descripción más adecuada de los espectros de desplazamiento en ese intervalo de periodos.

Como se sabe, a periodos largos el desplazamiento espectral tiende a una constante, que es el desplazamiento máximo del suelo,  $D_{max}$ . En vista de la relación entre

seudoaceleración y desplazamiento ( $Sd = SaT^2/4\pi^2$ ), lo anterior sólo puede lograrse si el espectro de pseudoaceleración decae al menos como  $T^2$  para periodo suficientemente largo. Las formas que estipulan prácticamente todos los reglamentos del mundo para el espectro de pseudoaceleración señalan un decaimiento más lento, lo cual conduce a que el espectro de desplazamiento, en muchos casos, crezca indefinidamente con el periodo. Esto es inadecuado, especialmente en sitios blandos como los que existen en la Ciudad de México, en donde pueden presentarse grandes desplazamientos espectrales para  $T \approx T_s$ , y desplazamientos considerablemente menores para  $T \gg T_s$ . Como ejemplo, el registro obtenido en la SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (componente EW) presenta un desplazamiento espectral máximo de 120 cm pero un valor de  $D_{max}$  (que es también el espectral para  $T \gg T_s$ ) de sólo alrededor de 20 cm.

Como puede apreciarse en la figura 3, la forma espectral propuesta para  $T > T_b$  conduce a espectros de desplazamiento más realistas, y es suficientemente rica como para representar tanto espectros de desplazamiento típicos de terreno firme ( $k=1$ ) como espectros de suelos muy blandos ( $k=0$ ).

Este nuevo parámetro  $k$  tiene significado físico. En la ecuación 3 puede observarse que, independientemente del valor de  $k$ , cuando  $T$  tiende a infinito, el espectro de pseudoaceleración tiende a cero, pero el espectro de desplazamiento tiende a una constante ( $D_{max}$ ) dada por:

$$D_{max} = \frac{ckT_b^2}{4\pi^2} \quad 4$$

Por otro lado, el desplazamiento espectral máximo, que ocurre cuando  $T = T_b$ , vale

$$Sd_{\max} = \frac{cT_b^2}{4\pi^2} \quad 5$$

de donde puede deducirse que el coeficiente  $k$  es justamente el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo:

$$k = \frac{D_{\max}}{Sd_{\max}} \quad 6$$

A partir de las formas espectrales seleccionadas (ecuación 3), se procedió a determinar, para cada uno de los 1600 puntos estudiados, los valores de los cinco parámetros del espectro suavizado, de manera que el espectro de peligro uniforme quedara cubierto en todo el intervalo de periodos. Algunos ejemplos de espectros de peligro uniforme suavizados se presentan en la figura 2.

### Espectros elásticos de diseño

En la figura 4 se presentan los valores calculados para los cinco parámetros que definen a los espectros suavizados de peligro uniforme en los 1600 puntos estudiados.

Puede observarse que, aunque la relación entre los parámetros calculados y  $T_s$  no es perfecta, sí se observan claras tendencias. Estas tendencias están conservadoramente cubiertas por las líneas rectas que también se muestran en la figura 4, las cuales tienen las siguientes expresiones algebraicas:

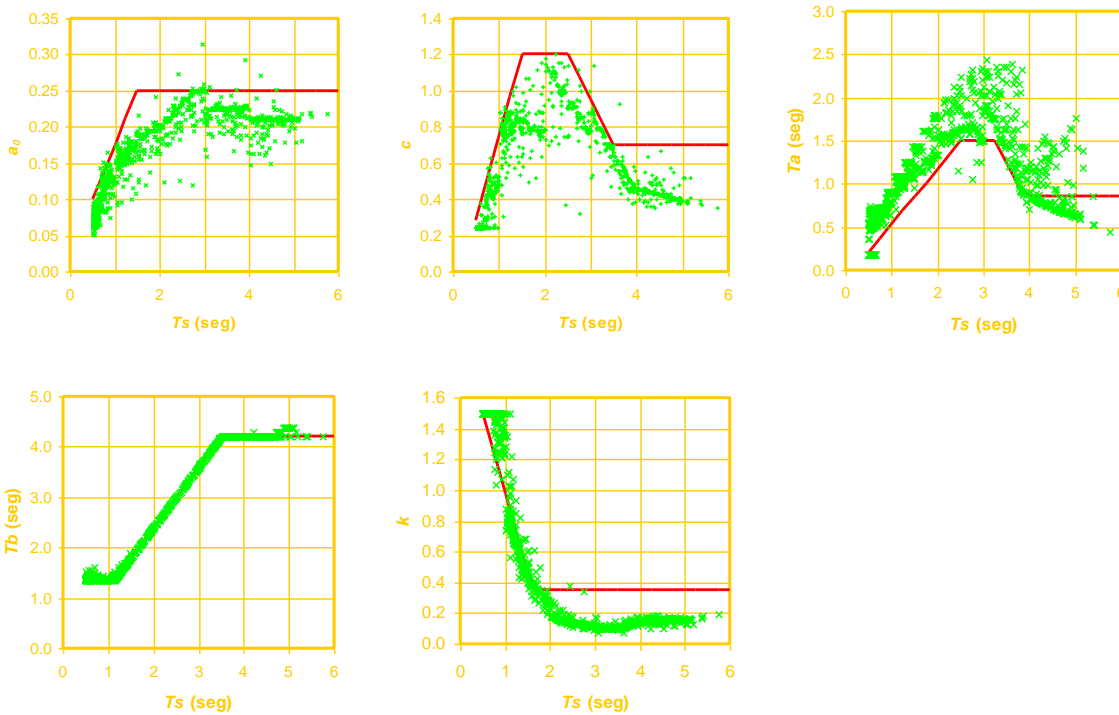
$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad 7$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad 8$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad 9$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad 10$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad 11$$



**Figura 4.** Puntos: relación entre los parámetros que definen los espectros de peligro uniforme suavizados y el periodo predominante del suelo,  $T_s$ . Líneas rectas: ajustes propuestos para especificar espectros de diseño.

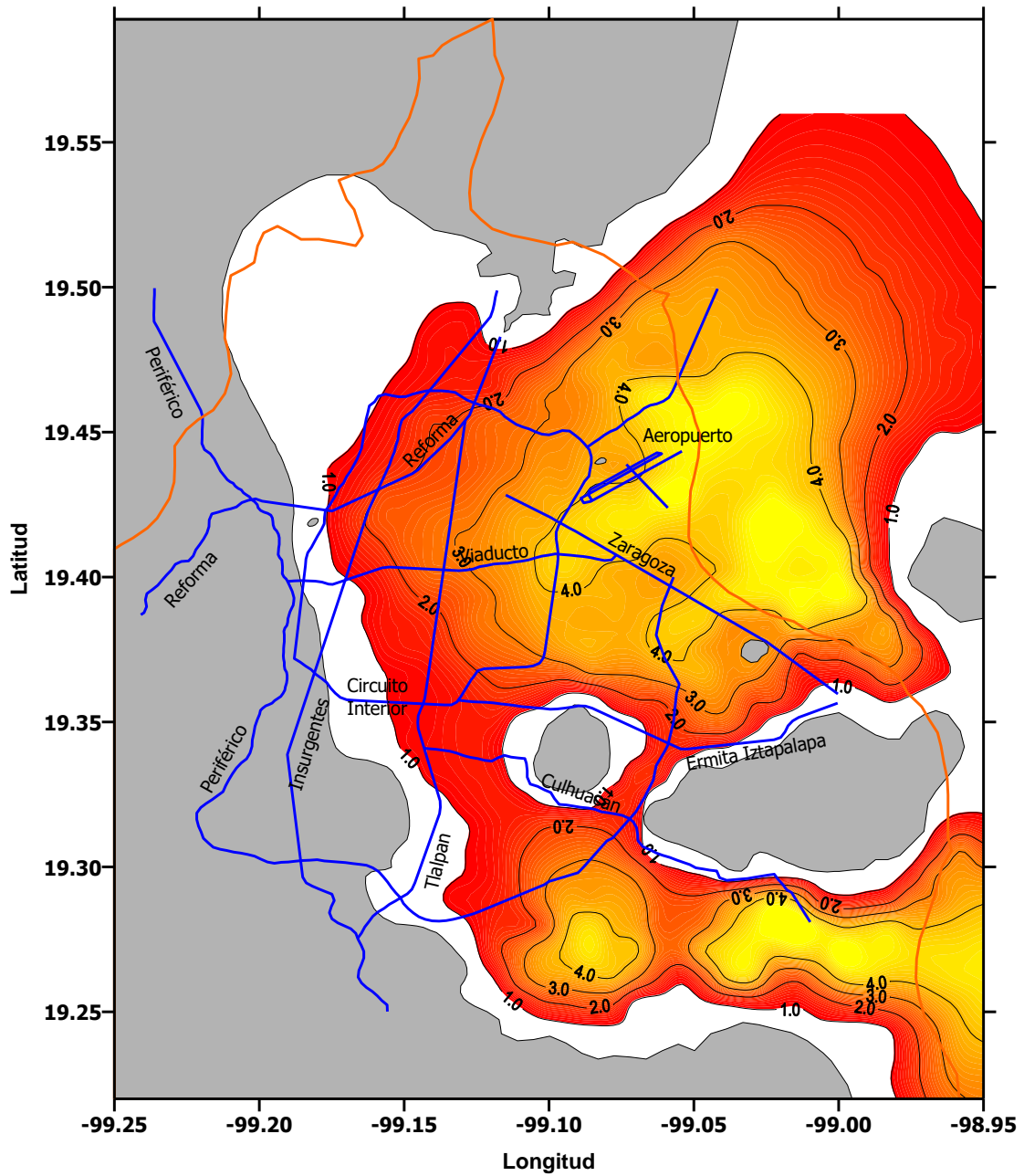
Con las expresiones 7-11, es posible determinar los cinco parámetros que definen al espectro de diseño de sitio a partir del periodo predominante del suelo. Se propone que, tal como ocurre en las normas actuales, el valor de  $T_s$  se tome de una figura incluida en las normas (figura 5) o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determine a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Los espectros elásticos de diseño que resultan de aplicar este procedimiento son como los que se muestran en la figura 2 para algunos sitios de la Ciudad de México.

### REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD

Los criterios contemporáneos de diseño admiten que la estructura tenga incursiones en el rango no lineal ante el sismo que caracteriza el estado límite de colapso. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales (para, por tanto, utilizar resistencias de diseño menores), a costa de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elasto-plástico. Es con este modelo que se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, que llamaremos  $Q$ . Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada,  $C(T, Q)$ , como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico),  $C(T, 1)$ ; nótese que ambas resistencias dependen del periodo estructural,  $T$ . Llamaremos  $Q'$  a este cociente:

$$Q'(T, Q) = \frac{C(T, 1)}{C(T, Q)}$$



*Figura 5. Curvas de periodo predominante del suelo, en seg., en la Ciudad de México*

La forma de la función  $Q'$  ha sido ampliamente estudiada en los últimos años (Krawinkler *et al.*, 1992; Miranda, 1993; Miranda y Bertero, 1994). En particular, Ordaz y Pérez Rocha (1998) observaron que, bajo circunstancias muy generales,  $Q'$  depende del cociente entre el desplazamiento espectral,  $S_d(T)$  y el desplazamiento máximo del suelo,  $D_{max}$ , de la siguiente manera:

$$Q'(T, Q) = 1 + (Q - 1) \left( \frac{Sd(T)}{D_{\max}} \right)^\beta \tag{13}$$

donde  $\beta \approx 0.5$ . Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta a continuación:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \tag{14}$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \tag{15}$$

Para llegar a esta expresión aproximada, se razonó de la siguiente manera: independientemente de  $Q$ , para  $T=0$ ,  $Q'(T, Q)=1$ . Por sencillez, se decidió hacer una variación lineal entre  $Q'=1$  para  $T=0$  y  $Q'=Q_{\max}$  para  $T=T_a$ .  $Q_{\max}$  es el máximo valor que puede llegar a tomar  $Q'$ . De acuerdo con la expresión 13, este máximo se presentará cuando  $Sd(T)$  sea máximo, lo cual acontece para  $T=T_b$ . En este periodo, de acuerdo con la ecuación 6,  $Sd(T)/D_{\max}=1/k$ , de donde se desprende que, si  $\beta=0.5$ ,

$$Q_{\max} = 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \tag{16}$$

De aquí las expresiones de los dos primeros tramos de la ecuación 14. La expresión para  $T > T_b$ , resulta de considerar que si en este intervalo el espectro de pseudoaceleración sigue lo señalado en la ecuación 3, entonces su correspondiente espectro de desplazamiento será

$$Sd(T) = c \left( \frac{T_b}{2\pi} \right)^2 \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \right] \tag{17}$$

Sustituyendo las ecuaciones 4 y 17 en la ecuación 13 con  $\beta=0.5$ , se obtiene la expresión para  $Q'$  cuando  $T > T_b$  que se presenta en la ecuación 14. Nótese que  $Q'$  depende tanto de  $Q$  como de los parámetros  $T_a$ ,  $T_b$  y  $k$ . Estos, como se ha indicado, dependen de  $T_s$ . En la figura 6 se presentan ejemplos de la función  $Q'$  para  $Q=4$  y diferentes valores de  $T_s$ .

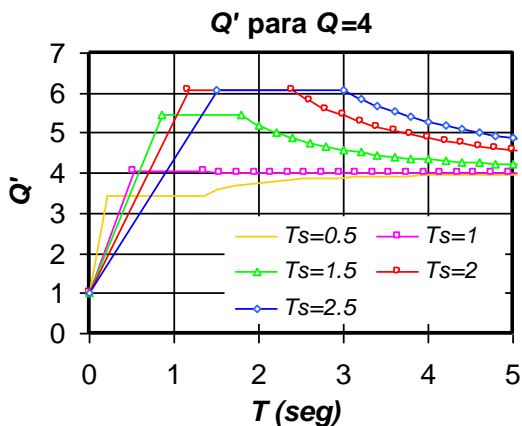


Figura 6. Valor de  $Q'$  para  $Q=4$  y diversos valores de  $T_s$ .

Obsérvese que, a diferencia de lo que ocurre con la reducción por ductilidad en las normas vigentes, el valor de  $Q'$  puede ser más grande que  $Q$ . De acuerdo con la ecuación 16, esto ocurre sólo cuando  $k < 1$ , lo cual a su vez sucede cuando  $T_s > 1$  (ver ecuación 11 y figura 4). En otras palabras,  $Q'$  puede ser mayor que  $Q$  para suelos blandos, correspondientes a la actual zona III de las normas.

Que en suelos blandos  $Q'$  puede ser mayor que  $Q$  en cierto intervalo de periodos fue notado por primera vez por Meli y Ávila (1986) analizando los registros obtenidos en zona de lago durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Este hecho se ha verificado posteriormente analizando cientos de acelerogramas (Miranda, 1993; Ordaz y Pérez Rocha, 1998). Para periodo muy largo ( $T \gg T_b$ ), puede verificarse con las ecuaciones 14 y 15 que, como lo exige la dinámica estructural,  $Q'$  tiende a  $Q$ .

### REDUCCIÓN POR SOBRRRESISTENCIA

La existencia de sobrerresistencia estructural ha sido reconocida ya en diversos reglamentos de construcción en el mundo (*e.g.*, Rosenblueth *et al.*, 1989). Existen diversas fuentes de sobrerresistencia. Se tiene, por un lado, que los valores nominales de las resistencias de los materiales son, por definición, generalmente menores que sus resistencias reales. Por otro lado, muchos de los modelos que se emplean para evaluar resistencias tienen simplificaciones del lado de la seguridad; puede consultarse el trabajo de Miranda (1991) para una discusión profunda de estos aspectos.

Pero quizá la fuente más grande de sobrerresistencia en muchas estructuras sea el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias. Como se recuerda, las normas especifican que la estructura debe analizarse ante fuerzas reducidas por el factor  $Q'$ , y debe suministrarse a las secciones una resistencia tal que se mantengan elásticas ante dichas fuerzas. Por tanto, si una sección fluye ante las cargas reducidas, deberá aumentarse su resistencia hasta que esto no ocurra. Se supone entonces que la resistencia nominal de la estructura es aquella con la cual ninguna sección fluye. En realidad algunas secciones fluirán ante el sismo de diseño, y los requisitos normativos están orientados a que las demandas de ductilidad en estas secciones no sobrepasen su capacidad. Sin embargo, el comportamiento global de la estructura no es, en general, estrictamente elastoplástico; sólo lo sería si todas las secciones fluyeran al mismo tiempo, lo cual puede ocurrir sólo en estructuras de pocos grados de libertad. Esto implica que la resistencia global real de la estructura es superior a la nominal.

Como ha observado Loera (2000), este efecto debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductivo de las cargas; sin duda, este sería el procedimiento más racional. Esto implicaría, sin embargo, cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. La alternativa que parece más viable por el momento es el método del empujón. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, es nuestra opinión que aún no se ha investigado lo suficiente como para modificar los esquemas actuales de análisis. En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobrerresistencia como un factor reductivo del lado de las acciones.

La sobrerresistencia depende de muchos factores; en particular, por lo que se asienta en párrafos anteriores, depende del grado de hiperestaticidad de la estructura. No se dispone de suficientes estudios que permitan calcular la sobrerresistencia en función de unos pocos parámetros estructurales. Por tal motivo, se propone utilizar factores reductivos que conduzcan, aproximadamente, a las resistencias que se obtienen con las normas actuales para valores de capacidad dúctil de entre 3 y 4. Se propone entonces que la reducción por sobrerresistencia,  $R$ , esté dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad 18$$

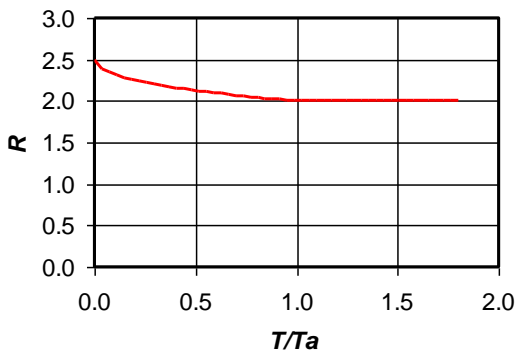


Figura 7. Valor propuesto para el factor de sobrerresistencia,  $R$ .

$R$ , como puede apreciarse, vale 2.5 para  $T=0$  y 2 para  $T>T_a$ . No existen en realidad bases teóricas o empíricas para explicar una variación de  $R$  como la que se presenta en la ecuación 18. Se eligió esta forma funcional porque, como se ha señalado, conduce a resistencias necesarias del orden de las que se obtienen actualmente para  $Q=3$  o 4, y porque, como se verá más adelante, conduce a formas espectrales razonables. En la figura 7 se ilustra la forma del factor  $R$ .

### ESPECTROS INELÁSTICOS DE DISEÑO

De acuerdo con lo señalado en los incisos anteriores, la resistencia necesaria de diseño,  $C(T, Q)$ , se calculará de la siguiente manera:

$$C(T, Q) = \frac{a(T)}{R(T)Q'(T, Q)}$$

con  $Sa(T)$  dado por las ecuaciones 3 y 7-11,  $Q'(T,Q)$  por la ecuación 14 y  $R$  por la ecuación 18. En la figura 8 se presentan espectros inelásticos de diseño para diversos valores de  $T_s$  y varios valores de ductilidad; se comparan con los actualmente especificados en el apéndice A4 de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC) del reglamento de construcciones del DF.

En la figura 8, puede apreciarse que las resistencias necesarias a periodo largo son menores que las actualmente exigidas por las NTC. Para evitar estructuras con resistencias excesivamente bajas, se propone que, si del análisis se encuentra que la fuerza cortante  $V$  es menor que  $a_{min}W$ , donde  $W$  es el peso de la estructura, se incrementen todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V$  iguale a ese valor; por las razones que se detallarán más adelante, los desplazamientos no deben afectarse por esta corrección.  $a_{min}$  se propone igual a 0.03 cuando  $T_a < 1$  seg, o 0.05 cuando  $T_s > 1$  s. Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

## CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos se calcularán multiplicando por ciertos factores los que se obtienen de someter a la estructura a las fuerzas laterales reducidas, es decir, aquéllas que resultan de la distribución del cortante basal de diseño  $C(T,Q)W$ . Llamaremos a estos los *desplazamientos reducidos*,  $D_R$ . Se propone la verificación de los desplazamientos de la estructura en dos estados límite: el de colapso y el de servicio. Describiremos a continuación estos estados y la manera de calcular los desplazamientos en ambos casos.

### Estado límite de colapso

Este estado límite intenta verificar el comportamiento –los desplazamientos relativos de entrepiso en particular- durante la ocurrencia del sismo de diseño, cuyo espectro elástico de aceleraciones queda descrito por la función  $Sa(T)$  (ver ecuación 3). Los desplazamientos ante este sismo, que llamaremos  $D_C$ , se calcularán, como es costumbre, multiplicando los reducidos,  $D_R$ , por  $Q$ . Pero, además, deberán multiplicarse por  $R$ , el factor de sobrerresistencia. La razón de esto es que, si en efecto la estructura tiene una sobrerresistencia  $R$ , las fuerzas sísmicas no quedarán limitadas por el valor de la resistencia de diseño,  $C(T,Q)$ , sino por una mayor, que es justamente el producto de la resistencia nominal por la sobrerresistencia. De acuerdo con esto,

$$D_C = D_R QR$$

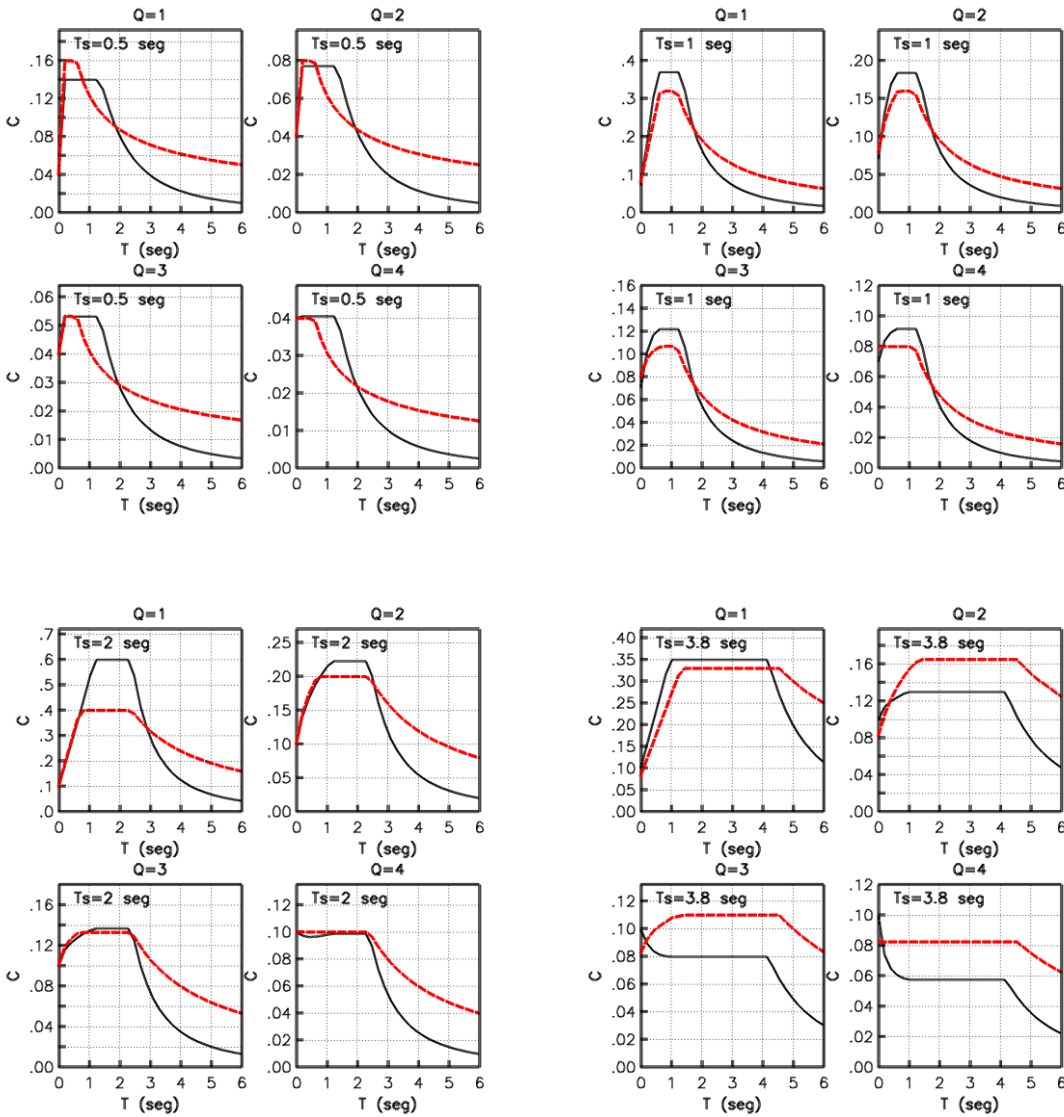
20

A partir de los desplazamientos de colapso  $D_C$ , se calcularán las distorsiones de entrepiso resultantes, las cuales se compararán con distorsiones permisibles que reflejen la capacidad máxima real de los diversos sistemas estructurales. En la Tabla 1 se presentan algunos de los valores propuestos.

### Estado límite de servicio

Se propone la existencia de un estado límite de servicio claramente especificado. Se pretende que la estructura permanezca elástica y con desplazamientos limitados ante la ocurrencia de un sismo que tiene un periodo de retorno mucho menor que el del sismo de colapso. El problema de la determinación del periodo de retorno óptimo del sismo de servicio no es trivial, y aunque se han hecho estudios al respecto (ver, por ejemplo, Reyes, 1999), el tema no está de ninguna manera agotado. Sin embargo, en el trabajo antes mencionado se señalan indicios de que, para diversos tipos estructurales comunes, el periodo de retorno óptimo para la Ciudad de México es de unos 10 años. A este periodo de retorno están asociadas ordenadas espectrales similares a las que produjo el sismo del 25 de abril de 1989. Hay, además, un razonable acuerdo entre los expertos consultados en el sentido que, durante un sismo como este, no deberían presentarse daños no estructurales en las edificaciones.

En vista de esto, se propone que el sismo de servicio sea uno con un espectro de aceleraciones como el de la ecuación 4 dividido entre un factor constante igual a 7, para tener espectros del orden de los registrados el 25 de abril de 1989. Se ha señalado en el pasado la inconveniencia de tener, en un esquema de diseño multinivel como el que aquí se propone, espectros de diseño que tengan la misma forma, especialmente en suelos blandos (Ordaz et al., 1996). La razón es que la forma espectral puede ser considerablemente modificada por el contenido de frecuencia de los sismos que rigen el estado límite de servicio, que no tienen las mismas características que los que rigen el estado límite de colapso. Sin embargo, en aras de la sencillez, se ha decidido dejar esta propuesta con una forma espectral igual para ambos estados límite. Esto, sin duda, ameritará ser afinado en el futuro.



18. Espectros de diseño (resistencia necesaria) para sitios con diversos periodos predominantes del suelo,  $T_s$ , y para varias ductilidades. Línea continua (negra): espectros propuestos en el presente trabajo; línea discontinua (roja): espectros obtenidos del apéndice A4 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo vigentes en el DF

(En todas las figuras cambiar  $c$  por  $C$ )

En estas condiciones, los desplazamientos para revisión del estado límite de servicio,  $D_S$ , se calcularán de la siguiente manera:

$$D_S = D_R \frac{Q' R}{7}$$

Al multiplicar los desplazamientos reducidos por  $Q'$  y por  $R$  se tienen los desplazamientos elásticos que se presentarían durante el sismo de colapso; la posterior división entre 7 los convierte en los que se tendrían durante un sismo 7 veces menor. Las distorsiones de entrepiso resultantes de estos desplazamientos se compararán con valores de distorsión para los cuales se inicia el daño en sistemas no estructurales comunes. Se proponen los valores de 0.002 cuando los muros de mampostería estén ligados a la estructura y de 0.004 cuando no lo estén.

Tabla 1. Distorsiones propuestas permitidas para el estado límite de colapso en diversos sistemas estructurales.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q=3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q=3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

### Desplazamientos cuando gobierna el requisito de resistencia mínima

Como se ha señalado, cuando la resistencia calculada es menor que cierto valor, deben escalarse las fuerzas sísmicas resultantes de suerte que el coeficiente cortante basal sea justamente  $a_{min}$ . Esta corrección, sin embargo, no debe afectar al cálculo de desplazamientos. Multiplicar los desplazamientos por este factor correctivo implica, aproximadamente, tener un espectro de diseño de aceleraciones que a partir de cierto periodo se vuelve constante. Con un espectro así, el espectro de desplazamiento empezaría a crecer como  $T^2$  justamente a partir de ese periodo, lo que constituye una forma poco realista para dicho espectro.

## COMPARACIÓN CON REQUISITOS VIGENTES

### Resistencias necesarias

En la figura 9 se comparan las resistencias exigidas por la presente propuesta con las que demanda el apéndice A4 de las NTC vigentes, para dos valores de ductilidad:  $Q=1$  y  $4$ . La comparación se hace en términos del cociente entre estas resistencias, como función del periodo estructural y del periodo predominante del suelo.

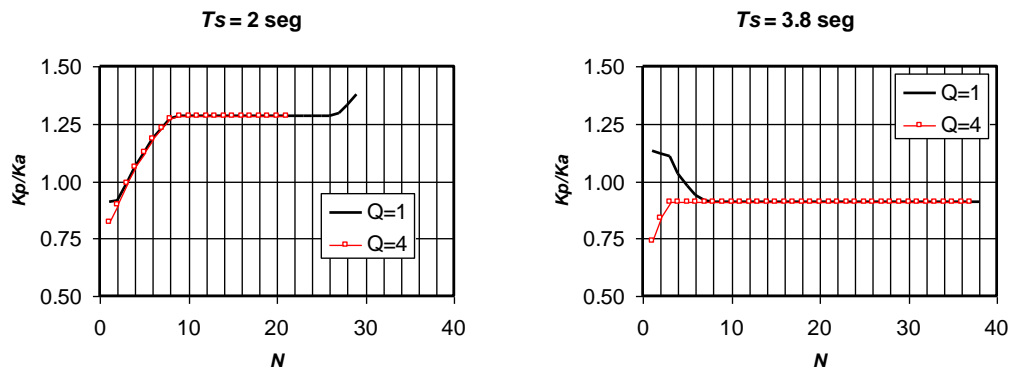
Puede observarse que, para  $Q=1$  y  $T < T_s$ , las resistencias calculadas con los criterios que aquí se presentan pueden llegar a ser 50% superiores a las actualmente vigentes. Para periodo largo ( $T > T_s$ ), la propuesta requeriría resistencias menores que lo que ahora demanda el apéndice A4. Conviene notar, sin embargo, que en la figura 9 no se ha incluido la resistencia mínima de que se habló anteriormente. Para  $Q=4$  y  $T < T_s$ , se tienen resistencias comparables entre lo que aquí se propone y las normas vigentes. Para  $T > T_s$ , la exigencia de la presente propuesta sería menor.

**Rigideces necesarias**

Como se ha indicado, existen ahora dos estados límite que pueden gobernar la rigidez de una estructura. Qué estado gobierne dependerá, en general, de las características dinámicas de ésta, de la distribución de rigideces, de la localización del edificio –puesto que ésta controla la forma del espectro- y del sistema estructural utilizado. En la figura 10 se presenta una comparación entre la rigidez (mínima) necesaria para satisfacer los criterios propuestos,  $K_p$ , y la que se requeriría para satisfacer las NTC vigentes cuando se determinan espectros de diseño con el apéndice A4,  $K_a$ . Para calcular la máxima distorsión de entrepiso,  $\gamma_{max}$ , se ha supuesto que esta se relaciona con el desplazamiento espectral de la siguiente forma (Miranda, 1999):

$$\gamma_{max} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \frac{Sd(T)}{H} \tag{22}$$

donde  $H$  es la altura total del edificio,  $\beta_1$  es un coeficiente que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento de azotea,  $\beta_2$  relaciona la distorsión promedio del edificio con su valor máximo, y  $\beta_3$  es el cociente entre desplazamientos elástico e inelástico, el cual es igual a  $Q/Q'$ . Para fines ilustrativos, el producto  $\beta_1 \beta_2$  se ha tomado igual a 2 y  $H=Nh$ , siendo  $N$  el número de pisos y  $h=350$  cm. En los ejemplos que se muestran, se ha supuesto que la distorsión permisible al colapso es de 0.03, y que, por tratarse de muros desligados, la propuesta actual requiere 0.004 en condiciones de servicio; por su parte, las NTC vigentes requerirían una distorsión máxima de 0.012.



**10. Relación entre la rigidez mínima requerida en la presente propuesta,  $K_p$ , y la rigidez requerida por las NTC vigentes utilizando el apéndice A4,  $K_a$ . Se presentan los casos de  $T_s=2$  y 3.8 seg, y ductilidades,  $Q$ , de 1 y 4, para distintos valores de  $N$ , el número de pisos. Las distorsiones permisibles son: en la propuesta que se hace, 0.030 al colapso y 0.004 en servicio; para las NTC vigentes, 0.012.**

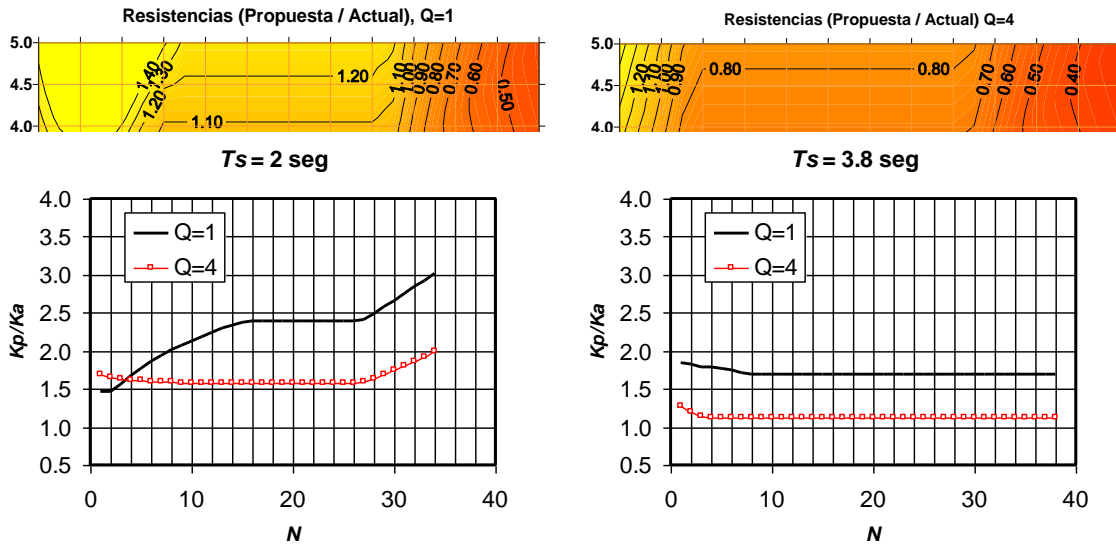


Figura 11. Relación entre la rigidez mínima requerida en la presente propuesta,  $K_p$ , y la rigidez requerida por las NTC vigentes utilizando el apéndice A4,  $K_a$ . Se presentan los casos de  $T_s=2$  y 3.8 seg, y ductilidades,  $Q$ , de 1 y 4, para distintos valores de  $N$ , el número de pisos. Las distorsiones permisibles son: en la propuesta que se hace, 0.015 al colapso y 0.004 en servicio; para las NTC vigentes, 0.012.

En la figura 10 puede observarse que, para la combinación de parámetros estudiada, las rigideces necesarias con el enfoque propuesto serían entre 75 y 130% de las rigideces actualmente demandadas. No hay espacio para presentar en este artículo una comparación exhaustiva entre lo propuesto y lo vigente. Sin embargo, los autores han observado que, en general, las reglas propuestas no exigen rigideces muy diferentes a las actuales, con la excepción de los casos de sistemas estructurales con moderada o baja capacidad de deformación al colapso (distorsiones permisible menores a 0.02, de acuerdo con la Tabla 1), en los que además se desee mantener los muros desligados de la estructura (distorsiones permisibles de 0.012 en la NTC actuales y de 0.004 en el estado límite de servicio de la presente propuesta). En la figura 11 se presenta una comparación de rigideces mínimas para algunos de estos casos en los que, como se aprecia en la figura 11, la propuesta exigiría rigideces considerablemente mayores que las NTC vigentes, especialmente para bajas ductilidades.

### Algunas implicaciones de la forma propuesta para los espectros de desplazamiento

Los autores han observado por lo menos dos consecuencias importantes producidas por las nuevas formas del espectro de desplazamiento. Se mencionan brevemente a continuación.

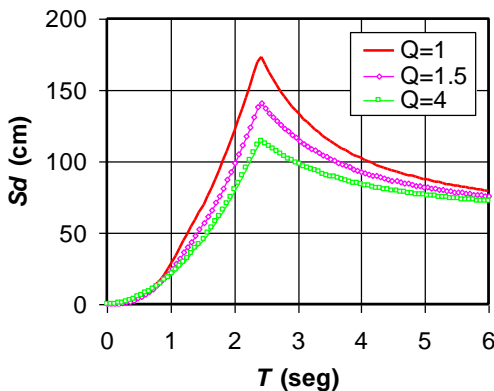


Figura 12. Desplazamientos de diseño (estado límite de colapso) para un sitio con  $T_s=2$  seg y diversos valores de ductilidad,  $Q$ .

1. En la figura 12 se presentan espectros de diseño de desplazamiento (estado límite de colapso) para un sitio con  $T_s=2$  seg. Puede observarse que, a diferencia de lo que ocurre con las NTC vigentes, el desplazamiento espectral alcanza un máximo (en este caso en  $T=2.4$  seg) y después empieza a disminuir, tendiendo, como dicta la dinámica estructural, al desplazamiento máximo del suelo. Esto significa que habrá casos en que el desplazamiento inelástico espectral necesario para producir la distorsión máxima de entrepiso será mayor que el máximo del espectro de diseño de desplazamiento. En esta situación, el estado límite de colapso no podrá gobernar en lo referente a rigidez de la estructura.
2. Como puede observarse de la figura 12, los desplazamientos de diseño a periodo corto e intermedio dependen de la resistencia de la estructura y, por tanto, de la capacidad dúctil de diseño,  $Q$ . Esto

contrasta con las NTC vigentes en que, como consecuencia de que  $Q'=Q$ , para periodos intermedios y largos el desplazamiento es independiente de la resistencia. Esto podría implicar un mayor número de iteraciones durante el proceso de diseño.

## CONCLUSIONES

Se ha presentado un procedimiento que permite determinar resistencias y desplazamientos de diseño en la Ciudad de México de una manera más clara, y más acorde con el estado actual tanto del conocimiento sobre respuesta de suelos blandos, cuanto de las tendencias modernas de los reglamentos de construcción.

A juicio de los autores, las modificaciones más importantes que se proponen son las siguientes:

- (1) Se parte de espectros elásticos de aceleración y desplazamiento que tienen tamaños y formas realistas.
- (2) Se aplica explícitamente una reducción empírica por sobrerresistencia.
- (3) Se utilizan reducciones por ductilidad con reglas más acordes con las reducciones que se observan en la realidad para sistemas de un grado de libertad.
- (4) Se estipulan procedimientos más racionales para el cálculo de desplazamientos.
- (5) Se hace explícita la existencia de dos estados límite de desplazamiento, con distorsiones de entrepiso permisibles que reflejan mejor el desempeño estructural que se quiere obtener.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen los numerosos y útiles comentarios de Roberto Meli. Fueron también de gran ayuda las conversaciones con Oscar de Buen, Enrique del Valle, Luis Esteva y Carlos Reyes. El presente estudio tuvo patrocinio parcial (MO) del Gobierno del DF.

## REFERENCIAS

- Esteva, L. (1970), "Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería", *Serie Azul* 246, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Krawinkler, H. y M. Rahnama (1992), "Effects of soils on design spectra", *Proceedings 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, **10**, 5841-5846.
- Loera, S. (2000). Comunicación personal.
- Meli, R. y J. Ávila (1988), "Analysis of building response", *Earthquake Spectra* **5**, 1-18.
- Miranda, E. (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **119**, 3503-3519.
- Miranda, E. y V. Bertero (1994), "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra* **10**, 357-379.
- Miranda, E. (1999), "Approximate seismic lateral deformation demand in multistory buildings", *Journal of Structural Engineering* **125**, 417-425.
- Miranda, E., M. Ordaz y E. Reinoso (1999), "Algunas consideraciones sobre los nuevos reglamentos mexicanos de construcción de diseño por sismo", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. II. 1061-1070 Morelia, México.
- Ordaz, M, E Reinoso y L E Pérez Rocha (1996), "Criterios de diseño sísmico: consideraciones para suelos blandos", *Ingeniería Sísmica* **53**, 25-35.
- Ordaz, M. y Pérez Rocha, L.E. (1998), "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **27** 889-901.
- Ordaz, M. y C. Reyes (1999), "Seismic Hazard in Mexico City: observations vs. computations", *Bulletin of the Seismological Society of America* **89**, 1379-1383.
- Pérez Rocha, L. E. (1999), "Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo estructura", Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería, UNAM*, México.
- Reyes, C. (1999), "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", Tesis Doctoral, *Facultad de Ingeniería, UNAM*, México.
- Rosenblueth E., M. Ordaz, F.J. Sánchez-Sesma, y S.K. Singh (1989), "Design Spectra for Mexico's Federal District", *Earthquake Spectra* **5**, 273-291.
- Singh, S.K., M. Ordaz, J Pacheco, R. Quaas, et. al (1999), "A preliminary report on the Tehuacán, Mexico, earthquake of June 15, 1999, Mw=7", *Seismological Research Letters* **70** 489-504.

## EXPERIENCIAS DE LA APLICACIÓN DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DE CONCRETO - 1995

Por : Dr. Roberto Stark

### 1. INTRODUCCIÓN.

*Prácticamente mi vida profesional empezó con la edición de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal 1976. Desde entonces he podido utilizarlo y aplicarlo, en este artículo trataré de describir mis experiencias y sobre todo enumerar desde mi punto de vista las posibles mejoras.*

*La versión de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto de 1976 ha sufrido sólo un cambio importante el cual fue en 1985 cuando se publicaron las Normas de Emergencia a las tres semanas después de los grandes sismos de Michoacán, los cuales afectaron seriamente la Ciudad de México y que posteriormente se formalizó el cambio en el reglamento de 1987. Los cambios que se hicieron obedecieron directamente a las fallas presentadas, por lo que en esta nueva versión aparece entre otros cambios, una nueva sección de marcos dúctiles y otra destinada a las losas planas. Cabe mencionar que las estructuras hechas con losas planas como estructura principal y marcos no dúctiles representaron la gran mayoría de los casos con colapso o daño severo.*

*Posteriormente, las Normas Técnicas Complementarias (NTC) experimentarían algunos cambios muy leves en 1993. En este año saldrá una nueva versión, la cual todavía no se ha publicado y por lo mismo no hemos podido analizarla.*

*Tradicionalmente, las NTC se han basado en principios y en investigaciones utilizadas en el reglamento del "American Concrete Institute" (ACI) y en algunas investigaciones locales. Sin embargo, las NTC se han limitado a sólo algunos materiales o a tipos de materiales muy limitados que se habían utilizados pero que hoy ya no es suficiente.*

### 2. CAMBIOS PROPUESTOS.

#### 2.1 Concreto de Alta Resistencia

*No hay que olvidar que el desarrollo más importante del diseño del concreto y el cual permitió desarrollar edificios más altos y estructuras más variadas fue durante los*

*setentas y básicamente esto fue posible gracias al diseño plástico del concreto y al desarrollo de concretos de mayores resistencias. Parte de estos avances no se encuentran todavía reflejados en las NTC.*

*Desde la versión de 1989 y hasta la última versión del ACI se limita la capacidad resistente a cortante, adherencia y a torsión a una resistencia del concreto  $f^*c$  de 700 Kg/cm<sup>2</sup>, aún cuando la resistencia a la compresión o a flexión fuera mayor a ese valor.*

*Lo anterior tiene como objeto restringir el uso de concretos de mayores resistencia hasta que la investigación compruebe el comportamiento de las estructuras utilizando valores mayores sobre todo en lo que respecta a las fallas frágiles que pueden presentarse y que por su naturaleza serían difíciles de detectar antes de un problema súbito y sin previo aviso.*

*En México, actualmente se está haciendo el esfuerzo de producir concretos de mayor resistencia con precios razonables, por lo que hoy en día se encuentran en un rango de 600 a 700 Kg/cm<sup>2</sup> de  $f^*c$ . Lo cual nos indica que de acuerdo con el reglamento de construcciones del ACI no se necesitaría hacer ninguna distinción en las fórmulas de un concreto normal. Sin embargo, no se encuentra reflejado ninguna condición especial en las NTC.*

*Si revisamos la fórmula para el cálculo del esfuerzo del bloque equivalente de compresión:*

$$f''c = (1.05 - f^*c / 1250) f^*c \quad \text{para } f^*c \text{ mayor a } 250 \text{ kg / cm}^2$$

*Observamos que para concretos que podemos catalogar de alta resistencia, digamos de un  $f^*c$  de 800 kg / cm<sup>2</sup>.  $f''c$  resulta de 344 kg / cm<sup>2</sup>.*

*Para  $f^*c$  de 1,000 kg / cm<sup>2</sup>, el  $f''c$  resulta de 328 kg / cm<sup>2</sup>*

*De acuerdo con los resultados anteriores se observa claramente que la fórmula anterior no contemplaba la posibilidad de concretos que son utilizados actualmente en otros países.*

*Sin embargo, todas las fórmulas de la resistencia del concreto al cortante, torsión y longitud de anclaje y las cuales están en función de  $f^*c$  o  $f^*c$  no tienen límite alguno, lo cual va en contra de la filosofía de los reglamentos de construcción que es el de evitar las fallas frágiles.*

## 2.2 Durabilidad.

*Otro gran cambio que se da en el diseño de estructuras de concreto, es el de incorporar el concepto de durabilidad. En el pasado se creía que el concreto era sinónimo de piedra y este a su vez duraba eternamente. Esta*

*creencia se ha demostrada ser falsa en caso de no cumplir ciertos requisitos que hoy en día están incluidos en otros reglamentos pero las NTC todavía no los han incorporado.*

*Creemos muy importante considerar ciertos requisitos que estipulan otros reglamentos sobre el tema de durabilidad, asociado en muchas ocasiones con agrietamiento excesivo, falta de supervisión en la obra y falta de buenos materiales.*

*Adicionalmente, se debe de tener especial cuidado cuando la estructura se encuentra en zona de ambiente agresivo como puede ser en edificaciones en costa, o estructuras en contacto con el agua o aún en condiciones más severas como son sustancias químicas.*

*La Ciudad de México, por su clima, había tenido una condición muy favorable para las estructuras de concreto, sin embargo, con la contaminación de los últimos años (veinte años aproximadamente) y la asociada lluvia ácida, se empiezan a ver casos de reducción de las propiedades de concreto en elementos expuestos a la intemperie.*

*En este punto se debe de incluir ciertas recomendaciones en base de la vida útil de las estructuras que se están construyendo hoy en día.*

*No hay que olvidar que las NTC son utilizadas en diferentes ciudades y entre ellas existen regiones de la República con problemas severos de corrosión en su medio ambiente y por lo tanto este factor de Durabilidad debe estar incluido dentro del diseño y detallado de nuestra estructura. Aunque las NTC fueron concebidas para utilizarse sólo en el Distrito Federal, no hay que perder de vista que han sido un ejemplo para varios Municipios, Ciudades y Estados y por lo mismo se debe aclarar su alcance y aplicación.*

### *2.3 Uniformidad en criterios.*

*Existen incompatibilidades en criterios entre las NTC de cimentaciones y las de concreto. Por un lado se piden revisiones por diseños últimos y por otro lado se utilizan criterios elásticos.*

*En los Estados Unidos se encuentran en una gran transformación de sus reglamentos de construcción, en el cual hasta el día de hoy se estaban usando tres reglamentos base. Sin embargo, cada ciudad podía agregar o modificar estos reglamentos base. Este año, se debe de culminar el esfuerzo de unificación de todos los reglamentos utilizados en los Estados Unidos y como resultado de esto se planea publicar el reglamento único "International Building Code" IBC.*

*Es por esto que el ACI cambio la periodicidad de la revisión de sus versiones del reglamento de seis años a sólo tres años. En base de esto, uno de los cambios que se pretende hacer es unificar a su vez los factores de carga y de reducción para tener el mismo criterio de diseño de sus elementos como de las acciones.*

### *2.4 Requisitos contra Incendio.*

*Otro de los aspectos que no se contempla en las NTC son los requisitos especiales de detalle de armado en caso de incendio. Esto apenas se esta incorporando en otros reglamentos del mundo.*

*El incendio, contrario a la creencia general, puede afectar al acero de refuerzo y al concreto mismo sino se toman medidas para evitarlo. Este problema puede ser especialmente importante cuando se trata de estructuras postensadas con cables no adheridos, el cual es un sistema que cada día se esta volviendo más popular y que por lo tanto se debe de dar un especial cuidado.*

### *2.5 Anclajes Mecánicos.*

*Actualmente, se esta incorporando en el reglamento de construcciones del ACI la normatividad referente a elementos de anclaje o barrenanclas ya que a la fecha se basa el diseño a las especificaciones del fabricante. Se debe estudiar un capítulo similar en las NTC para no depender únicamente en las recomendaciones del fabricante.*

### *2.6 Especificaciones de Obra.*

*Las especificaciones de obra que están incluidas actualmente no son suficientes para las necesidades de las construcciones, se siguen dejando puertas abiertas a criterios que se deben resolver en obra y que muchas veces no son resueltas en forma adecuada.*

*Se debe revisar el alcance de la prueba de carga, la cual ha sido motivo de muchas discusiones.*

### *3. Acciones a futuro.*

*Entre los temas que se están estudiando fuertemente para ser utilizados en el futuro es el uso de los policarbonatos. Se encuentra en investigación el uso de varillas de fibra de vidrio o de policarbonato, así como mallas de policarbonato unidas con epóxico.*

*Otro tema que se esta utilizando hoy en día y que no se esta incluyendo en la normatividad es el uso de fibras de acero en pisos o en entrepisos como firme de compresión.*

### *4. Conclusiones y Recomendaciones.*

***Las Normas Técnicas Complementarias han cumplido su meta en base del entorno de los materiales más utilizados. Se recomienda incorporar otros rangos de materiales con el objeto de no dejar al criterio de los fabricantes su aplicación, sus condiciones de servicio y sus condiciones de resistencia.***

***Las NTC deben revisarse constantemente por un grupo formado de investigadores, académicos y sobre todo de gente de la práctica que analice los nuevos materiales y nuevas técnicas que se aplican en el campo sin ninguna experiencia ni soporte técnico suficiente.***

## APLICACIONES DE LAS NTC-2000

Jorge A. Avila Rodriguez

Instituto de Ingeniería, UNAM  
Ciudad Universitaria, Coyoacán, 04510, México, D.F.  
Tel: 5-6223471 Fax: 5-6223468 E-mail: javr@pumas.iingen.unam.mx

### RESUMEN

Se aplican las especificaciones de las NTC-Sismo (Cuerpo principal y Apéndice A) del RDF-2000 (Código en preparación) y se comparan las respuestas de diseño con las del RDF-93 (Cuerpo principal), código vigente, a dos casos de edificios. Caso 1: estructuras de marcos dúctiles de concreto ( $Q=4$ ) de 7 y 17 niveles diseñados en las zonas de transición y compresible, suponiendo la condición de elementos no-estructurales desligados ( $\gamma_p \leq 0.012$ ). Y, caso 2: con un edificio de 25 niveles a base de muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q=2$ ), zona III, elementos no-estructurales ligados ( $\gamma_p \leq 0.006$ ).

### SUMMARY

The NTC-Seismic (main body and appendix A) specifications of the RDF-2000 (code in study) are applied, and compared design response are to the RDF-93 (main body), actual code, to two cases of buildings: case 1 with structure of ductile concrete frames ( $Q=4$ ) from 7 and 17 levels designed in the transition and soft zones, assuming that for this case the non-structural elements condition separated ( $\gamma_p \leq 0.012$ ); and, case 2 with a 25 levels building with combined and concrete frames with combined and concrete frames with limited ductility walls ( $Q=2$ ), zone soft, non-structural elements joined ( $\gamma_p \leq 0.006$ ).

### INTRODUCCIÓN

Los sismos en la ciudad de México han sido numerosos e intensos, pero ninguno tan dañino como el del 19 de septiembre de 1985. A raíz de los daños ocasionados por este gran sismo, los trabajos en el área de ingeniería sísmica, incluyendo normas, han sido ampliamente desarrollados en la Ciudad de México, pero es necesario extenderlos al resto del territorio nacional, ya que así lo exigen las condiciones naturales y las perspectivas de desarrollo.

Este artículo presenta las respuestas del comportamiento sismorresistente de dos casos de edificios de la ciudad de México aplicando las especificaciones del código vigente a la fecha (RDF-93) y del código que actualmente está en estudio (RDF-2000). Se hacen comparaciones aplicando las NTC-Sismo correspondientes de cada reglamento; al utilizar el código en estudio, se hace uso del cuerpo principal y también del apéndice A, y con el código en vigor sólo se aplican las especificaciones del cuerpo principal.

El caso 1 son edificios de 7 y 17 niveles con marcos dúctiles ( $Q=4$ ) de concreto reforzado y diseños para las zonas sísmicas II (transición) y III (compresible); son edificios de oficinas con los elementos no-estructurales desligados. El caso 2 consiste de un edificio, construido en México, D.F., con una estructura tipo tubo en tubo para un hotel de 25 niveles con muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q=2$ ), ubicado en la zona III (compresible), y bajo la condición de que los elementos no-estructurales van ligados a la estructura principal ( $\gamma_p \leq 0.006$ ). El diseño original sismorresistente de ambos casos se realiza con el RDF-93 y sus NTC correspondientes. Para ambos casos, se

realiza análisis dinámico modal espectral tridimensional. Se trata de conocer las principales diferencias en el comportamiento sísmico de ambos edificios diseñados con los dos códigos, para así percatarse de las consecuencias que acarrearán diferentes reglamentos de construcción.

## CRITERIOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DEL RDF-2000

Las nuevas NTC para diseño por sismo tienen algunas variantes con respecto de las del RDF-93. En la parte del cuerpo principal de éstas, tal vez la diferencia más notable, se hace una subdivisión más precisa de la zona compresible, quedando ahora con las zonas IIIa, IIIb, IIIc y IIId, de acuerdo al tipo de intensidad sísmica y periodos de vibración dominantes reportados en cada una de ellas. En la parte del Apéndice A se presenta un método adicional opcional, sin y con los efectos de la interacción suelo-estructura, a partir de conocer el periodo dominante de vibración en la zona en que se quiera construir; en los espectros correspondientes se permiten reducciones por efectos de sobrerresistencia  $R$  y de ductilidad  $(Q)$ ; se aplica sólo para los diseños de las zonas de transición y compresible; las ordenadas de los espectros de diseño para factores bajos de comportamiento sísmico  $(Q)$  muestran ser, por lo general, ligeramente superiores con respecto de los del cuerpo principal. En dicho apéndice también se permite revisar la rigidez lateral de la estructura ante una condición de servicio y otra de colapso.

### CÁLCULO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE DISEÑO

#### Caso 1 (Marcos dúctiles de concreto reforzado, $Q=4$ ):

La fig 1.1 muestra la planta tipo, un corte transversal del edificio de 7 niveles y una vista del modelo tridimensional del edificio de 17 niveles; las tablas 1.1 y 1.2 presentan las dimensiones de los elementos estructurales resultantes de cada edificio; estas dimensiones fueron obtenidas utilizando el RDF-93, satisfaciendo las condiciones de servicio (desplazamientos laterales) para cada zona y cada altura. Las tablas 1.3 y 1.4 tienen los periodos de vibración de dichas estructuras. Con este dimensionamiento, teniendo como base el cumplimiento del estado límite de servicio del código en vigor, se aplicaron los espectros de diseño de las NTC (cuerpo principal y apéndice) del RDF-2000; se utilizaron los espectros de las zonas II, IIIa, IIIb, IIIc y IIId del cuerpo principal; para el apéndice se utilizó el caso de  $T_s=1.0$  s para comparar contra la zona II, y  $T_s=2.0$  s para comparar contra la zona IIIb. La fig 1.2 muestra una comparación de todos los espectros de diseño utilizados para las zonas II y III,  $Q=4$ , así como la ubicación de los periodos fundamentales de vibración de cada estructura resultante. Las figs 1.3 y 1.4 presentan la distribución de los desplazamientos laterales máximos de los edificios de 7 y 17 niveles, respectivamente. Las figs 1.5 y 1.6 tienen las respuestas de las relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso; se muestran también los límites permisibles del cuerpo principal de ambos códigos, así como también para la condición de servicio del apéndice del nuevo código. Y, las figs 1.7 y 1.8 muestran en elevación la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso de cada caso analizado.

#### Caso 2 (Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada, $Q=2$ ):

La fig 2.1 presenta las principales características estructurales, en planta y en elevación, del edificio de segundo caso presentado. Es un edificio para uso de hotel de 25 niveles (N\*1-AZOT) más dos niveles de área parcial (piso y techo de cuarto de máquinas), y un cajón de cimentación con dos sótanos y una retícula de contratrabes, con losa de cimentación y pilotes de punta apoyados en el estrato resistente. Su diseño se hizo satisfaciendo el RDF-93 para la condición de servicio con los elementos no-estructurales desligados y para  $Q=2$ ; la tabla 2.1 tiene los periodos de vibración de la estructura resultante. Para este caso se aplicaron las condiciones de las zonas sísmicas IIIa y IIIb, y las de los periodos dominantes del suelo  $T_s=1.5$ s y  $T_s=2.0$ s, respectivamente. Las figs 2.2 y 2.3 comparan los espectros de diseño ( $Q=2$ ) de las zonas III, IIIa y  $T_s=1.5$ s, y zonas III, IIIb y  $T_s=2.0$ s, respectivamente, así como también la ubicación del periodo fundamental de cada dirección del edificio en estudio. La tabla 2.2 presenta una comparación de los desplazamientos laterales para cada caso de diseño. La tabla 2.3 lo hace, pero con base en las distorsiones de entrepiso. Y, la tabla 2.4 con los cortantes basales dinámicos.

TABLA 1.1 Dimensiones mínimas, estado límite de servicio, edificios de 7 niveles....CASO 1

Elemento Estructural*	Zona II	Zona III
Vigas principales	35x70	35x75
Vigas secundarias	30x60	30x60
Columnas:		

Niveles 1 a 3	50x50	55x55
Niveles 4 a 5	40x40	45x45
Niveles 6 a 7	35x35	40x40

\*Dimensiones en cm

TABLA 1.2 Dimensiones mínimas, estado límite de servicio, edificios de 17 niveles

Elemento Estructural*	Zona II	Zona III
Vigas principales	35x70	45x85
Vigas secundarias	30x60	30x60
Columnas:		
Niveles 1 a 5	80x80	85x85
Niveles 6 a 10	70x70	75x75
Niveles 11 a 14	60x60	65x65
Niveles 15 a 17	55x55	55x55

\*Dimensiones en cm

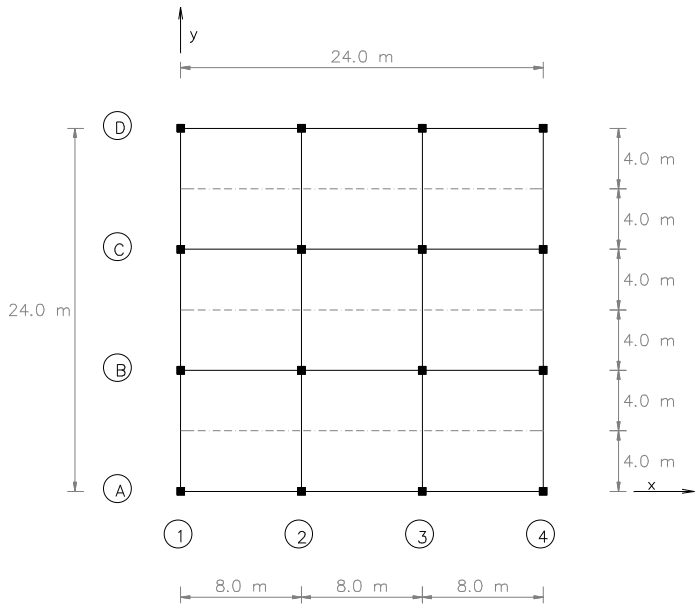
TABLA 1.3 Periodos fundamentales de vibración, estructuras de 7 niveles

Dirección	Diseño zona sísmica II	Diseño zona sísmica III
	Periodo $T_i$ (s)	Periodo $T_i$ (s)
	1.4678	1.3336
Y	1.4930	1.3589
θ	1.1146	1.0153

TABLA 1.4 Periodos fundamentales de vibración, estructuras de 17 niveles

Dirección	Diseño zona sísmica II	Diseño zona sísmica III
	Periodo $T_i$ (s)	Periodo $T_i$ (s)
	2.7019	2.0072

Y	2.7638	2.0409
$\theta$	1.9776	1.4497



— Viga principal    ■ Columna  
 - - - Viga secundaria

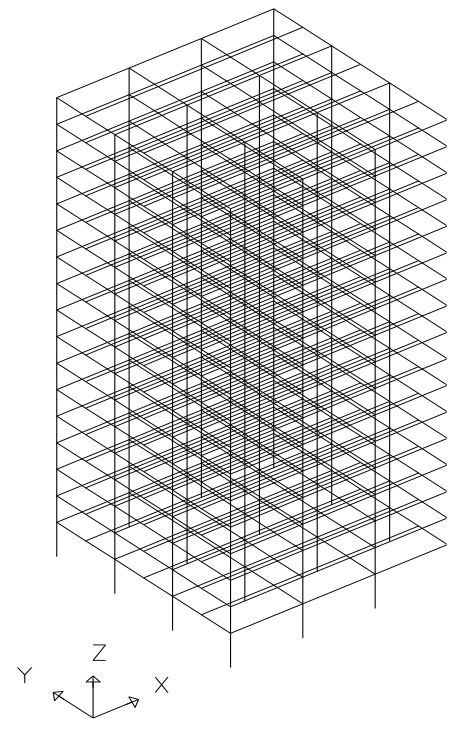
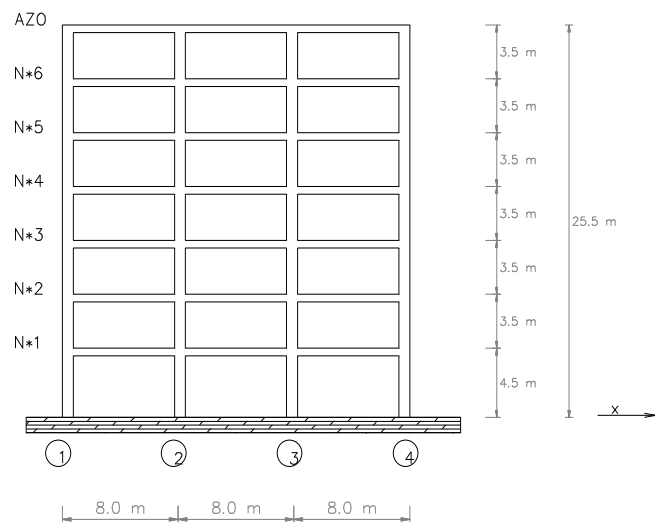


FIGURA 1.1 Planta tipo, corte transversal del edificio 7 niveles, y modelo matemático tridimensional del edificio de 17 niveles (Caso 1: edificio concreto reforzado,  $Q=4$ )

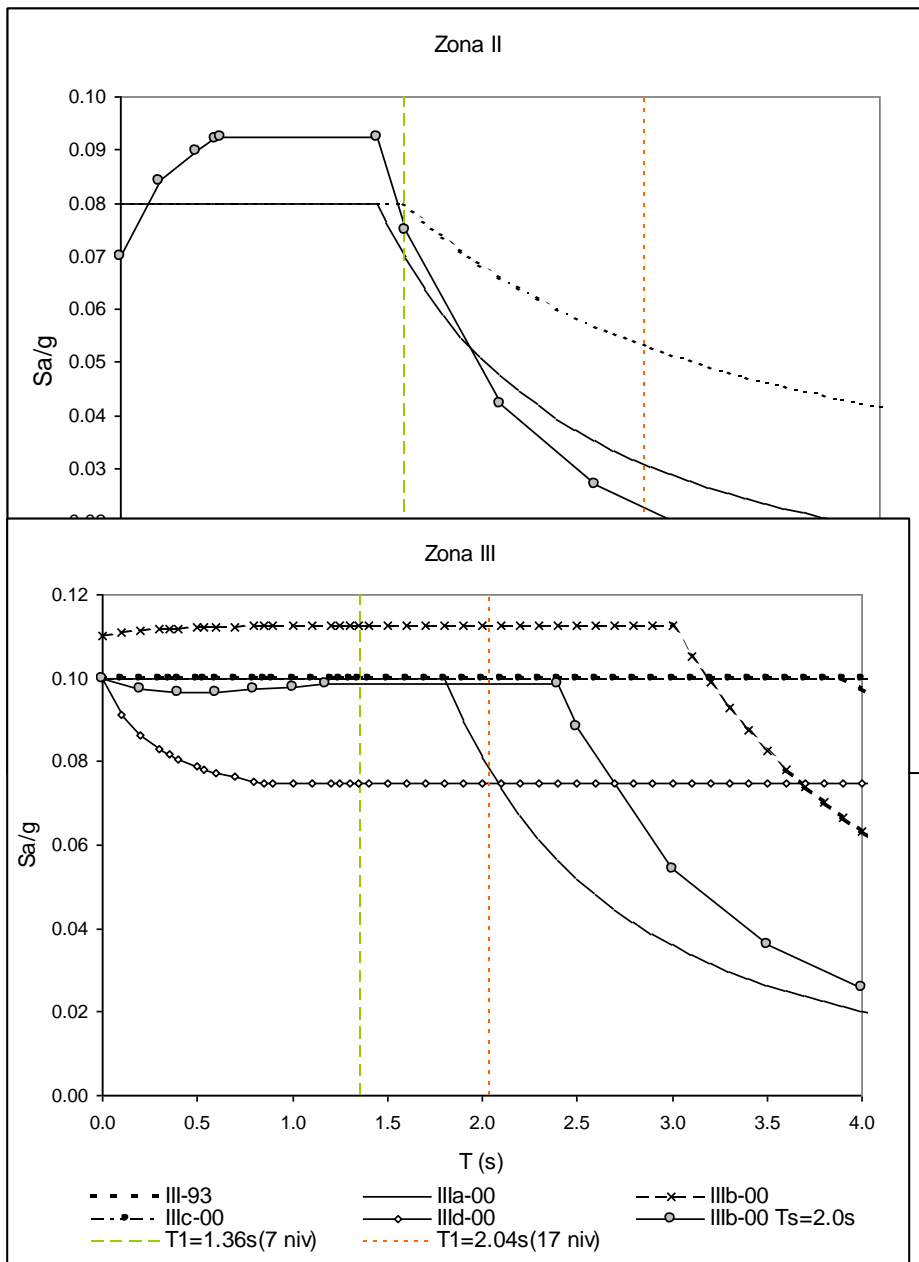


FIGURA 1.2 Comparación de espectros de diseño y ubicación de los periodos fundamentales  $T_{1y}$  (dirección Y) de los edificios de 7 y 17 niveles de marcos de concreto reforzado ( $Q=4$ ), diseños en zonas sísmicas II y III

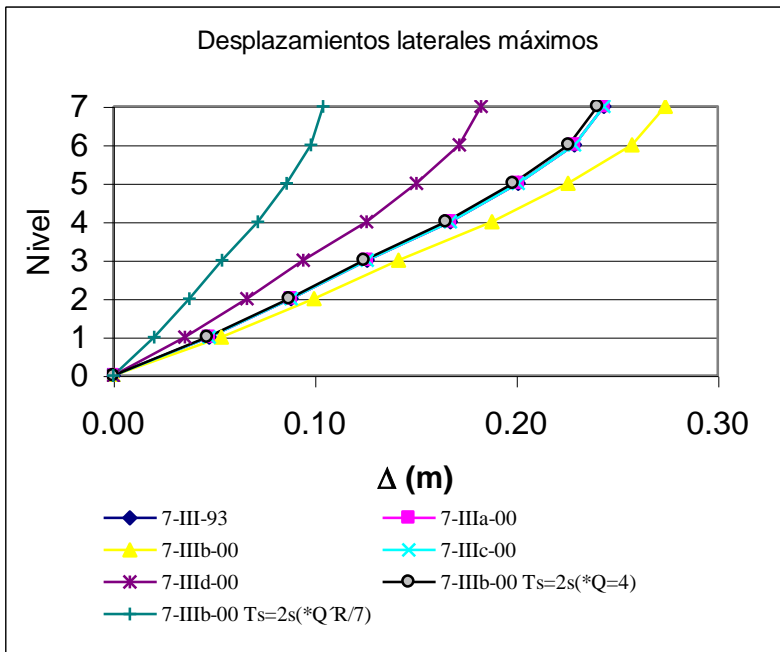
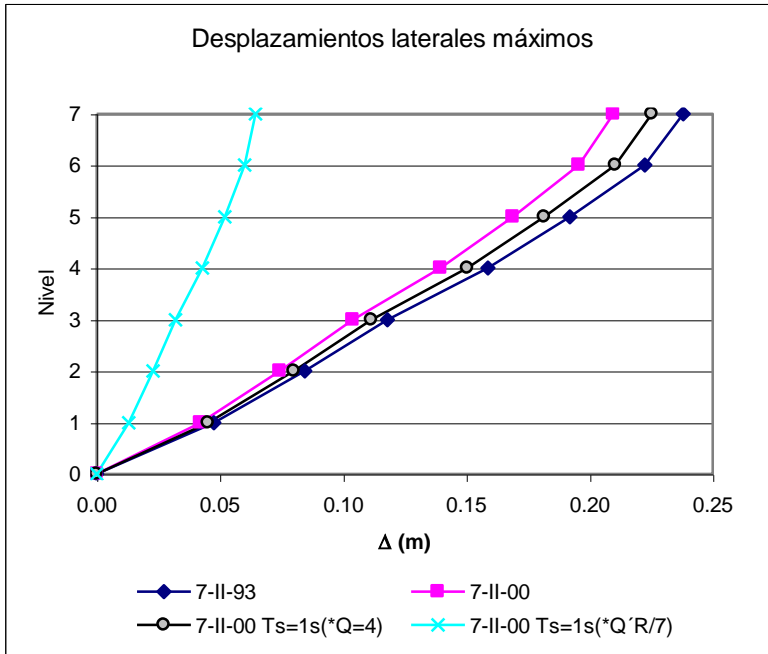


FIGURA 1.3 Comparación de desplazamientos laterales máximos, sismo dirección Y, de los edificios de 7 niveles de marcos de concreto reforzado ( $Q=4$ ), diseños en zonas sísmicas II y III

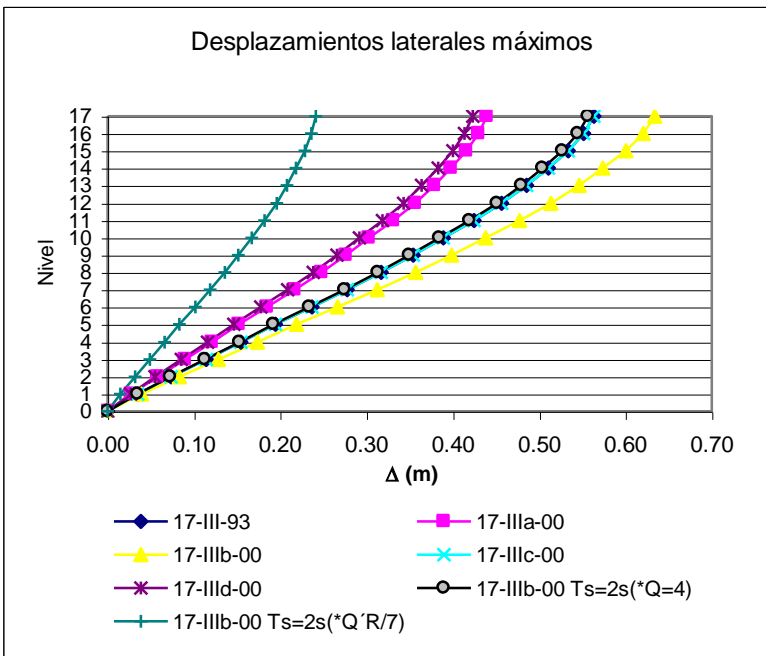
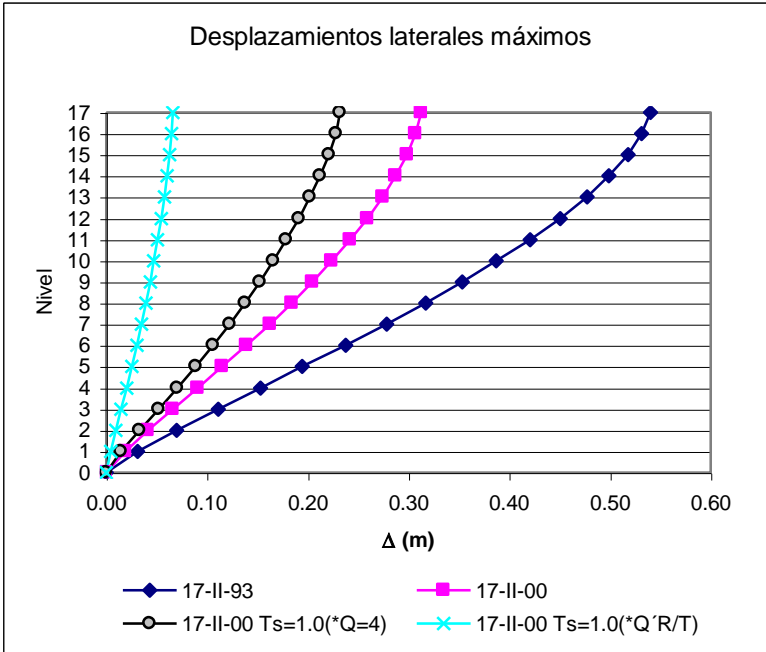


FIGURA 1.4 Comparación de desplazamientos laterales máximos, sismo dirección Y, de los edificios de 17 niveles de marcos de concreto reforzado ( $Q=4$ ), diseños en zonas sísmicas II y III

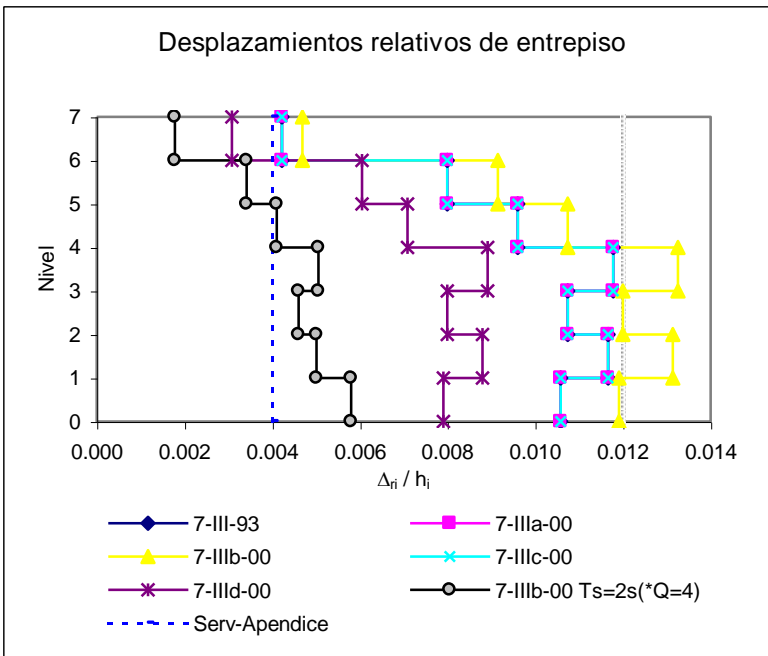
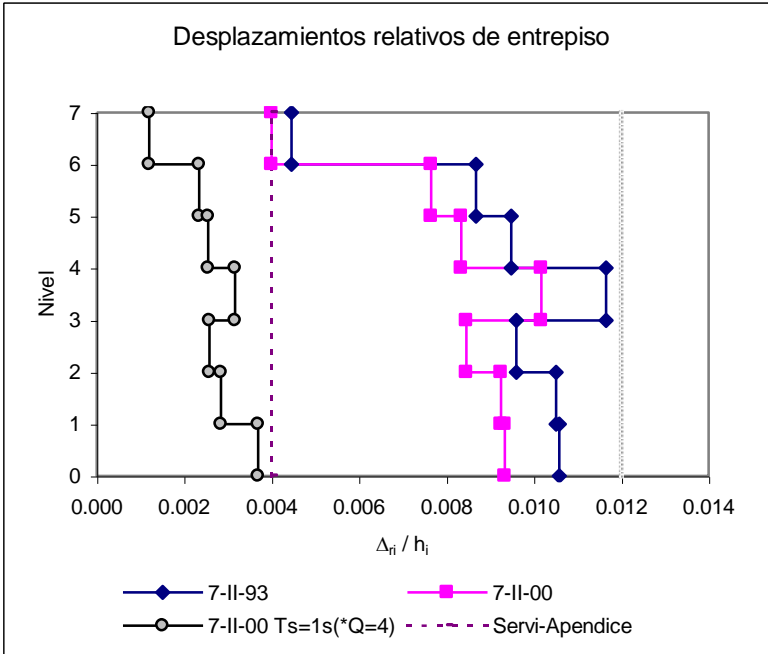


FIGURA 1.5 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo dirección Y, de los edificios de 7 niveles de marcos de concreto reforzado (Q=4), diseños en zonas sísmicas II y III

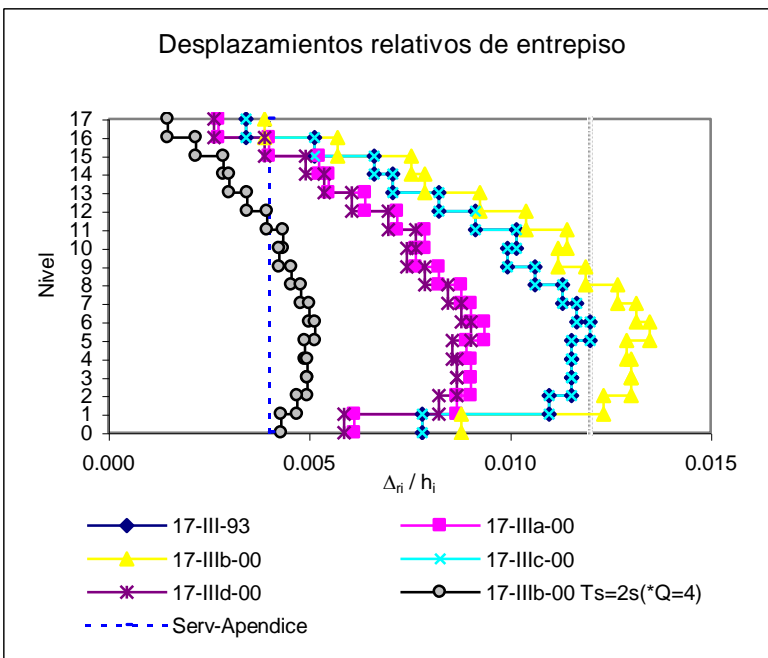
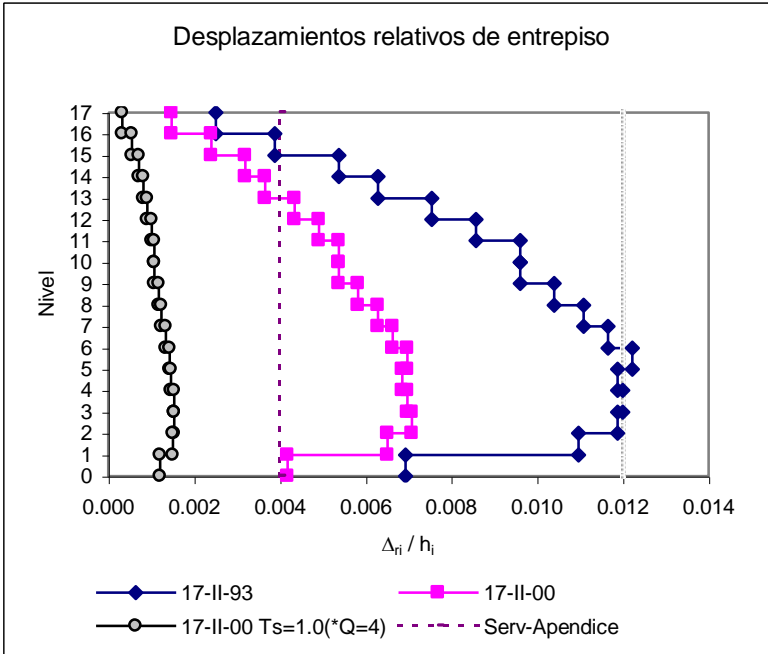


FIGURA 1.6 Comparación de relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso, sismo dirección Y, de los edificios de 17 niveles de marcos de concreto reforzado ( $Q=4$ ), diseños en zonas sísmicas II y III

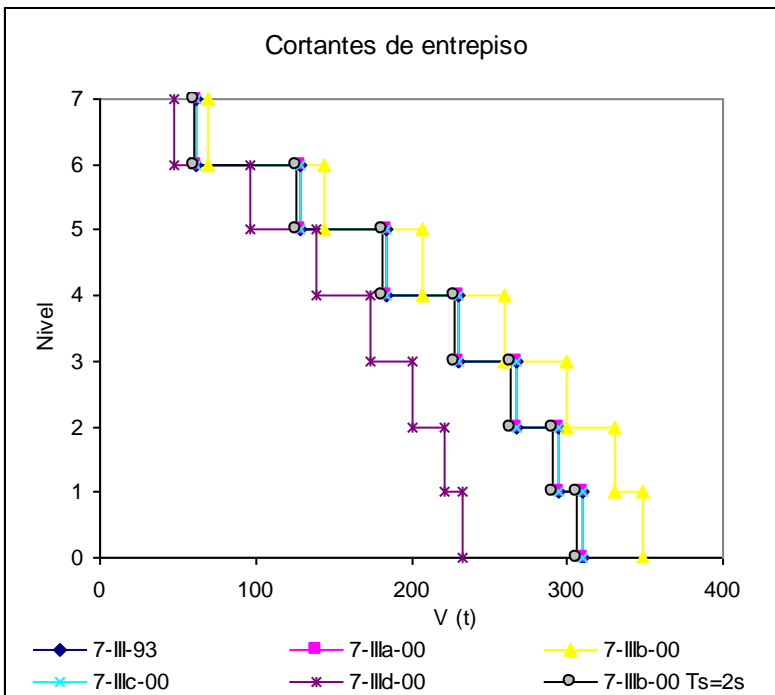
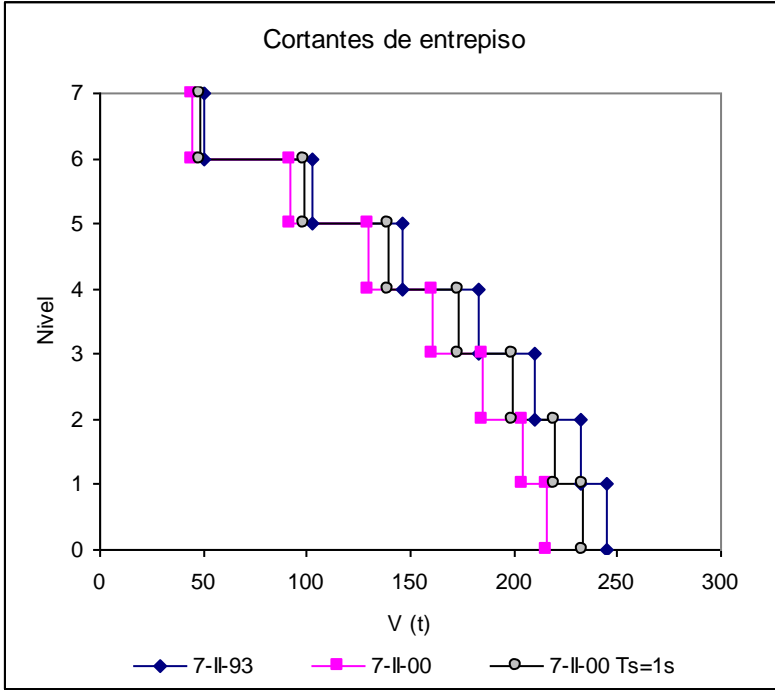


FIGURA 1.7 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso, sismo dirección Y, de los edificios de 7 niveles de marcos de concreto reforzado (Q=4), diseños en zonas sísmicas II y III

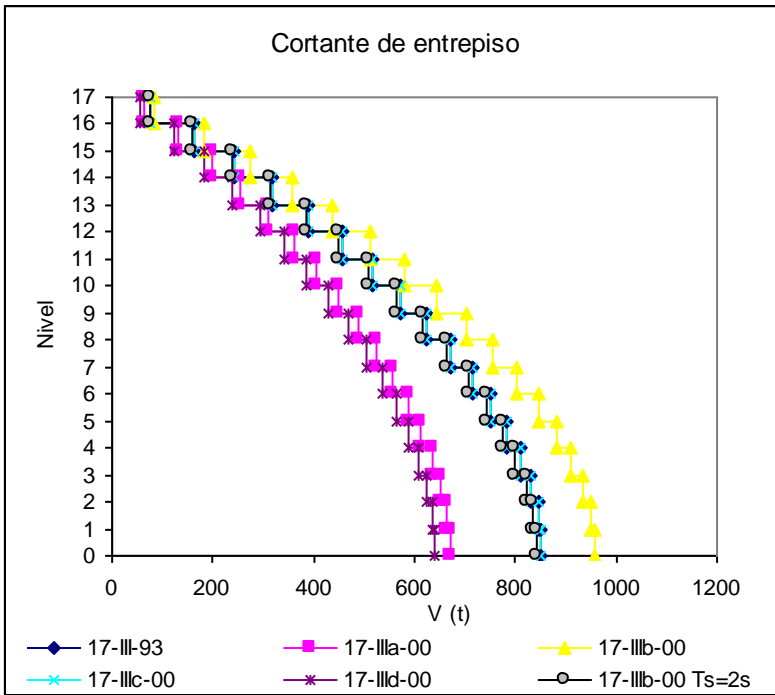
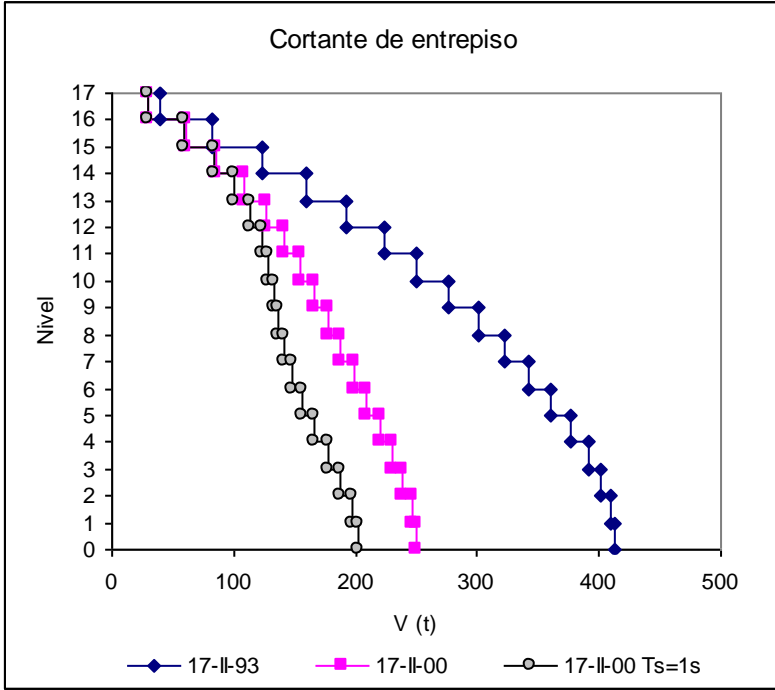


FIGURA 1.8 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso, sismo dirección Y, de los edificios de 17 niveles de marcos de concreto reforzado ( $Q=4$ ), diseños en zonas sísmicas II y III

TABLA 2.1 Periodos de vibración (s)...CASO 2

Dirección	Modo	Ti (s)
X	1	1.567
	2	0.495
	3	0.273
Y	1	1.747
	2	0.462
	3	0.223
θ	1	0.914
	2	0.293
	3	0.165

TABLA 2.2 Desplazamientos laterales máximos de azotea (cm)

Código	Sismo X	RDF-93/RDF-00	Sismo Y	RDF-93/RDF-00
Zona III (RDF-93)	21.73x(Q=2)=43.46	1.000	29.88x(Q=2)=59.76	1.000
Zona IIIa (RDF-00) C. principal	21.73x(Q=2)=43.46	1.000	29.88x(Q=2)=59.76	1.000
Ts=1.5s (RDF-00) Apéndice	26.99x(Q'R/7)=18.62 (Servicio)	2.334	37.12x(Q'R/7)=25.60 (Servicio)	2.334
	26.99x(Q=2)=53.98	0.805	37.12x(Q=2)=74.24	0.805
	26.99x(QR)=107.96 (Colapso)	0.403	37.12x(QR)=148.48 (Colapso)	0.402
Zona IIIb (RDF-00) C. principal	24.44x(Q=2)=48.88	0.889	33.61x(Q=2)=67.22	0.889
Ts=2.0s (RDF-00) Apéndice	24.22x(Q'R/7)=18.62 (Servicio)	2.334	33.31x(Q'R/7)=25.60 (Servicio)	2.334
	24.22x(Q=2)=48.44	0.897	33.31x(Q=2)=66.62	0.897
	24.22x(QR)=96.98 (Colapso)	0.448	33.31x(QR)=133.24 (Colapso)	0.449

Ts=1.5 s:

T1x=1.567s, T1y=1.747s >Ta=0.850s

<Tb=1.800s ⇒ R=2.0, Q'=2.4142 ⇒ RQ'/7= 0.6898, RQ= 4

Ts=2.0 s:

T1x=1.567s, T1y=1.747s >Ta=1.175s

<Tb=2.400s ⇒ R=2.0, Q'=2.6903 ⇒ RQ'/7= 0.7687, RQ= 4

TABLA 2.3 Relaciones máximas de desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso

Código	Sismo X	RDF-93/RDF-00	Sismo Y	RDF-93/RDF-00
Zona III (RDF-93)	$0.00298x(Q=2)=0.00596$	1.000	$0.00358x(Q=2)=0.00716$	1.000
Zona IIIa (RDF-00) C.principal	$0.00298x(Q=2)=0.00596$	1.000	$0.00358x(Q=2)=0.00716$	1.000
Ts=1.5s (RDF-00) Apéndice	$0.00370x(Q'R/7)=0.00255$ (Servicio)	2.337	$0.00445x(Q'R/7)=0.00307$ (Servicio)	2.332
	$0.00370x(Q=2)=0.00740$	0.805	$0.00445x(Q=2)=0.00890$	0.804
	$0.00370x(QR)=0.01480$ (Colapso)	0.403	$0.00445x(QR)=0.01780$ (Colapso)	0.402
Zona IIIb (RDF-00) C.principal	$0.00335x(Q=2)=0.00670$	0.889	$0.00403x(Q=2)=0.00806$	0.888
Ts=2.0s (RDF-00) Apéndice	$0.00332x(Q'R/7)=0.00255$ (Servicio)	2.337	$0.00399x(Q'R/7)=0.00307$ (Servicio)	2.332
	$0.00332x(Q=2)=0.00664$	0.898	$0.00399x(Q=2)=0.00798$	0.897
	$0.00332x(QR)=0.01328$ (Colapso)	0.449	$0.00399x(QR)=0.01596$ (Colapso)	0.449

Cuerpo principal (RDF-93 y RDF-00) ⇒ Distorsión permisible ≤ 0.006  
(elementos no-estructurales ligados)

Apéndice A (RDF-00) ⇒ Distorsión permisible (servicio) ≤ 0.002  
(elementos no-estructurales ligados)

⇒ Distorsión permisible (colapso) ≤ 0.010

**(Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad**

**limitada (Q=1 o 2)**

TABLA 2.4 Fuerzas cortantes basales máximas (t)

Código	Sismo X	RDF-93/RDF-00	Sismo Y	RDF-93/RDF-00
Zona III (RDF-93)	7,387.98	1.000	7,167.28	1.000
Zona IIIa (RDF-00) C. principal	7,394.43	1.000	7,181.14	0.998
Ts=1.5s (RDF-00) Apéndice	9,147.12	0.808	8,836.35	0.811
Zona IIIb (RDF-00) C. principal	8,288.93	0.891	8,014.81	0.894
Ts=2 s (RDF-00) Apéndice	8,198.30	0.901	7,908.16	0.906

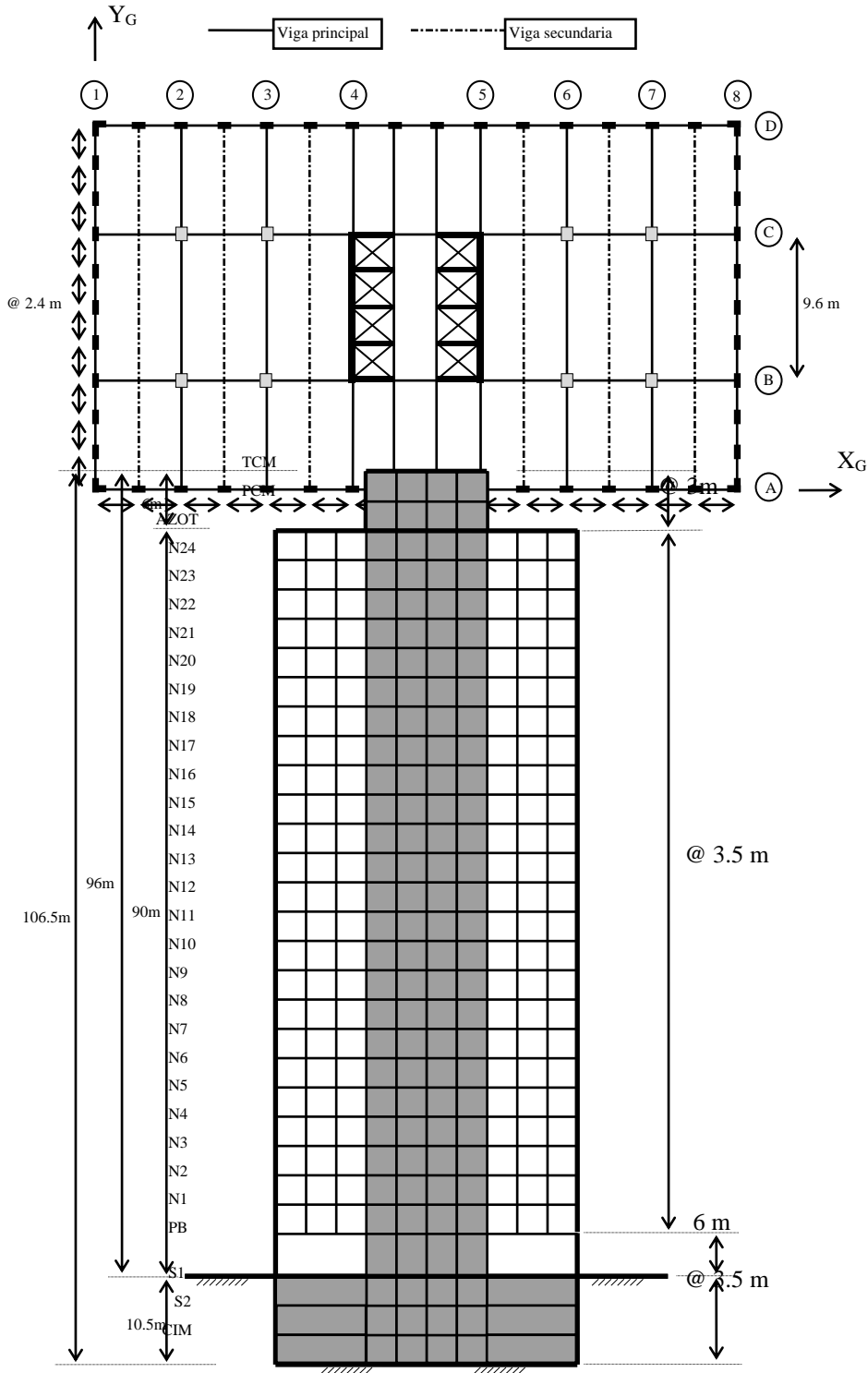


FIGURA 2.1 Planta tipo niveles N1 a Azot, y corte esquemático en elevación, dirección Y

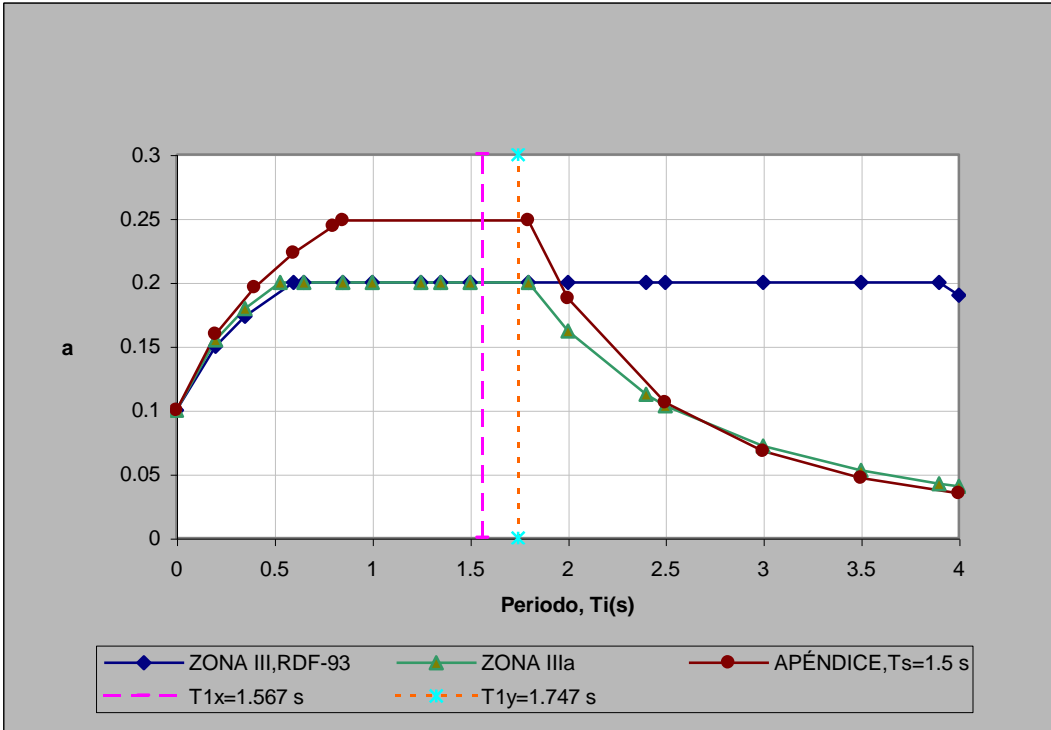


FIGURA 2.2 Comparación de espectros de diseño para zonas III (RDF-93), IIIa(c. Principal, RDF-00) y  $T_s = 1.5$  s (Apéndice A, RDF-00), y ubicación de los periodos  $T_{1x}$  y  $T_{1y}$

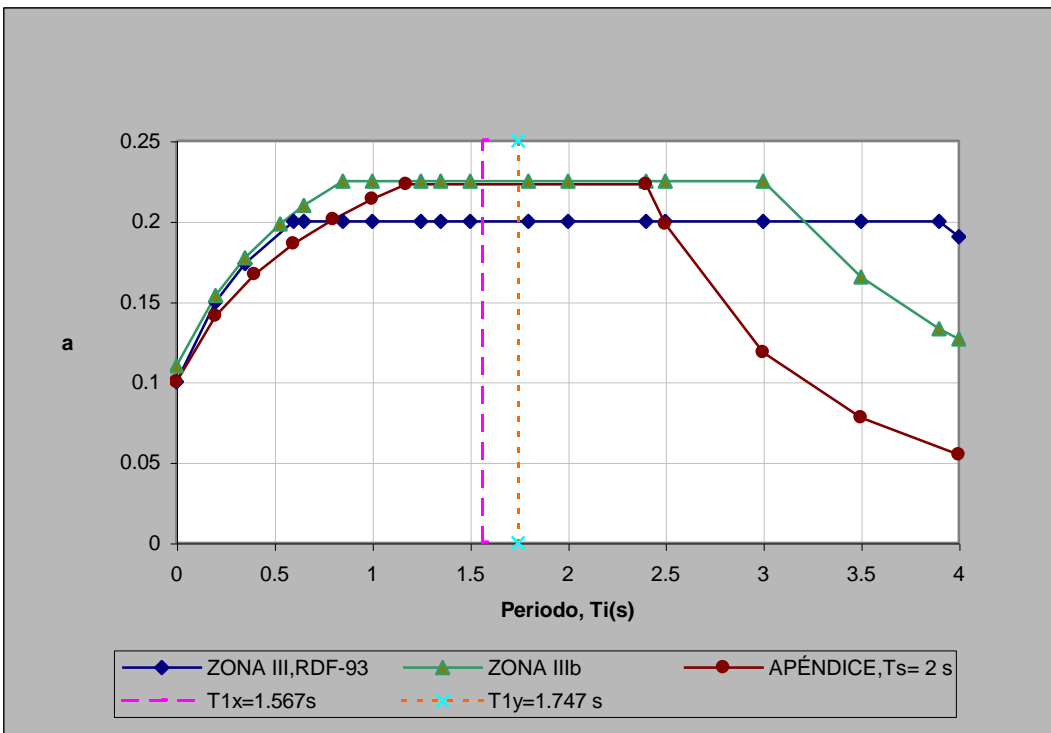


FIGURA 2.3 Comparación de espectros de diseño para zonas III (RDF-93), IIIb(c. Principal, RDF-00) y  $T_s = 2.0$  s (Apéndice A, RDF-00), y ubicación de los periodos  $T_{1x}$  y  $T_{1y}$

## TENDENCIAS ACTUALES DE LA NORMATIVIDAD SÍSMICA

**Amador Terán-Gilmore**

Universidad Autónoma Metropolitana. Azcapotzalco.  
Departamento de Materiales. Av. San Pablo # 180, CP 02200 Col. Reynosa. México, D.F.  
FAX: 5318-9085; email: tga@correo.azc.uam.mx

**RESUMEN**

El mal desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes modernas durante eventos sísmicos recientes, ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. A la fecha se han hecho varias propuestas para subsanar algunas de las deficiencias de los códigos actuales de diseño sísmico. Sin embargo, todavía es necesario formalizar varios conceptos y conciliar diferentes puntos de vista antes de hacer posible el planteamiento de una nueva generación de códigos de diseño sísmico. Los avances logrados hasta el momento sugieren que en un lapso de cinco a diez años empezarán a aparecer, a nivel mundial, los primeros códigos de diseño sísmico basados en el concepto de diseño por desempeño.

**SUMMARY**

The poor seismic performance of modern earthquake-resistant structures during recent seismic events, has emphasized the need to reformulate current earthquake-resistant design methodologies. To date, several proposals have been made to improve on some of the deficiencies inherent to the use of current seismic codes. Nevertheless, it is still necessary to formalize several concepts and conciliate different points of view before making possible the formulation of a new generation of seismic codes. The progress currently achieved suggest that in five to ten years, the first earthquake-resistant codes based on the concept of performance-based design, will begin to appear worldwide.

**INTRODUCCIÓN**

Para entender la problemática derivada del uso de los procedimientos actuales de diseño sismorresistente, es necesario analizar, con espíritu crítico, la función del ingeniero estructural. Para ello, es necesario reconocer que esta función trasciende al diseño de estructuras que no fallen, y que alcanza la obligación de satisfacer las muchas necesidades y expectativas, técnicas y socioeconómicas, que surgen de la construcción de obras de ingeniería civil. Considere el lector como ejemplo el diseño de un hospital en una zona de intensa actividad sísmica. La sociedad impone como expectativa el que dicha estructura sobreviva sismos de gran intensidad en condiciones de operación ininterrumpida. Sin embargo, esto no siempre es el caso, como lo ilustra el comportamiento, durante el sismo de Northridge de 1994, del Hospital Olive View; hospital ubicado en el área urbana de la ciudad de Los Angeles (California), y diseñado acorde al Hospital Seismic Safety Act de 1992. Aunque este hospital se comportó bien desde un punto de vista estructural, su respuesta dinámica amplificó considerablemente la aceleración máxima del terreno, de manera que los daños en su contenido crearon la necesidad de evacuarlo parcialmente después de este evento. Este hospital tuvo un desempeño sísmico insatisfactorio a pesar de su buen desempeño estructural, debido a algunas de las deficiencias y lagunas existentes en los procedimientos actuales de diseño sísmico. En particular, el énfasis que se pone en la resistencia y rigidez de la estructura, y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico (en este caso de aceleración), hace imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante el diseño sísmico.

Con base en lo discutido en el párrafo anterior puede decirse que uno de los grandes problemas con el uso de los reglamentos actuales de diseño sísmico es que estos suelen considerar, de una u otra forma, el desempeño de estructuras de ocupación estándar; sin embargo, no proporcionan elementos sólidos para el diseño sísmico de estructuras, que, como en el caso del Hospital Olive View, tienen requerimientos de desempeño significativamente diferentes a los de una estructura estándar.

Otra de las razones que hacen necesario el replanteamiento de los procedimientos actuales de diseño sísmico, también se hizo notoria después del sismo de Northridge. En particular, se observó que el nivel de daño estructural y no estructural de varias estructuras diseñadas acorde a una normatividad sísmica actual fué mucho mayor del que se hubiera esperado para un evento sísmico con la magnitud de este sismo. Se concluyó que aunque muchas de estas estructuras habían sido diseñadas adecuadamente para resistir excitaciones sísmicas severas, su umbral de daño estructural y no estructural era menor que el que exigían las necesidades socioeconómicas de la sociedad norteamericana. Dado que el sismo de Northridge ha sido el evento sísmico más costoso en la historia de los EE.UU., tanto las aseguradoras como las agencias federales de EE.UU. a cargo de la administración de los desastres naturales han impulsado fuertemente desde entonces ajustes y cambios en la normatividad de diseño sísmico, de manera que las estructuras no sufran niveles de daño tan elevado durante excitaciones sísmicas leves y moderadas.

Uno de los aspectos del diseño sísmico que han destacado recientemente, como consecuencia de lo discutido en el párrafo anterior, es la confiabilidad del diseño. Se apreció en eventos sísmicos recientes que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias de un sistema estructural a otro, e inclusive entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural. Las mejoras en el entendimiento de la respuesta y desempeño estructural de los sistemas estructurales tradicionales pronto llevaron a concluir que no sería posible establecer los niveles de confiabilidad deseados, ni plantear niveles de confiabilidad consistentes, a menos que las metodologías de diseño sísmico actualicen su formato. Finalmente, otra de las cuestiones que han puesto en tela de juicio la pertinencia de la normatividad sísmica actual, ha sido el avance tecnológico en el área de la ingeniería sísmica. Puede decirse que este avance ha rebasado a las metodologías actuales de diseño sísmico, y por tanto, han hecho obsoletos a los códigos actuales. En particular, el desempeño estructural de muchos de los materiales y sistemas sismorresistentes que se han introducido recientemente, como es el caso del aislamiento sísmico y la disipación pasiva de energía, depende de demandas sísmicas, particularmente las de desplazamiento máximo y acumulado, que no pueden estimarse de una manera razonable dentro del contexto de los métodos actuales de diseño sísmico.

## GENERALIDADES DEL DISEÑO SÍSMICO

Para hacer posible la comprensión del contexto a partir del cual se proponen actualmente cambios para mejorar las metodologías de diseño sísmico, en esta sección se discuten algunos aspectos básicos involucrados en dicho diseño. Primero, es importante enfatizar que el diseño sísmico se basa actualmente en una formulación de demanda y suministro conforme a lo siguiente:

$$DEMANDA SÍSMICA \leq SUMINISTRO SÍSMICO \quad (1)$$

La información requerida para el correcto planteamiento de la Ecuación 1 puede agruparse en 4 categorías:

- **Niveles sísmicos de diseño.** Es necesario establecer niveles sísmicos de diseño que agrupen, de acuerdo a su intensidad, a todas las posibles excitaciones sísmicas que puedan generarse en el sitio de la construcción. Una vez definidos estos niveles, es necesario plantear una representación numérica (analítica) para cada uno de estos niveles, de manera que el diseñador pueda establecer en contra de que se diseñará la estructura.
- **Criterios de desempeño.** Es necesario considerar el comportamiento deseado (criterios de desempeño) de la estructura durante los diferentes niveles sísmicos de diseño. Estos criterios por lo general se establecen en función del nivel de daño aceptable en los elementos estructurales, elementos no estructurales, y contenido de la estructura (inmobiliario, equipo, instalaciones, etc.), que varía según la importancia y función de la estructura.
- **Demandas sísmicas.** Es necesario identificar, en función del comportamiento deseado, cuáles son las demandas sísmicas relevantes para cada uno de los niveles sísmicos de diseño. Una vez identificadas, las demandas sísmicas deben cuantificarse por medio de métodos numéricos de análisis estructural.
- **Suministros sísmicos.** Una vez establecidas las demandas, puede entonces establecerse una serie de suministros sísmicos que las satisfagan. Debe enfatizarse que la predicción de las demandas y la evaluación de los suministros sísmicos no es una tarea fácil. Las demandas sísmicas en una estructura dependen fuertemente de sus suministros sísmicos (la respuesta de la estructura depende de las características mecánicas que se le suministran), mientras que los suministros sísmicos se proveen a la estructura en función de las demandas estimadas. Esto hace que el diseño sísmico sea iterativo por naturaleza.

Puede decirse que actualmente existe un consenso acerca de los criterios de desempeño para las estructuras de ocupación estándar cuando se les sujeta a excitaciones sísmicas de diferente intensidad:

- Resistir sin daño (estado límite de servicio) niveles menores de movimiento sísmico;
- Resistir sin daño estructural, aunque posiblemente con algún tipo de daño no estructural (estado límite de operación), niveles moderados de movimiento sísmico;
- Resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural (estado límite de seguridad), niveles mayores de movimiento sísmico.

Lo anterior implica la correspondencia de tres criterios de desempeño (o estados límite) con tres niveles sísmicos de diseño (menor, moderado y mayor); la definición de esta correspondencia da lugar a los **objetivos de diseño**.

Existen cuatro propiedades de una estructura sismorresistente, que son relevantes para su respuesta dinámica, y por tanto, para su desempeño sísmico. Tres de estas, la resistencia lateral, la rigidez lateral y la capacidad de deformación (máxima y acumulada) son características mecánicas de la estructura que deben diseñarse; mientras que la cuarta, la masa reactiva, normalmente no se diseña. Existe una quinta característica, la capacidad de disipación de energía viscosa, cuantificada a partir del coeficiente equivalente de amortiguamiento, que puede considerarse de relevancia para el comportamiento de sistemas sismorresistentes innovadores (aislamiento sísmico y sistemas pasivos de disipación de energía).

Existe una interacción importante entre las características mecánicas mencionadas en el párrafo anterior, de manera que un cambio importante en una de estas características, afecta, por lo general de manera importante, al valor de las otras. Esta interacción no es fácil de caracterizar, de manera que resulta difícil establecer una relación directa entre las diferentes características mecánicas. Por tanto, no es posible obviar, durante el diseño sísmico, algunas de ellas en favor de otras; en otras palabras, deben tomarse en cuenta explícitamente cada una de las características mecánicas conforme a lo siguiente:

$$\begin{array}{ccc}
 \text{DEMANDA SÍSMICA} & \leq & \text{SUMINISTRO SÍSMICO} & (2) \\
 \\
 \text{de} & & \text{de} & \\
 \\
 \begin{array}{c} \text{Resistencia} \\ \text{Rigidez} \\ \text{Capacidad de deformación} \\ \text{(máxima y acumulada)} \end{array} & & \begin{array}{c} \text{Resistencia} \\ \text{Rigidez} \\ \text{Capacidad de deformación} \\ \text{(máxima y acumulada)} \end{array} & 
 \end{array}$$

En su caso, la Ecuación 2 debe tomar en cuenta la capacidad de disipación de energía viscosa. Las demandas obtenidas a partir de la Ecuación 2 no sólo dependen del nivel sísmico considerado, sino del criterio de desempeño asociado a ese nivel; esto es, para un nivel sísmico dado, la Ecuación 2 puede arrojar demandas sísmicas significativamente diferentes para criterios de desempeño diferentes. Para entender esto considere a manera de ejemplo que el nivel de daño estructural en una estructura sismorresistente disminuye de manera importante con un incremento de su resistencia lateral (Arroyo et al., 2000). Por tanto, mientras el criterio de desempeño involucre menor daño estructural, la Ecuación 2 tenderá a resultar en mayores demandas de resistencia para un nivel sísmico dado.

Se ha observado que el nivel de daño o de degradación que una estructura exhibe después de una excitación sísmica, depende de los valores que durante la misma adquieren el desplazamiento máximo (elementos no estructurales), la deformación plástica máxima y acumulada (elementos estructurales), y la velocidad y la aceleración máximas (contenido, equipo, instalaciones, algunos dispositivos disipadores de energía). En particular, mientras estos parámetros de respuesta se incrementan, mayor es el nivel de daño o degradación. La combinación de características mecánicas planteada a partir de la Ecuación 2 debe ser tal que controle la respuesta de la estructura dentro de límites de respuesta consistentes con el nivel de daño o desempeño deseado para los elementos estructurales, elementos no estructurales y el contenido de la estructura.

## ENFOQUES ACTUALES DE DISEÑO SÍSMICO

Una de las decisiones fundamentales que se toman durante las etapas iniciales del diseño sísmico es la selección del sistema y configuración estructural, así como del detallado que se la proporcionará a la estructura. El detallado normalmente está asociado a un factor del cual dependerá la reducción del espectro de diseño elástico de resistencia para obtener un espectro inelástico de diseño. A manera de ejemplo, considere que acorde al Reglamento de Construcciones para el D.F. (RCDF) y normas asociadas, debe seleccionarse un valor para el factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), el cual define el factor de reducción del espectro elástico de resistencia,  $Q'$ , y el detallado que se utilizará en la estructura.

Por un lado, a partir de  $Q'$  se definen los espectros inelásticos de diseño, a partir de los cuales es posible definir fuerzas laterales para modelar el efecto de la excitación sísmica de diseño sobre la estructura. Estas fuerzas inducen elementos mecánicos en los elementos estructurales, y producen distorsiones de entrepiso, que constituyen una medida de las demandas de resistencia y rigidez en la estructura, respectivamente. Los elementos mecánicos (axial, cortante, momento flexionante, etc.) inducidos en los elementos estructurales constituyen las demandas de resistencia que deberán satisfacerse mediante un refuerzo longitudinal y transversal adecuado. La distorsión de entrepiso (definida como la diferencia de desplazamientos laterales de la estructura al nivel de las losas de piso que delimitan a un entrepiso, normalizada por la altura de dicho entrepiso) da una medida de las demandas de rigidez, ya que los reglamentos especifican límites de distorsión máxima que no deben excederse durante el análisis estructural. El excederlos implica aumentar el tamaño de los elementos estructurales (esto es, su rigidez) hasta que se cumpla con dichos límites.

Por el otro lado, el detallado de la estructura define su capacidad de deformación última. Esta capacidad de deformación, que no se maneja explícitamente, suele cuantificarse a través del concepto de ductilidad última,  $\mu_u$ , definida como el desplazamiento lateral último que la estructura es capaz de alcanzar cuando se le sujeta a un estado de deformación monotónicamente creciente, normalizado por el desplazamiento lateral de fluencia de la estructura (aunque no hay un consenso al respecto, el desplazamiento lateral suele medirse a nivel azotea). Bajo este contexto, el diseño sísmico consiste en determinar la resistencia lateral y rigidez lateral que deben proporcionarse a la estructura para que, durante la excitación sísmica de diseño asociada al estado límite de seguridad, su demanda máxima de ductilidad ( $\mu_{max}$ ) no exceda  $\mu_u$  (aunque es necesario recalcar que no se manejan explícitamente los valores de  $\mu_{max}$  y  $\mu_u$ ). El análisis estructural se plantea a partir de la siguiente formulación parcial de la ecuación demanda-suministro:

$$\begin{array}{ccc}
 \text{DEMANDA SÍSMICA} & \leq & \text{SUMINISTRO SÍSMICO} \\
 \text{de} & & \text{de} \\
 \text{Resistencia} & & \text{Resistencia} \\
 \text{Rigidez} & & \text{Rigidez}
 \end{array} \tag{3}$$

El planteamiento de la Ecuación 3 acorde a los métodos actuales de diseño sísmico tiene las siguientes particularidades:

- El uso de métodos de análisis elástico para resolver el análisis estructural implica una relación lineal entre la resistencia lateral y la rigidez lateral de la estructura, de tal manera que el valor de diseño de ambas características mecánicas depende directamente de las fuerzas laterales de diseño. Una de las deficiencias de este planteamiento surge a partir del hecho de que no se hace consideración explícita e independiente del valor de estas dos características mecánicas.
- Aunque la Ecuación 3 solo se plantea para niveles mayores de excitación sísmica, se supone que este planteamiento resulta en estructuras capaces de satisfacer los criterios de desempeño asociados a los niveles menor y moderado de excitación sísmica. Esto ha dado lugar en muchas ocasiones a estructuras que presentan umbrales de daño más bajos que los que exigen las necesidades socioeconómicas de las sociedades modernas.
- La demanda máxima de ductilidad y la capacidad de deformación última de la estructura no se manejan de manera explícita, y no se consideran explícitamente los efectos que tienen en el desempeño sísmico de la estructura las demandas acumuladas de deformación plástica (la repetición de ciclos en que la estructura exhibe comportamiento plástico). No tomar en cuenta de manera explícita las demandas y suministros de deformación máxima y acumulada lleva a inconsistencias de importancia en cuanto al nivel de confiabilidad de las estructuras, lo que en muchos casos conduce a su vez a diseños poco conservadores (Terán-Gilmore 1998a).

A partir del estudio del desempeño sísmico de siete marcos dúctiles, diseñados en la zona blanda del D.F. acorde a los requerimientos de diseño sísmico del RCDF, Terán-Gilmore (1998a) ilustra y discute en detalle algunas de las deficiencias de las metodologías actuales de diseño sísmico.

### DISEÑO POR CAPACIDAD

Como una respuesta a los problemas inherentes al uso de la normatividad sísmica actual, hace algún tiempo se introdujo el concepto de diseño por capacidad. El concepto de diseño por capacidad surge a partir del reconocimiento de que es muy difícil estimar, debido a la incertidumbre asociada de forma natural al fenómeno sísmico y al alcance limitado de las actuales metodologías numéricas de diseño sísmico, la respuesta dinámica de una estructura durante una excitación sísmica, particularmente cuando esta exhibe comportamiento plástico de importancia. Dentro de este contexto, el diseño por capacidad resulta en un esfuerzo por darle igual o mayor importancia a la concepción adecuada de la estructura que al aspecto numérico involucrado en el diseño sísmico; esto es, resalta la importancia de considerar, desde un punto de vista conceptual, el comportamiento esperado de la estructura ante la excitación sísmica de diseño, antes de llevar a cabo un análisis estructural u otro tipo de cálculo.

*El objetivo de la filosofía de diseño por capacidad es producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico estable, que a su vez sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce en la estructura (Park y Paulay, 1978; Park, 1986; Paulay, 1986). Los pasos de un diseño por capacidad pueden resumirse conforme a lo siguiente:*

- *Identificación de los posibles modos de comportamiento y falla de la estructura, estableciendo entre ellos una jerarquía de ocurrencia. Esta jerarquía debe favorecer los modos de comportamiento dúctil, e identificar como altamente indeseable todo modo de falla frágil.*
- *Selección, de entre todos los modos de comportamiento identificados como deseables, de un mecanismo plástico estable. La selección de este mecanismo debe hacerse tomando en consideración el desempeño sísmico de la estructura y el costo de construcción. La selección del mecanismo plástico implica la selección del material y sistema estructural, así como la identificación de las zonas de la estructura donde se concentrarán las demandas de comportamiento plástico.*
- *Diseño de la estructura para que responda, ante cualquier excitación sísmica, a través del mecanismo plástico seleccionado. Esto se logra por medio de la selección de configuraciones estructurales adecuadas, el diseño contra los modos de comportamiento o falla indeseables (se les proporciona suficiente resistencia para que no ocurran antes de que aparezca el modo de comportamiento deseado), y el detallado de las zonas que concentran el comportamiento plástico.*

El concepto de diseño por capacidad se ha adoptado, de una u otra manera, en los códigos de diseño sísmico de varios países, particularmente en países que muestran un grado de desarrollo importante en la ingeniería sísmica (como es el caso de los EE.UU., Nueva Zelanda y Japón). Este concepto se ha extendido notablemente en años recientes a otros países, que han empezado a introducir conceptos de diseño por capacidad en su normatividad de diseño sísmico para estructuras dúctiles. En particular el RCDF ha adoptado este enfoque para el diseño de algunos sistemas estructurales, como es el caso de marcos y muros dúctiles de concreto reforzado.

La filosofía de diseño por capacidad no se ha planteado para determinar el valor de las características mecánicas de la estructura, en particular su resistencia lateral, sino que consiste en un planteamiento que, a través de la correcta distribución de los suministros locales de resistencia, busca fomentar el buen desempeño sísmico de la estructura. Por tanto, aunque esta filosofía ha aportado un adelanto conceptual dentro del contexto de la ingeniería sísmica, no aporta elementos suficientes para plantear el control de las demandas máximas y acumuladas de comportamiento plástico en la estructura, o para mejorar el desempeño sísmico de las estructuras durante excitaciones sísmicas menores y moderadas. Finalmente, puede decirse que este enfoque no aporta información para caracterizar el desempeño de los elementos no estructurales y del contenido de la estructura. Debido a estas limitaciones, el enfoque de diseño por capacidad debe complementarse con otro tipo de requerimientos de diseño sísmico, como los que se discuten a continuación.

### OBJETIVOS DE DISEÑO

Otra de las tendencias importantes que se han presentado para enfrentar los retos que surgen a partir del replanteamiento del diseño sísmico, se centra en la importancia de plantear una fase conceptual para el diseño sísmico; fase que debe llevarse a cabo antes de realizar cualquier cálculo numérico. En resumen, esta fase conceptual tiene como objetivo clarificar, tanto para el diseñador, como para el arquitecto y dueño de la

construcción, el contexto a partir del cual se diseña la estructura. Actualmente se plantea que este contexto debe abarcar la definición de los objetivos de diseño (plantear con precisión para que se diseña la estructura); la identificación de las excitaciones sísmicas de diseño (plantear con precisión contra que se diseña la estructura); y un diseño conceptual de la estructura (SEAOC, 1995). Se ha promovido que el aspecto estructural del diseño conceptual siga en esencia los planteamientos del diseño por capacidad; esto es, la identificación del mecanismo en que la estructura responderá ante las excitaciones sísmicas de diseño, y la previsión de las medidas que deberán tomarse durante el diseño numérico para que la estructura responda de esta manera.

Parte esencial de la fase conceptual del diseño sísmico se da alrededor de la definición y planteamiento cuidadoso de los objetivos de diseño de la estructura. Para ello, algunas asociaciones profesionales y gubernamentales de EE.UU., tal como la Structural Engineering Association of California (SEAOC) y la Federal Emergency Management Agency (FEMA), han planteado guías para definir los objetivos de diseño para diferentes tipos de estructuras (SEAOC, 1995; FEMA 273, 1997). En particular, el planteamiento del Comité Visión 2000 de la SEAOC se basa en discretizar, tanto los niveles de daño estructural y no estructural, como la intensidad de las excitaciones sísmicas, conforme a lo siguiente:

**Criterios de desempeño o estados límite.** Se consideran cuatro criterios de desempeño de acuerdo al nivel aceptable de daño, que a su vez se define en función de la importancia, las necesidades de operación y la seguridad de los ocupantes de la estructura: *Operación Completa*, la estructura no debe presentar interrupción en ninguna de sus funciones después del sismo, lo que implica que la estructura debe permanecer con su resistencia y rigidez originales. Puede presentarse agrietamiento ligero en muros divisorios, fachadas u otros elementos no estructurales, pero las instalaciones y equipo no deben exhibir daño alguno; *Operación*, la estructura no debe presentar interrupción en ninguna de sus funciones importantes después del sismo, lo que implica que su resistencia y rigidez lateral no sufran degradación de importancia. Esto implica, para una estructura de concreto, que aunque se presente agrietamiento de importancia, no se halla alcanzado la fluencia del acero de refuerzo. Se acepta un mayor nivel de daño, en comparación con el estado límite anterior, en fachadas, muros divisorios, y otros elementos no estructurales. Se acepta daño en el equipo, instalaciones y contenido, siempre y cuando no se afecte de manera importante el funcionamiento de la estructura; *Seguridad de Vida*, debe protegerse la vida del público usuario. La estructura puede exhibir un comportamiento plástico de importancia, a partir del cual pierda un porcentaje importante de su rigidez y resistencia lateral. Se acepta daño de consideración en muros divisorios, fachadas y otros elementos no estructurales, siempre y cuando no se deslignen de la estructura y obstaculicen las rutas de salida o se constituyan en una amenaza para la vida del público usuario. El equipo e instalaciones pueden presentar daños de tal importancia que los dejen inoperables después del sismo; *Colapso Incipiente*, debe garantizarse la estabilidad global de la estructura (evitar su colapso), independientemente del estado final de la misma y de sus elementos no estructurales y contenido.

**Niveles sísmicos de diseño.** Los niveles sísmicos de diseño se plantean en función del periodo de retorno de las excitaciones sísmicas que pueden ocurrir en el sitio de la construcción. Este periodo depende a su vez de la probabilidad de que una medida de la intensidad de la excitación sísmica o de la respuesta de la estructura exceda, durante un intervalo de tiempo dado, un límite establecido de antemano (probabilidad de excedencia). Mientras mayor el periodo de retorno, mayor la intensidad de la excitación sísmica. La propuesta hecha por el Comité Visión 2000 de SEAOC se resume en la Tabla 1.

*Tabla 1 Niveles sísmicos de diseño acorde al Comité Visión 2000*

Nivel sísmico de diseño	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	970 años	10 % en 100 años

La Tabla 1 muestra que es común asociar menores probabilidades de excedencia a sismos de mayor intensidad; mientras que para estas condiciones el intervalo de tiempo considerado para dicha probabilidad crece. Vale la pena mencionar que las condiciones mostradas en la Tabla 1 no son universales, y deben establecerse en función de la sismicidad del sitio de la construcción y del nivel de seguridad considerado aceptable para las estructuras.

El empate de los diferentes criterios de desempeño y de los diferentes niveles sísmicos de diseño dan lugar a los **objetivos de diseño**. La Tabla 2, resume los objetivos de diseño planteados por el Comité Visión 2000 para diferentes tipos de estructuras.

A pesar de los avances alcanzados en el planteamiento de los criterios de desempeño y de los niveles sísmicos de diseño, no ha sido posible alcanzar un consenso acerca de cuales deben ser los objetivos de diseño sísmico para diferentes tipos de estructuras. Esto es notorio a partir de

comparar los planteamientos que para dichos objetivos hacen el Comité Visión 2000 y el FEMA 273, que a pesar de haber surgido de inquietudes similares exhiben diferencias de importancia. En estos momentos urge integrar los trabajos desarrollados en este tema por diferentes grupos de trabajo, integración que debe empezar a partir de plantear definiciones únicas a conceptos tan elementales como objetivos de diseño, criterios de desempeño, niveles sísmicos de diseño, diseño sísmico, y otros.

Tabla 2 Objetivos de diseño acorde al Comité Visión 2000

Criterio Desemp. Nivel Sísmico	Operación Completa	Operación	Seguridad de Vida	Colapso Incipiente
Frecuente	□	□	DESEMPEÑO	
Ocasional	□	□	INACEPTABLE	
Raro	□	□	□	
Muy raro	○	□	□	□

### CONTROL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Otra de las inquietudes que se dan alrededor del replanteamiento de los métodos actuales de diseño sísmico, se centra alrededor de la necesidad de controlar la respuesta dinámica de la estructura durante excitaciones sísmicas representativas de los diferentes niveles sísmicos de diseño. La consideración más importante en cuanto a esto consiste en que las características mecánicas de la estructura, tal como su resistencia lateral, rigidez lateral, y capacidad de deformación máxima y acumulada, se le provean de tal forma que su respuesta dinámica quede controlada, para cada nivel sísmico de diseño considerado, dentro de límites consistentes con el nivel de daño aceptable en sus elementos estructurales y no estructurales y en su contenido. Parte esencial de este enfoque es el uso de índices de respuesta o de daño, que relacionan la respuesta de la estructura con el nivel de daño estructural, no estructural y del contenido de la estructura (Terán-Gilmore, 1996a, 1996b y 1998b). A manera de ejemplo considere que a mayor distorsión de entrepiso, y por tanto, a mayor desplazamiento lateral en la estructura, mayor el nivel del daño en los elementos no estructurales incluidos en ese entrepiso; de tal forma que a través de dicha distorsión, que en esta caso se constituye en un índice de respuesta, puede relacionarse la respuesta de la estructura (desplazamiento lateral) con su nivel de daño no estructural.

En años recientes, se ha ido consolidado dentro del medio de la ingeniería sísmica el planteamiento de que el control de las demandas máximas de deformación en la estructura, a través del control de su desplazamiento lateral, es una manera racional y efectiva de controlar el daño estructural y no estructural (Moehle, 1992; Priestley, 1993; Priestley, 2000). Como consecuencia de esto, actualmente varios investigadores e ingenieros prácticos promueven el diseño sísmico basado en el control de las demandas máximas de desplazamiento lateral. Esto puede ilustrarse a partir de las recomendaciones generales que se derivaron del *Simposio Internacional de Metodologías de Diseño para la siguiente Generación de Códigos* (Fajfar y Krawinkler, 1997), en particular de la siguiente: “Parece ser que el enfoque mejor adaptado para alcanzar los objetivos de un diseño sísmico por desempeño es un diseño de control de deformaciones”.

Algunos investigadores sugieren que, dentro del marco de control del desplazamiento máximo, la capacidad resistente de la estructura sismorresistente puede dejarse en un segundo plano de importancia. En particular se hace referencia a dos citas hechas por Priestley en el

escrito asociado a una de las conferencias magistrales del último Congreso Internacional de Ingeniería Sísmica (Priestley, 2000): “*Un incremento en la resistencia puede no mejorar la seguridad de la estructura, ni necesariamente reducir su daño; Se acepta por lo general que el daño estructural esta asociado a la deformación, no existe un relación clara entre resistencia y daño*”. Con base en esto, se ha llegado a sugerir que la determinación de la capacidad resistente de una estructura puede hacerse de manera independiente al desempeño sísmico deseado para la misma. Otros investigadores observan que cuando las estructuras incurren, de manera importante, en su rango de comportamiento plástico durante una excitación sísmica, la resistencia lateral tiene un papel instrumental en el control del daño estructural, por lo que es muy importante proporcionarles una capacidad resistente mínima (Bertero y Bertero, 2000; Arroyo et al., 2000).

Fuera del marco del control exclusivo del desplazamiento lateral, algunos investigadores han notado que la evidencia experimental y de campo sugiere fuertemente que las características mecánicas de una estructura se deterioran, en algunas ocasiones considerablemente, cada vez que se le introduce de manera importante dentro de su rango de comportamiento plástico; y que este fenómeno, denotado en este artículo como fatiga de bajo número de ciclos, puede llegar a ser importante durante sismos de larga duración o en estructuras que exhiben un rápido deterioro de sus características mecánicas. Con el objeto de asegurar, bajo este contexto, un desempeño sísmico adecuado, algunos investigadores sugieren que deben considerarse y controlarse durante el diseño sísmico el número y la magnitud los ciclos en que la estructura incurre en su rango de comportamiento plástico (Fajfar et al., 1992; Bertero et al., 1996; Bertero y Bertero, 2000; Arroyo et al., 2000). En particular, la insistencia de algunos investigadores en la importancia de considerar estas demandas llevaron a uno de los grupos de trabajo involucrados en el *Simpósio Internacional de Metodologías de Diseño para la siguiente Generación de Códigos*, a aclarar: “*Deberá considerarse el daño acumulado (energía disipada) en el diseño sísmico de: estructuras con elementos que presentan deterioro rápido; sismos de larga duración. Deberá incluirse implícitamente la energía (o cualquier otra caracterización de los efectos de la duración) en la determinación de deformaciones objetivo que tomen en cuenta los efectos de la acumulación de daño en la capacidad de deformación última.*” Algunas alternativas que se han ofrecido al respecto consisten en limitar, para excitaciones sísmicas de alta intensidad y larga duración, la demanda máxima de ductilidad a un porcentaje relativamente bajo de la ductilidad última que la misma es capaz de alcanzar cuando se le sujeta a un estado de deformación monotonamente creciente. Por ejemplo, se ha sugerido que para sismos de larga duración (como es el caso de los que se registran en la zona del lago del D.F.), la demanda máxima de ductilidad se limite al 50% de la ductilidad última (Bertero, 1997); mientras que otros han propuesto metodologías formales que toman en cuenta las demandas de disipación de energía plástica y la capacidad última de deformación de la estructura para estimar una demanda permisible de ductilidad (Fajfar et al., 1992).

*En un contexto más amplio, se ha observado que en algunos casos, puede ser de interés controlar otros parámetros de respuesta, en particular el nivel máximo de aceleración absoluta en la estructura, ya que dicho nivel esta cercanamente relacionado con la posible caída o falla de los objetos, equipo e instalaciones ubicados en el interior de una estructura, y con la comodidad y seguridad de sus ocupantes. A partir de esto se ha sugerido que el control de la respuesta de la estructura debe considerar, cuando así se requiera, el control de la aceleración absoluta y aún de la velocidad (Terán-Gilmore, 1998b; Fajfar y Krawinkler, 1997).*

Cabe destacar dos puntos acerca del control de la respuesta sísmica. Primero, el gran esfuerzo por integrar al diseño sísmico el aspecto no estructural del problema; y segundo, dentro de una aceptación casi generalizada de la necesidad de controlar la repuesta dinámica de la estructura, la falta de consenso en cuanto a como lograr esto desde puntos de vista conceptual y numérico. Esta falta de consenso se da alrededor de cuales parámetros de respuesta deben considerarse, y como estimar a partir de ellos el valor de las características mecánicas que deben suministrarse a la estructura.

## REPRESENTACIÓN NUMÉRICA PARA LOS NIVELES SÍSMICOS DE DISEÑO

Conforme se ha identificado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico, se ha ido discutiendo la necesidad de ajustar la representación numérica de las excitaciones sísmicas de diseño. En particular, dentro un contexto de control de la respuesta sísmica, existe un consenso entre los investigadores que plantean nuevas metodologías numéricas de diseño, que un espectro de resistencia no aporta información suficiente para plantear dicho control de una manera racional, transparente y confiable. Por tanto, en años recientes se ha planteado la necesidad de desarrollar una representación numérica que considere explícitamente los parámetros de respuesta que sean relevantes para los diferentes niveles sísmicos de diseño (Bertero, 1997). Aunque existen varios planteamientos de interés, la mayoría del esfuerzo de investigación se ha concentrado en un par de propuestas:

- Espectros de respuesta. El espectro de respuesta sigue siendo para la mayoría de investigadores e ingenieros prácticos una herramienta esencial para el diseño sísmico. En particular, un espectro de respuesta presenta un resumen gráfico de la interacción que las características mecánicas de la estructura tienen con las características dinámicas de la excitación sísmica. Esto aporta la información necesaria para que el diseñador pueda evaluar el efecto que tiene, en el comportamiento sísmico de la estructura que diseña, un cambio en sus características mecánicas. Esto, dentro del contexto de un diseño de control de la respuesta sísmica, presenta una excelente herramienta para determinar a nivel global las características mecánicas que deben suministrarse a la estructura para controlar su respuesta dinámica. Sin embargo, todavía no existe un consenso en cuanto a que espectros deben considerarse ni a la forma en que esto debe hacerse. Aunque con diferencias de importancia, algunas propuestas de diseño sísmico basadas en la consideración explícita de la demanda máxima de desplazamiento lateral, consideran solo espectros de desplazamientos como la representación numérica de las excitaciones sísmicas de diseño (Priestley, 1993; Priestley, 2000; Qi y Moehle, 1991). Otras propuestas incluyen el uso simultaneo de espectros de resistencia con otro tipo de espectros de respuesta, asociados a diferentes demandas sísmicas relevantes al desempeño sísmico de la estructura, tal como desplazamiento, velocidad, aceleración y disipación de energía (Bertero y Bertero, 1992; Bertero et al., 1996; Terán-Gilmore, 1996b). El uso de espectros implica la necesidad de interpretar cuidadosamente las demandas sísmicas leídas directamente de ellos, para el correcto diseño de sistemas de varios grados de libertad. Al respecto, varios investigadores sugieren que los valores leídos directamente de un espectro puede utilizarse razonablemente bien para estimar la respuesta dinámica de estructuras sismorresistentes complejas (Qi y Moehle, 1991; Terán-Gilmore, 1999).
- Acelerogramas. También se ha señalado la necesidad de utilizar durante el diseño sísmico, algunos grupos de acelerogramas reales o sintéticos, que estadísticamente sean consistentes con los niveles sísmicos de diseño. Se ha planteado que estos acelerogramas pueden utilizarse, junto con un modelo simplificado de la estructura (como el planteado por Miranda, 1998), para determinar, durante las etapas iniciales del diseño sísmico, las características mecánicas de la estructura a nivel global. Otro uso para estos acelerogramas se da para la revisión del diseño, que consiste en que un modelo analítico del diseño preliminar de la estructura se sujete a la acción de dichos

acelerogramas, con el fin de evaluar si su respuesta dinámica satisface los objetivos de diseño de la estructura, y en su caso, con el fin de aportar información que permita el ajuste del diseño preliminar para obtener el diseño final (Bertero y Bertero, 1992).

La información y requerimientos de diseño del FEMA 273 contienen material nuevo y valioso que permite determinar los espectros elásticos de resistencia correspondientes a dos niveles de diseño sísmico (mas adelante se discutirá en detalle la necesidad de plantear representaciones numéricas de diseño para mas de un nivel sísmico de diseño). Sin embargo, no existe un consenso en la comunidad de la ingeniería sísmica acerca de la forma en que deben establecerse los espectros, y que parámetros de respuesta deben considerar. Esta situación es similar en lo que se refiere a la definición de los acelerogramas reales o sintéticos, ya que aunque publicaciones como el FEMA 273 plantean lineamientos que permiten definir las características que deben poseer dichos acelerogramas, y el número de ellos que deben considerarse durante la revisión del diseño, todavía es necesario aclarar varias cuestiones e integrar esfuerzos para lograr representaciones numéricas confiables constituidas por acelerogramas.

Una de las tendencias mas claras en cuanto al planteamiento de la representación numérica de las excitaciones sísmicas, se centra en el afán de reducir el coeficiente de variación involucrado en la predicción de la respuesta sísmica. Bertero (1997) discute en detalle las ventajas que dicha reducción aportaría al diseño sísmico. Dado que se ha observado que la intensidad y las características dinámicas del movimiento sísmico pueden variar significativamente en dos sitios cercanos entre sí, en función de las condiciones del suelo y de efectos topográficos locales, se ha planteado la posibilidad de microzonificar las regiones expuestas a un peligro sísmico importante, particularmente los centros urbanos. La microzonificación sísmica de los centros urbanos ha tenido como objeto reducir de manera importante la incertidumbre involucrada en el diseño sísmico de las estructuras que ahí se construyen, por medio de caracterizar con mayor precisión y detalle, la intensidad y las características dinámicas de las excitaciones sísmicas que se generan en las diferente zonas del centro urbano.

## DISEÑO NUMÉRICO

Aunque sin consenso, cada vez se da mayor importancia al prediseño de la estructura, durante el cual se determina a nivel global, el valor de sus características mecánicas. A su vez, también se ha planteado la necesidad de revisar el diseño después de que a nivel local, se ha hecho el diseño de la estructura. Esto puede verse claramente en documentos como el FEMA 273, que requieren de la revisión del diseño preliminar de la estructura antes de dar por concluido el proceso de diseño sísmico. A partir de lo anterior, empiezan a distinguirse tres etapas durante la fase numérica del diseño sísmico:

- 1) **Prediseño global.** Varias propuestas recientes para el diseño sísmico numérico incluyen una etapa de prediseño global, donde con la ayuda de espectros de respuesta, o a veces a través de modelos simples de la estructura, se determina a nivel global una o varias de las características mecánicas de la estructura (cortante basal, periodo fundamental de vibración, coeficiente equivalente de amortiguamiento, capacidad de deformación última), de manera que su respuesta durante la excitación de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño (Priestley, 1993; Priestley, 2000; Bertero y Bertero, 1992; Terán-Gilmore, 1998b). Uno de los puntos que requieren de mayor atención en lo que a este esquema se refiere es la interpretación de la respuesta sísmica, obtenida a partir de espectros o modelos estructurales sencillos, para estimar la respuesta sísmica de estructuras complejas.
- 2) **Diseño local preliminar.** Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determinan, en función de dichas características, las propiedades y detallado de los elementos estructurales. Particularmente, las propuestas que se han hecho contemplan que en esta fase se establezca(n) uno o varios modelos de la estructura, que contemplen explícitamente que esta es un sistema de varios grados de libertad formada por un ensamblaje tridimensional de varios elementos estructurales y no estructurales. De esta manera pueden determinarse o establecerse las dimensiones de los elementos estructurales, de acuerdo a las sugerencias hechas por Bertero y Bertero (1992), en función del periodo fundamental de vibración obtenido durante el prediseño global; el refuerzo longitudinal de estos elementos, acorde a las sugerencias de Terán-Gilmore (1996a) o de Priestley (2000), a partir de un análisis elástico que considere el valor del cortante basal estimado durante el prediseño global; y, finalmente, el detallado del acero longitudinal y transversal de refuerzo, acorde a las sugerencias de Moehle (1992) o de Priestley (2000), en función de la capacidad última de deformación estimada o planteada durante el prediseño global. Vale la pena mencionar, en cuanto a la estimación de la resistencia requerida por los elementos estructurales a nivel local, que las herramientas actuales de análisis elástico pueden utilizarse, tal

como se ha hecho desde hace varios años, para tal fin (Terán-Gilmore, 1996a; Priestley, 2000). Sin embargo, no es conveniente tratar de definir, a través de los resultados de un análisis elástico tradicional (donde se sujeta la estructura a una serie de cargas laterales de entrepiso), las dimensiones de los elementos estructurales (Priestley 2000). En caso de que sea relevante, en esta etapa debe tomarse en cuenta el efecto de los elementos no estructurales en el desempeño sísmico de la estructura, y en su caso, diseñarlos y detallarlos.

- 3) **Revisión del diseño.** Cada vez existe mayor apoyo al planteamiento de que el diseño sísmico no termina una vez que el diseñador plantea una propuesta inicial al diseño de la estructura a través del diseño local preliminar. Por tanto, se han planteado una serie de lineamientos (como los incluidos en el FEMA 273), para la revisión del diseño preliminar de la estructura a través de una serie de análisis estructurales con alto grado de refinamiento (especialmente si la estructura debe exhibir comportamiento plástico). En particular, se ha propuesto estimar la respuesta global y local de la estructura cuando se le sujeta a excitaciones sísmicas representativas de los diferentes niveles sísmicos de diseño, con el fin de evaluar si dicha respuesta es consistente con los objetivos de diseño. Aunque se han hecho varias propuestas diferentes, normalmente todas ellas consideran, de una u otra manera, consideración explícita de la respuesta dinámica de la estructura. En caso de que la estructura deba exhibir un comportamiento plástico de importancia, se ha recalcado la importancia de llevar a cabo análisis no lineales de la estructura (Bertero y Bertero, 1992).

En lo que se refiere al diseño numérico, es importante recalcar que los planteamientos que se proponen como alternativa a los actuales enfatizan la importancia de considerar: de manera independiente las demandas de rigidez lateral y resistencia lateral; y/o, de manera explícita, la demanda y suministro de deformación de la estructura (Bertero y Bertero, 1992; Terán-Gilmore, 1998b; Priestley, 2000; Moehle, 1992). En cuanto a la capacidad de deformación se refiere, se ha planteado la conveniencia de que el diseñador establezca, de una manera explícita, el detallado de la estructura en función de la capacidad de deformación que la estructura requiere para acomodar la demanda máxima desplazamiento lateral (Moehle, 1992; Priestley, 2000). Un punto involucrado en el diseño numérico que ha recibido atención por parte de varios investigadores, es el planteamiento racional y transparente del factor de reducción que se utiliza para plantear un espectro inelástico de diseño, a partir de un espectro elástico de resistencia (Miranda, 1993; Riddell, 1995). Se ha identificado en este tipo de factores, tal como el  $Q$  en el contexto del RCDF y el  $R_w$  en el contexto del *Uniform Building Code*, el origen de muchos de las deficiencias de los códigos actuales, principalmente la falta de transparencia, y la imposibilidad de estimar de una manera confiable las demandas de desplazamiento en la estructura. Actualmente existen propuestas en varios países, incluido México, para modificar los espectros elásticos de resistencia para que se asemejen más a los espectros esperados en el sitio de la construcción, y para un replanteamiento del uso de los factores de reducción. Otro punto que ha recibido atención, es el efecto que el comportamiento histerético de la estructura tiene en su respuesta dinámica y por tanto, en su desempeño sísmico (Espinoza-Johnson y Terán-Gilmore, 2000; Gupta y Krawinkler, 1998; Miranda y Ruiz, 1999). Al respecto, los lineamientos de diseño del FEMA 273 consideran explícitamente el comportamiento histerético de la estructura en la determinación de sus características mecánicas.

## DISEÑO DUAL

Se mencionó con anterioridad que una fuerte motivación para el replanteamiento de los enfoques actuales del diseño sísmico, surgió a partir del sismo de Northridge 1994; particularmente por el hecho de que el nivel de daño estructural y no estructural de varias estructuras diseñadas acorde a una normatividad sísmica actual fue mucho mayor que el esperado acorde a la magnitud de dicho sismo. Esto cuestionó severamente la práctica de diseñar las estructuras de ocupación estándar utilizando exclusivamente excitaciones sísmicas severas.

Para superar las deficiencias que surgen de un planteamiento que considere solo un nivel sísmico de diseño, se ha propuesto complementar el planteamiento de objetivos de diseño, que incluyan los criterios de desempeño para todos los niveles sísmicos de diseño, con una metodología numérica de diseño que considere explícitamente más de un objetivo de diseño. Dentro de este contexto, cada objetivo de diseño debe considerar explícitamente la representación numérica (espectros o acelerogramas) del nivel sísmico de diseño que le corresponde. Para cada objetivo de diseño es necesario determinar, a nivel global, las características mecánicas requeridas para satisfacer su criterio de desempeño. Las características mecánicas globales que finalmente se utilicen para plantear el diseño preliminar local, deben ser tales que la estructura satisfaga todos sus objetivos de diseño.

Recientemente Collins y Stojadinovic (2000) han discutido una representación gráfica, útil para discutir desde un punto de vista conceptual, la necesidad de un diseño numérico que considere explícitamente varios objetivos de diseño y sus correspondiente niveles sísmicos de diseño. Esta representación asocia al eje de las ordenadas la probabilidad de excedencia (definida con anterioridad), mientras que el eje de las abcisas considera un parámetro de respuesta estructural, observable y cuantificable, que pueda relacionarse directamente con el desempeño sísmico de la estructura (por ejemplo la distorsión de entrepiso con el nivel de daño no estructural). Note que, como se ilustra en la Figura 1, deben considerarse valores del parámetro de respuesta para todos los niveles de diseño sísmico. Collins y Stodjanovic han definido al espacio definido por estos dos ejes como *espacio de diseño o espacio de desempeño*, y han definido, como se ilustra en la Figura 1, como *curva de objetivos de desempeño* (COD) aquella curva que dentro del espacio de desempeño delimita los espacios asociados a diseños aceptables y no aceptables. La

Figura 1 muestra una COD típica, para la cual la probabilidad de excedencia disminuye conforme la intensidad del nivel sísmico de diseño se incrementa (tal como se refleja en los valores incluidos en la Tabla 1).

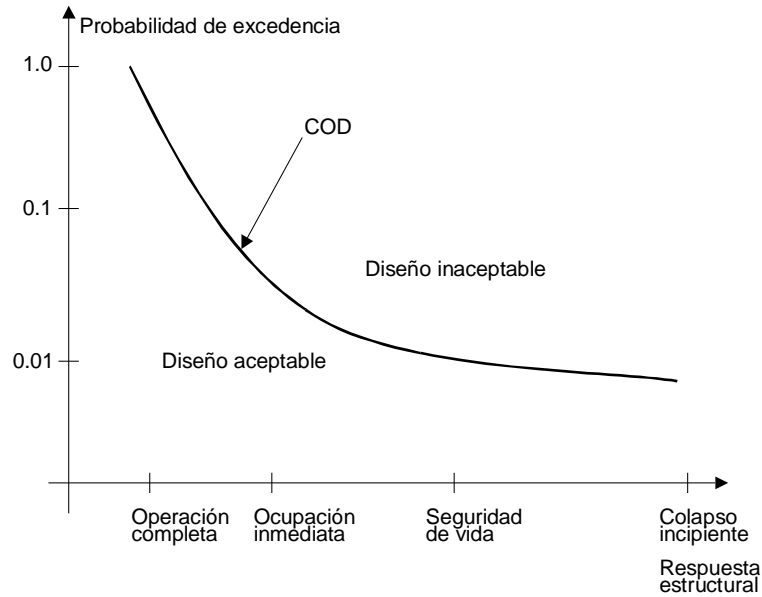


Figura 1 Definición de los objetivos de diseño de acuerdo a un enfoque probabilista

Por otra parte, es posible representar en el espacio de desempeño la *curva de desempeño de la estructura* (CDE), que resume las probabilidades de excedencia reales asociadas a la respuesta de la estructura cuando se le sujeta a excitaciones sísmicas asociadas a los distintos niveles sísmicos de diseño. Mientras que las probabilidades de excedencia involucradas en la COD representan el nivel de seguridad deseado para la estructura, y son establecidas, como una condición para el diseño, por el comité encargado de elaborar el código de diseño sísmico; la CDE depende del sistema estructural seleccionado y de las características de las excitaciones sísmicas que se generan en el sitio de la construcción. Las formas de la COD y de la CDE determinan el número de objetivos de diseño, y de sus correspondientes niveles sísmicos de diseño, que deben considerarse explícitamente durante el diseño numérico. Una posibilidad es que la CDE resulte cóncava hacia abajo, de tal manera que, como se ilustra en la Figura 2, la consideración juiciosa y explícita de un solo objetivo de diseño sea suficiente para plantear de manera confiable un diseño sísmico que satisfaga todos sus objetivos de diseño.

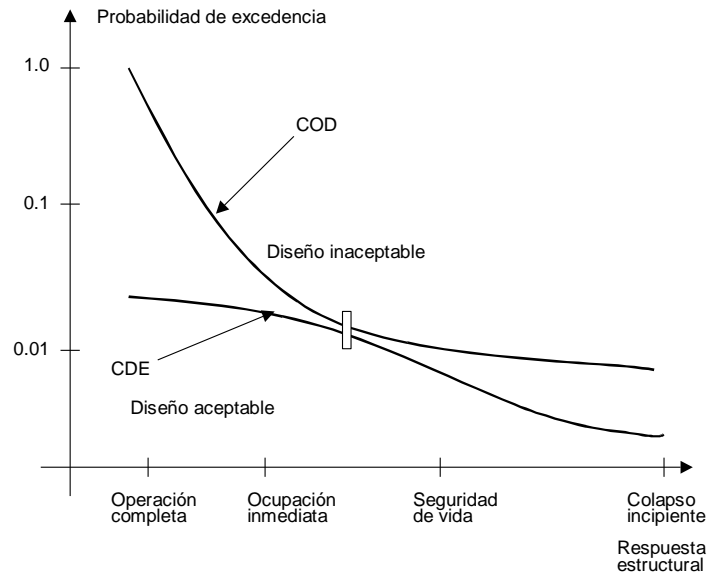


Figura 2 Curvas CDE y COD con concavidad opuesta

Una CDE cóncava hacia arriba, implica la posibilidad de que, como se ilustra en la Figura 3, la consideración juiciosa de dos objetivos de diseño sea suficiente para plantear un diseño sísmico que satisfaga todos sus objetivos de diseño.

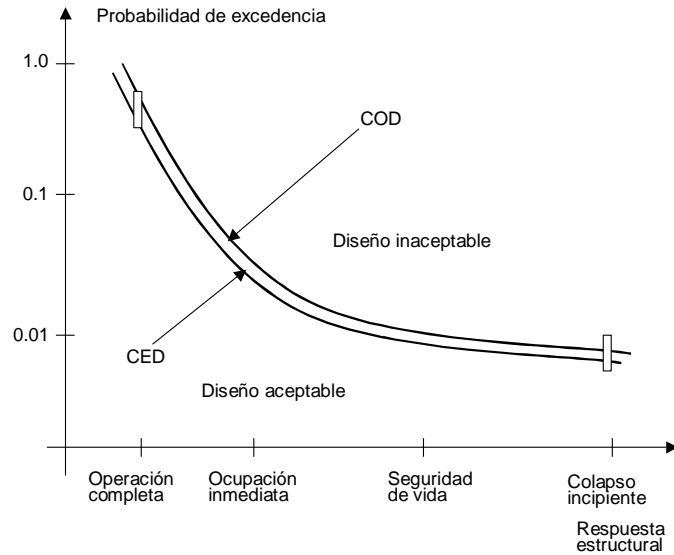


Figura 3 Curvas CDE y COD con concavidad en la misma dirección

En algunos casos pueden requerirse más de dos objetivos de diseño para plantear un diseño sísmico confiable. Actualmente se ha observado que en muchos casos de interés práctico no es posible plantear un diseño sísmico confiable con base en la consideración explícita de un solo objetivo de diseño. Dado que es de interés plantear un diseño sísmico que involucre el mínimo esfuerzo numérico posible, resulta lógico que algunos investigadores hayan planteado añadir un segundo objetivo de diseño para estudiar si a partir de un diseño dual (que considera explícitamente dos objetivos de diseño y sus correspondientes niveles sísmicos de diseño) es posible plantear el diseño sísmico de estructuras que satisfagan, de manera confiable, todos sus objetivos de diseño (Bertero y Bertero, 1992; Collins et al., 1996).

Un diseño dual debe considerar que en algunas ocasiones, como es el caso del diseño de estructuras estándar, el desempeño considerado puede variar significativamente de un nivel sísmico de diseño a otro. Dentro de este contexto, el modelo de la estructura, el método de análisis estructural y las demandas sísmicas que deben considerarse, pueden variar sustancialmente entre dos objetivos de diseño, de tal manera que un diseño dual debe plantear explícitamente planteamientos numéricos independientes para cada uno de los objetivos de diseño que considera. Bertero y Bertero (1992), Terán-Gilmore (1996a y 1996b) y Collins et al. (1996) han hecho propuestas concretas para diseños numéricos duales.

## OBSERVACIONES FINALES Y CONCLUSIONES

El replanteamiento del enfoque global y del aspecto numérico del diseño sísmico es una tendencia que ha adquirido relevancia a nivel mundial. Las grandes pérdidas económicas sufridas por varios países altamente desarrollados, como consecuencia de eventos sísmicos recientes, ha provisto la motivación para que una gran cantidad de investigadores e ingenieros prácticos planteen diferentes propuestas para subsanar las deficiencias observadas en los códigos actuales de diseño sísmico. Aunque inicialmente los esfuerzos en esta dirección se dieron prácticamente de manera independiente y por tanto, desarticulada, las presiones que han surgido alrededor de la necesidad de contar con metodologías confiables de diseño sísmico han fomentado la consolidación e integración de estos esfuerzos, de manera que actualmente es posible vislumbrar una serie de tendencias dentro del diseño sísmico.

Las tendencias más importantes dentro del diseño sísmico apuntan hacia el planteamiento de metodologías numéricas basadas en el control de la respuesta dinámica de la estructura. Dentro de este contexto, el diseño de las características mecánicas de la estructura se hace de forma explícita (transparente), de tal manera que la respuesta dinámica de la estructura para los diferentes niveles sísmicos de diseño, no exceda de los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño correspondientes. Una de las maneras en que se promueve la transparencia del diseño sísmico es por medio del planteamiento de una fase conceptual, donde se plantea cuidadosamente el contexto que da lugar al diseño de la estructura antes de realizar cualquier cálculo numérico. La transparencia en la fase numérica del diseño se fomenta a través

de la consideración explícita y racional de: uno o más objetivos de diseño; todas las características mecánicas (incluido el comportamiento histerético) y los parámetros de respuesta que sean relevantes para el desempeño sísmico de la estructura; la revisión del diseño.

Uno de los enfoques más seriamente considerados, tanto por investigadores (Bertero y Bertero, 2000; Lehman y Moehle, 2000; Priestley, 2000) como por ingenieros de la práctica (Hamburger, 1997; Poland y Hom, 1997), para replantear las metodologías de diseño sísmico es el de *diseño por desempeño*. Este enfoque provee un marco de referencia a partir del cual es posible integrar en gran medida las tendencias descritas en este artículo, con el fin de plantear una nueva generación de códigos de diseño sísmico que resulte en estructuras que satisfagan las necesidades de la sociedad que las construye. Los lineamientos del FEMA 273 para la rehabilitación sísmica de estructuras existentes, son un buen ejemplo de cómo el concepto de diseño por desempeño aportará las bases para el planteamiento de los futuros códigos de diseño sísmico. Una discusión más detallada del concepto de diseño por desempeño puede encontrarse en Terán-Gilmore (1996a).

Existe una serie de medidas que la comunidad nacional de ingeniería estructural debe tomar para incorporarse de manera exitosa al replanteamiento de las metodologías de diseño sísmico. Esta serie incluye medidas que deben tomarse en ámbitos muy variados, y que involucran a las instituciones de educación superior y de investigación, a los despachos de cálculo particulares y de gobierno, y a las sociedades gremiales. Entre estas medidas pueden mencionarse las siguientes: 1) fomentar la participación activa de académicos mexicanos en los foros y grupos de trabajo internacionales que discuten las tendencias actuales del diseño sísmico; 2) a partir de la difusión de estas tendencias entre la comunidad académica nacional, plantear la actualización de la educación de la ingeniería sísmica en México; 3) plantear condiciones socioeconómicas (marco legal favorable y retribución justa al trabajo especializado de diseño) que fomenten la actualización profesional del ingeniero práctico, y el ejercicio exitoso del diseño sísmico dentro de un marco donde será necesario invertir más tiempo y recursos que los que actualmente se dedican con este fin.

## REFERENCIAS

- Arroyo Espinoza D., Rangel Torres G. y Terán-Gilmore A. (2000), “Efecto de la resistencia en el desempeño estructural”, **Doceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural**.
- Bertero R.D y Bertero V.V** (1992), “Tall reinforced concrete buildings: conceptual earthquake-resistant design methodology”, *Reporte UCB/ERC-92/16*, Universidad de California en Berkeley.
- Bertero V. V.** (1997), “Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines”, Congreso Internacional en Bled/Slovenia, A. A. Balkema.
- Bertero R. D. y Bertero V. V.** (2000), “Application of a comprehensive approach for the performance-based earthquake-resistant design of buildings”, Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica.
- Bertero R. D., Bertero V.V. y Teran-Gilmore A.** (1996), “Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts”, Onceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica
- Collins K.R. y Stojadinovic B.** (2000), “Limit states for performance-based design”, Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica.
- Collins K.R., Wen Y.K. y Foutch D.A.** (1996) “Dual-level seismic design: A reliability-based methodology”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 1433-1467.
- Espinoza-Johnson M.A. y Terán-Gilmore A. (2000), “Efecto de la degradación de rigidez en las demandas sísmicas de sistemas simples”, **Doceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural**.
- Fajfar P., Vidic T. y Fischinger M.** (1992), “On energy demand and supply in SDOF systems”, *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*, Elsevier Applied Science, pp. 41-62.
- Fajfar P. y Krawinkler H.** - Editores - (1997), "Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes", Congreso Internacional en Bled/Slovenia, A. A. Balkema.
- FEMA 273** (1997), “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, ASCE/FEMA 273 Prestandard, First Draft.

**Gupta A. y Krawinkler H.** (1998), "Effect of stiffness degradation on deformation demands for SDOF and MDOF structures", Sexto Congreso de EE.UU. de Ingeniería Sísmica.

**Hamburger R.O.** (1997), "Defining performance objectives", Congreso Internacional en Bled/Slovenia, A. A. Balkema.

**Lehman D.E. y Moehle J.P.** (2000), "Performance-based seismic design of reinforced concrete bridge columns", Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica.

**Miranda E.** (1993), "Site-dependent strength reduction factors", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 12, pp. 3503-3519.

**Miranda E.** (1998), "Simplified method to estimate maximum seismic interstory drift demands in multi-story buildings", Sexto Congreso de EE.UU. de Ingeniería Sísmica.

**Miranda E. y Ruiz J.** (1999), "Influencia de la degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento lateral de estructuras cimentadas en suelos blandos", Doceavo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

**Moehle J.P.** (1992), "Displacement based design of reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, pp. 403-428.

**Park R.** (1986), "Ductile design approach for reinforced concrete frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 3, pp. 565-619.

**Paulay T.** (1986), "The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance", *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 4, pp. 783-823.

**Park R. y Paulay T.** (1978), "Estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa.

**Poland C.D. y Hom D.B.** (1997), "Opportunities and pitfalls of performance based seismic engineering", Congreso Internacional en Bled/Slovenia, A. A. Balkema.

**Priestley M.J.N.** (1993), "Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality", Publicación SP-157, American Concrete Institute, pp. 231-254.

**Priestley M. J. N.** (2000), "Performance based seismic design", Doceavo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica.

**Qi X. y Moehle J.P.** (1991), "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", *Reporte No. UCB/EEERC-91/02*, Universidad de California en Berkeley.

**Riddell, R.** (1995), "Inelastic design spectra accounting for soil conditions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1491-1510.

**SEAOC Vision 2000 Committee** (1995), "Performance based seismic engineering of buildings".

**Teran-Gilmore A.** (1996a), "Diseño basado en el desempeño sísmico de las estructuras", Décimo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

**Teran-Gilmore A.** (1996b), "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts", Tesis de Doctorado, Universidad de California en Berkeley.

Terán-Gilmore A. (1998a), “**Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado**”, **Onceavo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural**.

**Terán-Gilmore A.** (1998b), “A parametric approach to performance-based numerical seismic design”, *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 3., pp. 501-520.

**Terán-Gilmore A.** (1999), “Predicción de la respuesta sísmica de marcos regulares”, Doceavo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

**REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIONES EN LA REPÚBLICA MEXICANA****M. en I. Tomás A. Sánchez Pérez**

Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED. Av. Delfín Madrigal No. 665  
Col. Pedregal de Sto. Domingo, Coyoacán 04360, México D. F.  
Tel: 5424 6100, Fax:5606 1608, e-mail: tsp@cenapred.unam.mx

**RESUMEN**

*En este trabajo se resumen los resultados del análisis de 40 reglamentos de construcciones de la República Mexicana, haciendo énfasis en aspectos de responsabilidades y seguridad estructural. Se indican estadísticas que reflejan el nivel de contenido y “suficiencia” de reglamentos locales con respecto al del D. F. (tomado como marco de referencia). Se proponen finalmente recomendaciones generales para la actualización de estos documentos, para los Títulos de Responsabilidades y Seguridad Estructural.*

**SUMMARY**

The main results of the analysis of 40 building codes of Mexico are summarized, emphasizing in aspects related to responsibilities and structural safety. Statistics on the content and sufficiency of local regulations with regard to the Federal District Building Code (selected as a reference frame) are presented, as well as general considerations of the desirable format to update these documents for the Responsibilities and Structural Safety Titles.

**1. ANTECEDENTES**

*La rápida urbanización de las ciudades, así como su necesaria transformación por la incorporación de servicios y de nuevos edificios, requiere de un marco legal que regule estos procesos y que fije requisitos diversos para las estructuras nuevas y existentes, así como para la correcta operación y conservación de inmuebles y de instalaciones. En este contexto, los reglamentos de construcciones en México cumplen varias funciones, como son el establecer las obligaciones y responsabilidades de los actores que intervienen en las distintas etapas del proyecto y construcción, especificar los requisitos mínimos de habitabilidad, seguridad estructural y salubridad de las edificaciones, promover la integración de nuevas construcciones al entorno urbano, armonizando incluso con el contexto histórico o cultural de una localidad.*

*Por otro lado se reconoce que en las últimas décadas, muchas ciudades del país han crecido en forma extraordinaria. Este crecimiento se acompaña frecuentemente de una importante presencia de asentamientos humanos que se desarrollan fuera de todo ordenamiento urbano, y se establecen con frecuencia en zonas propensas a la incidencia de fenómenos que eventualmente pudieran convertirse en un desastre. En este sentido, el reordenamiento urbano se enfrenta a un problema complejo en el que entran en juego aspectos de diversa índole (económicos, sociales, políticos, culturales y técnicos). El escenario de riesgo planteado anteriormente se agrava en la medida en que estos pobladores eviten la observancia de un reglamento de construcciones (en caso de que éste exista), o más aún cuando dicha normatividad no exista o sea inoperante en cierta localidad. Esta problemática es*

***característica de muchos países latinoamericanos, en donde el porcentaje de edificaciones destinadas a vivienda, y que pertenecen a este sector informal es muy elevado (del orden del 50%).***

En el ámbito de los desastres se menciona con frecuencia la promoción de medidas para la reducción del riesgo. Estas pueden ser de tipo estructural, como el reforzamiento o rehabilitación de edificaciones, y las de tipo no estructural, como el establecimiento de reglamentos y normas de construcción. A este respecto, es claro que la vigencia de reglamentos de construcciones es un medio eficaz para reducir la vulnerabilidad de las construcciones. Sin embargo, también debe admitirse, como se describirá más adelante, que a nivel nacional existe un importante rezago en el grado de actualización y contenido de los distintos reglamentos en vigor. Y algunas veces, aunque el documento sea técnicamente completo, no existen los mecanismos que garanticen su aplicación práctica. Aun cuando en México existen los conocimientos y las tecnologías necesarias para lograr una seguridad satisfactoria de las construcciones, no ha sido una tarea fácil lograr que diversos sectores se involucren en la actualización de reglamentos y normas, y que cuando al fin éstos sean aprobados, que se garantice su aplicación y correcta interpretación, principalmente cuando las modificaciones impliquen cambios importantes en la práctica tradicional. Una contribución importante de sociedades técnicas, colegios de profesionales, centros educativos y de investigación será pues lograr inicialmente la formación de recursos humanos calificados en todo el país para vencer inicialmente barreras burocráticas o administrativas, vencer el desinterés y hacer conciencia en autoridades y propios profesionistas de los beneficios que otorga una normatividad actualizada, y lo más importante: entender, interpretar y aplicar correctamente el reglamento.

En lo que sigue se hará una revisión muy somera sobre antecedentes de legislación en México, se describirá brevemente el proyecto realizado en CENAPRED para el diagnóstico del estado actual de reglamentos de construcciones en el país, haciendo énfasis en aspectos de responsabilidades y de seguridad estructural. Finalmente, se presentan comentarios finales y recomendaciones generales para la actualización de los reglamentos.

## 2. LEGISLACIÓN

En el Artículo 115 Constitucional se define al Municipio libre como la base de la división territorial y de organización política y administrativa de los Estados. Se le confiere a los Municipios personalidad jurídica así como facultades para que los Ayuntamientos expidan los reglamentos y disposiciones administrativas necesarios dentro de sus jurisdicciones. La Fracción V del mismo Artículo expresa que los Municipios tendrán facultades de formular, aprobar y administrar la zonificación y planes de desarrollo urbano municipal, controlar la utilización del suelo, otorgar licencias y permisos de construcción, expidiendo para tal efecto los reglamentos y disposiciones administrativas necesarios.

Bajo este marco legal encontramos en México que los reglamentos de construcciones son de jurisdicción estatal en algunos casos y municipal en otros. Existiendo como se verá más adelante, una gran disparidad en el grado de actualización y nivel de avance técnico entre los estados e incluso entre municipios de un mismo estado.

A raíz de los sismos de 1985, se crea con fundamento en un Decreto Presidencial emitido en 1988, la Comisión Nacional de Desarrollo Urbano y Seguridad Estructural con la idea de promover y coordinar la participación de diversos sectores en la realización de estudios tendientes a reducir el riesgo de desastres. En 1993 la Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL), institución que preside dicha Comisión, promovió en el marco del *Programa de las 100 Ciudades* acuerdos para revisar y actualizar reglamentos de construcción, y editó con el apoyo de colegios de profesionales y sociedades técnicas, así como de otras dependencias de Gobierno una *"Guía para la elaboración, revisión y actualización de Reglamentos de Construcción"*. Aun cuando dicha guía fue un logro muy importante, se dirige más hacia aspectos administrativos y de formato deseable de los reglamentos, asignando poco grado de detalle al contenido, conceptos y requisitos técnicos. Además, después de su difusión en el interior del país, no hubo un seguimiento formal o apertura de proyectos que dieran continuidad a esta iniciativa.

En los últimos años han habido intentos por poner en marcha programas institucionales similares, con el fin de actualizar y/o modificar reglamentos de construcción y de hacer más eficientes los mecanismos que aseguren su aplicación real. Los resultados de dichos trabajos han sido en general escasos y parciales. Algunas veces debido a que solo después de algún desastre surge un marcado interés tanto de autoridades como de profesionales locales por poner al día su reglamentación; y en segundo lugar porque no siempre se dispone de recursos económicos y humanos calificados para llevar a cabo estas tareas. En otros casos, la facultad que les confiere la Constitución a los Municipios para poder expedir sus propios reglamentos, no siempre es interpretada adecuadamente, ya que se utiliza algunas veces para limitar la actuación de instituciones externas al municipio que promueven reformas o iniciativas que tengan relación con la legislación local; más aun cuando existen distintas tendencias políticas que influyen en la agilidad de los trabajos o cumplimiento de compromisos.

### 3. PROYECTO PARA LA REVISIÓN Y ACTUALIZACIÓN DE REGLAMENTOS

Como resultado de una iniciativa emitida por un comité de especialistas en Riesgos Geológicos del Sistema Nacional de Protección Civil, se derivó un estudio para conocer el estado actual de reglamentos de construcciones del país, con la idea de apoyar posteriormente tareas específicas para su actualización y determinar los mecanismos de supervisión de la seguridad y de la calidad de las construcciones. El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), con base en las recomendaciones expresadas por dicho comité inició algunos trabajos en forma conjunta con la SEDESOL sobre los siguientes puntos:

- a) Hacer un diagnóstico de la situación de reglamentos del país, principalmente en cuanto a su idoneidad sobre requisitos de seguridad estructural y responsabilidades.
- b) Preparación de documentos de trabajo como guías de contenido para Comités locales, y
- c) Diseño del mecanismo de actualización profesional específico para cada entidad.

Con la participación de la SEDESOL, la Federación de Colegios de Ingenieros Civiles (FECIC) y el CENAPRED se integró un acervo de 40 reglamentos de construcciones vigentes del interior del país. De los 40 reglamentos (13 son estatales y 27 son municipales. En todos los casos se trata de reglamentos vigentes, aun cuando algunos de ellos son versiones de hace dos o tres décadas.

En virtud de que los reglamentos presentan diversos esquemas de contenido, se decidió tomar como referencia de comparación, la estructura y contenido del reglamento de construcciones vigente para el Distrito Federal (RCDF). A la fecha se ha iniciado el análisis de los Reglamentos agrupando su contenido en nueve temas generales. Para su estudio se diseñaron Formatos que permitan sistematizar y concentrar la información. Atendiendo a las funciones y especialización de las instituciones que participan en el diagnóstico de estos reglamentos, se dividieron los temas para el llenado de formatos. Por ejemplo, en este documento se presenta únicamente el diagnóstico de las revisiones hechas por el CENAPRED a los temas de *Estructura General, Responsabilidad y Seguridad Estructural*. Cabe mencionar que las estadísticas que se reportan están basadas en los documentos disponibles y vigentes en 1997 (año en que se inició el estudio), y que podrían sufrir modificaciones al considerar una muestra mayor o al incorporar versiones de reglamentos más actualizadas. En los incisos 3.1 a 3.3 se presentan los resultados más importantes del estudio-diagnóstico.

#### 3.1 *Comentarios al Formato 1. Estructura y Contenido General*

Es de todos conocido el hecho de que la normatividad relativa a las construcciones del Distrito Federal está contenida en un cuerpo principal del Reglamento que se apoya en un conjunto de Normas Técnicas Complementarias (NTC). El primer documento incluye los principios y reglas de carácter más general que es de esperarse permanezca más tiempo sin necesidad de modificación. En las NTC, cuya obligatoriedad la otorga el cuerpo principal del reglamento, se encuentran aspectos más técnicos, relativos al diseño de las estructuras de distintos materiales y de sus cimentaciones, así como especificaciones para tomar en cuenta los efectos de acciones como el sismo y el viento. Una ventaja de que las NTC no formen parte directa del reglamento, es que los procedimientos de diseño más especializados están sujetos a revisiones y actualizaciones que pueden hacerse en forma independiente, y cuya homologación requiere de menores trámites administrativos.

En el 27% de los reglamentos analizados se observa una estructura y un nivel similar de extensión y redacción con respecto al reglamento del D. F. Algunos reglamentos incluyen NTC en el mismo documento, aun cuando en muchos de los casos, dichas normas están poco actualizadas o basadas en reglamentos de otro país (principalmente de los E. U. A.). Otros reglamentos mencionan que "... en tanto el Municipio no expida las NTC correspondientes, se tomarán con carácter supletorio las del Distrito Federal...". Por otra parte, son varios los casos de reglamentos en los que se identificaron errores de edición y en ocasiones de redacción, dando una idea errónea del significado de algún artículo, pudiendo motivar graves errores al aplicarse superficialmente.

#### 3.2 *Comentarios al Formato 3. Responsabilidad*

En su Título Tercero, el RCDF define las figuras de Director Responsable de Obra (DRO) y Corresponsables, indica los casos en los que deberán otorgar su responsiva, así como los casos en los que la licencia de construcción podrá ser expedida sin este requisito. Especifica los requisitos que deben reunir los profesionistas que deseen acreditarse como DROs o Corresponsables, y se definen los casos en que sucede el término de funciones y de responsabilidad administrativa de dichos profesionistas, así como las obligaciones que adquieren en su ejercicio. En este título también se establecen las funciones y propósito de una Comisión de Admisión de DROs y Corresponsables, menciona su forma de integración y de operación. Por otra parte, en el Título IV del RCDF de Licencias y Autorizaciones, existen algunos artículos que contienen aspectos de responsabilidades de los DROs y Corresponsables, adicionales a las descritas en el Título III. Por ejemplo, se menciona la presentación periódica para cierto tipo de estructuras, del Visto Bueno de Seguridad y Operación y de una Constancia de Seguridad Estructural que deberá renovarse periódicamente.

En todos los reglamentos analizados existe la figura de DRO o alguna equivalente. La denominación puede variar entre los Estados (perito de obra, director de obra, perito responsable, etc). En Durango existen dos tipos de Peritos. Los del Grupo A, que son profesionistas titulados y habilitados para dirigir cualquier tipo de edificaciones y los del Grupo B, que son pasantes que únicamente pueden dirigir obras menores por un periodo de hasta dos años. En el Municipio de Guanajuato los DROs se subdividen en tres categorías en función de sus años de experiencia (de hasta cinco años de experiencia, con más de cinco pero menos de diez y los de más de diez años), y de acuerdo con esta categoría podrán ejercer su responsiva para cierto tipo de construcciones. Independientemente de la denominación que se utilice, se considera importante unificar los criterios sobre las responsabilidades y obligaciones que les confiera el Reglamento a estos profesionales, además de los requisitos que se exigen para poder obtener su registro.

Un 85% de los reglamentos analizados son consistentes en definir los casos en los que se requiere la responsiva del DRO; tal vez con mayor o menor detalle que en el RCDF, sin embargo en otros no existe dicha especificación. Un dato interesante del RCDF se refiere a que la expedición de la licencia de construcción no requerirá de la responsiva del DRO para vivienda unifamiliar de hasta 60 m<sup>2</sup>. En la mayoría de los reglamentos este límite varía desde los 16 hasta los 40 m<sup>2</sup>, y en algunos casos no existe esta especificación. Cabe mencionar que en algunos municipios se permite la autoconstrucción de vivienda unifamiliar siempre que ésta no rebase ciertos límites, generalmente establecidos con una base económica limitada a un determinado número de días de salarios mínimo. En estos casos la Dirección de Obras del Municipio brindará asesoría técnica gratuita a quienes lo soliciten.

Los requisitos para obtener el registro de DRO y las obligaciones que adquieren son en general similares en todos los reglamentos. Algunos aspectos de interés son los siguientes: el 90% del reglamento pide como requisito *Ser Ciudadano Mexicano*, en los casos restantes se contempla la posibilidad de que el aspirante a DRO sea extranjero, en cuyo caso se solicita que acredite su estancia legal en el país, y que cuente con la autorización correspondiente para ejercer la profesión. Algunos reglamentos solicitan adicionalmente depositar una fianza con el objeto de garantizar las responsabilidades por el incumplimiento del reglamento. En el caso del RCDF no se especifica algún requisito de nacionalidad. Así mismo, la experiencia que se establece en los diversos reglamentos estudiados para obtener el registro de DRO varían considerablemente. Algunos reglamentos no lo mencionan, y en otros el requisito puede variar desde uno hasta cinco años de experiencia.

Con respecto a las figuras de Corresponsables, éstas existen aun cuando con denominación distinta en un 70% de los documentos revisados. Las modalidades del término pueden ser: Técnico Auxiliar de Obra, Perito Especializado, Perito de Obra, Responsable Proyectista, y Corresponsable. Un caso singular es el de Baja California, en donde el DRO puede mancomunar su responsabilidad con un Responsable Proyectista, quien a su vez puede hacer lo mismo con uno o varios responsables del proyecto en aspectos estructurales, arquitectónicos, de instalaciones eléctricas, sanitarias, de aire acondicionado, etc. Se observa que los casos en los que los coresponsables deban otorgar su responsiva, los requisitos que deben cumplir para obtener su registro, así como sus obligaciones son similares en el 65% de casos al RCDF, y en los otros reglamentos son más escuetos, menos rigurosos o no existen dichos artículos.

En el Distrito Federal existe una Comisión de Admisión de Directores Responsables de Obra y Corresponsables, integrada por representantes de los Colegios de profesionales y por las autoridades del gobierno. Esta comisión se apoya en Comités Técnicos, que tienen a su cargo la evaluación, admisión, registro y control de los DROs y Corresponsables. Los Reglamentos analizados que incluyen la Figura de DRO o alguna similar, también contemplan una comisión como la antes mencionada. Sin embargo solo el 10% de estos casos incluye Comités Técnicos de apoyo. Cuando no existe dicha Comisión, las funciones de ésta las toma la Dirección de Obras Públicas del Estado o Municipio.

En su Título IV, el RCDF solicita para cierto tipo de edificaciones presentar antes de su ocupación, un Visto Bueno de Seguridad y Operación acompañado de una Constancia de Seguridad Estructural. Estos documentos deberán contar con la responsiva del DRO y Corresponsable, además deberán renovarse cada tres años. Por otra parte, para todas las edificaciones clasificadas como del Grupo A, se deberá registrar una Constancia de Seguridad Estructural, misma que deberá renovarse cada cinco años o después de presentarse un sismo intenso. Estas disposiciones sólo existen en un 30% de los reglamentos analizados, incluyendo a municipios de los Estados de Colima, Chiapas y Guerrero, y al Municipio de Oaxaca.

### 3.3 *Comentarios al Formato 6. Seguridad Estructural.*

En su Título Sexto, el RCDF contiene los requisitos a cumplir en el proyecto y ejecución de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales. En sus disposiciones generales confiere la obligatoriedad a un Conjunto de NTC en las que se apoya. Clasifica a las edificaciones e incluye las características generales de las edificaciones que influyen en su seguridad, atendiendo principalmente a lograr un buen desempeño ante acciones sísmicas. Agrupa bajo el nombre de “Criterios de diseño estructural”, la filosofía de diseño, las diferentes acciones que deben considerarse, sus intensidades y la manera en que deben combinarse, así como la revisión de los distintos estados límite. Se incluyen además capítulos específicos para el diseño por sismo, por viento y de cimentaciones. Finalmente trata sobre construcciones dañadas, obras provisionales y pruebas de carga.

**Normas Técnicas Complementarias.** En lo concerniente a este tema Complementarias, el 45% de los reglamentos analizados no cuenta con NTC propias. Algunos de estos reglamentos indican que en tanto no se cuente con ellas, se deben utilizar las correspondientes del D. F., con las adaptaciones pertinentes a parámetros específicos como coeficientes sísmicos o velocidad básica del viento. En otros casos se indica que también podrán utilizarse en lugar de NTC, los Manuales de Diseño de Obras Civiles de C. F. E., publicaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM y del IMCYC así como diversas Normas Técnicas de los E. U. A. Algunos reglamentos únicamente recomiendan "*la adopción de criterios y normas de Códigos y Manuales de Sociedades Técnicas Reconocidas*". Otros reglamentos indican que el uso fundamentado y correcto de normas y criterios de manuales y códigos reconocidos, se considera como evidencia de buenas prácticas de construcción y factor favorable en el otorgamiento de autorizaciones y licencias de construcción.

Finalmente, aquellos reglamentos que no se apoyan en NTC, las incluyen (aunque sin llamarlas de esta manera) dentro del Título de Seguridad o Diseño Estructural. El grado o nivel de detalle con que aparecen estas especificaciones así como la manera de considerar acciones como sismo o viento, varía entre los reglamentos, existiendo una consistencia entre la antigüedad de los reglamentos y su escaso nivel de detalle.

**Clasificación de Edificaciones.** Con respecto a la clasificación de las edificaciones, un 50% de los reglamentos analizados se basa en el Manual de Diseño de Obras Civiles de C. F. E. o en la clasificación del RCDF. Clasifican con fines de diseño sísmico a las estructuras en Grupo A, B, y C de acuerdo con su importancia, uso y rango de magnitud. Un 40% las clasifica con criterios particulares, por ejemplo existen casos en los que la categorización se basa únicamente en el uso de la edificación, y se dan hasta 10 grupos. Otros reglamentos únicamente mencionan dos grupos de construcciones: "*Las edificaciones de hasta dos niveles y las de mayor altura*" y en un Estado del Norte del país la clasificación depende de un parámetro que depende de la relación de rigideces de columnas y de traveses de la edificación. El 10% restante no incluye algún tipo de clasificación. Para diseño por viento todos los reglamentos manejan en general, una categorización de cuatro tipos, que se basa en el manual de C. F. E y que depende de su estructuración y respuesta a los efectos del viento, principalmente.

**Zonificación Geotécnica.** Un 75% de reglamentos analizados incluye alguna zonificación geotécnica, en su mayoría basada en la regionalización sísmica y en la clasificación de terrenos de cimentación del Manual de C. F. E. Como caso de interés está el Municipio de Aguascalientes, en donde la zonificación depende de la cercanía a fallas geológicas bien identificadas. El 25% restante no incluye algún tipo de zonificación.

**Proyecto Arquitectónico.** El 50% de los reglamentos no incluye recomendaciones sobre el proyecto arquitectónico en cuanto a su regularidad y eficiencia para resistir acciones sísmicas. El 45% de los documentos no menciona el requisito de separación entre edificios. Aquellos que indican la separación permisible, en su mayoría manejan valores similares a los del RCDF. En algunos casos aun cuando se menciona cumplir con una separación mínima entre edificaciones, en ninguna parte del reglamento se indica cómo evaluarla. En el Título de Seguridad Estructural del RCDF se asigna especial importancia a la participación de elementos no estructurales y a los cuidados que deben tenerse para evitar que se dañen o que puedan desprenderse durante algún sismo. Al respecto, un 35% de los casos estudiados no consideran alguna precaución sobre la participación indeseable de dichos elementos o las precauciones que deban tomarse.

**Criterios de Diseño.** Un 85% de reglamentos son consistentes en la filosofía de estados límite. Son explícitos en que el diseño deberá proveer de una seguridad adecuada contra la parición de Estados Límite de Falla (ELF) y que no se rebase ningún Estado Límite de Servicio (ELS). A diferencia del RCDF algunos Estados indican que los ELF pueden ser de tipo Frágil y Dúctil, y se proporcionan para su revisión factores de resistencia (Fr) específicos para cada tipo de estado límite. En los reglamentos analizados se observa que los procedimientos de diseño estructural pueden utilizar desde criterios elásticos basados en esfuerzos permisibles, hasta diseños por resistencia última. Algunas veces se indica la libertad de aplicación de otros criterios que conlleven a factores de seguridad al menos iguales a los que se obtendrían al aplicar el RCDF. En algunos reglamentos se indica para cada tipo de material si se debe utilizar un diseño elástico o plástico. En estos casos generalmente se asigna a la mampostería y madera métodos de diseño por esfuerzos permisibles.

Es notable el grado de rezago de algunos reglamentos, aun cuando su fecha de expedición sea reciente. Por ejemplo, en un municipio cercano a la Ciudad de México, y que no cuenta con capítulos específicos para diseño por sismo o viento, se indica lo siguiente: "*...para el análisis y diseño estructural de cualquier edificación, deberán aplicarse los métodos que se consideren más adecuados de acuerdo con el criterio que adopte el perito responsable...*"

**Estados Límite por Desplazamientos.** La revisión de ELS de acuerdo con el RCDF para elementos estructurales, se basa en no exceder los desplazamientos horizontales y verticales de dichos elementos en la forma siguiente:

Especificación	Caso de Aplicación
----------------	--------------------

$\Delta v = (\text{Claro}/240) + 0.5 \text{ cm}$	Cuando no se afecten a elementos no estructurales
$\Delta v = (\text{Claro}/480) + 0.3 \text{ cm}$	Cuando puedan afectarse elementos no estructurales
$\Delta h = h_{\text{entrepiso}} / 500$	Elementos estructurales susceptibles de dañarse
$\Delta h = h_{\text{entrepiso}} / 250$	Otros casos

Un 60% de reglamentos se basan en los mismos estados límite del RDF. Un 30% no incluye alguna especificación de este tipo, y el 10% restante sólo recomienda que no deben excederse las deformaciones que puedan afectar el funcionamiento de instalaciones o equipos o causar inseguridad a los ocupantes. Para diseño sísmico regirán los límites de desplazamiento horizontal que se mencionan más adelante.

**Acciones para Diseño.** En general hay consistencia en cuanto a los tipos de acciones que deben considerarse para el diseño. Obviamente de acuerdo con las características de la región se asigna mayor detalle a las intensidades de ciertas acciones. Por ejemplo, para Baja California, se consideran importantes los efectos de temperatura e incluso se proporcionan mapas de isotermas para temperaturas máximas y mínimas del Estado. En el Municipio de Chihuahua se hace énfasis en la densidad de carga de nieve y la distribución de la carga en función del tipo de cubierta y pendiente de la misma. Es interesante mencionar que el 20% de reglamentos incluyen un listado de pesos volumétricos de materiales de construcción comunes en la localidad. Un porcentaje similar incluye en la categoría de acciones variables las vibraciones debidas al funcionamiento de maquinarias con un nivel de detalle mayor que el RCDF, incluso se dan recomendaciones para evitar daños estructurales o condiciones cercanas a la resonancia. El RCDF indica que para las intensidades no especificadas de alguna acción accidental, éstas deben evaluarse para un periodo de retorno (T) de 50 años. En otros reglamentos este valor varía entre 75 y 200 años para estructuras del grupo B y A, respectivamente. En Chihuahua se menciona que la intensidad debe ser aquella que corresponda a una probabilidad de excedencia del 2% en el lapso de interés. En otros casos no se da un valor específico de T y solo se indica que se evalúe la intensidad para el periodo de interés.

**Combinaciones de Acciones y Resistencia de Diseño.** Un 50% de reglamentos considera la misma combinación de acciones así como los factores de carga del RCDF. Un 40% se basa en las cuatro categorías de combinación de acciones del ACI-318-83 y el 10% restante se basa en combinaciones particulares que indican que los factores de carga se establecerán de acuerdo con las Normas Técnicas que se elijan para el diseño.

En el RCDF y en la mayoría de los reglamentos analizados la determinación de la resistencia de diseño y los Factores de resistencia (Fr) para materiales y sistemas constructivos comunes se establecen en las NTC correspondientes. En algunos casos se indica que los Fr serán proporcionados por la Dirección General de Desarrollo Urbano y Obras del Estado. Finalmente se indica en todos los reglamentos, con mayor o menor nivel de detalle, que para los casos no considerados por la NTC, la resistencia de diseño se obtendrá con base en procedimientos analíticos o experimentales.

**Diseño por Sismo.** El Artículo 203 del RCDF indica que las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales no simultáneas de movimiento del suelo. Los resultados se combinarán con los de otras acciones. Atendiendo a las características de las estructuras, éstas podrán analizarse con el Método Simplificado, estático o dinámico (en este último caso elástico o inelástico). Debe considerarse todo elemento con rigidez significativa, así como efectos de flexión, cortante, torsión, y efectos de segundo orden.

Sobre estos aspectos un 60% de los reglamentos incorporan una descripción similar. Aun cuando la mayoría de los Municipios incluidos en este grupo están sujetos a una importante actividad sísmica, existen reglamentos municipales de Estados con peligro sísmico importante y que muestran obsolescencia o asignan poca importancia a estos aspectos. En aquellos Estados con menor peligro sísmico, como el Norte del país las especificaciones sobre análisis y diseño sísmico son escasas. Por ejemplo en Coahuila (Reglamento estatal de 1996) se indica que: "...El Estado se considera asísmico, sin embargo, a solicitud de la Dirección de Obras, el interesado presentará análisis sísmico mediante método simplificado...". En Tlaxcala, la única disposición sobre diseño sísmico indica que: "...El análisis y diseño de construcciones sometidas a sismos o vientos, requerirá la aprobación de la Dirección de Obras...". Por último, un 40% de los reglamentos analizados no incluyen artículos sobre el tema.

**Coefficientes Sísmicos (Cs).** Un 25% de reglamentos no especifica coeficientes sísmicos (Estados de Tlaxcala, Coahuila, Durango; Municipios de Salamanca, Meoqui Chihuahua, Zapopan, Tlaquepaque y Toluca). El 75% restante los coeficientes sísmicos son consistentes con los del Manual de la C. F. E. En casi todos los casos existe la tendencia de reducir los valores de C. F. E. Los reglamentos que no cuentan con NTC, especifican en el mismo artículo de coeficientes sísmicos a los correspondientes del Método Simplificado (también basados en el Manual de CFE). Aquellos reglamentos que si cuentan con NTC, como es el caso del CRDF no presentan la lista de Cs para método simplificado en el cuerpo principal de reglamento y los remiten a las NTC de sismo.

Como se sabe, los Cs especificados corresponden a edificaciones del Grupo B, y para estructuras del Grupo A éstos deben incrementarse. Según el Manual de C. F. E., RCDF y la mayor parte de reglamentos analizados, el incremento es del 50%. Sin embargo, el

incremento puede variar para otras localidades, por ejemplo 33% para tres municipios de Colima y 30% para los Reglamentos de Guadalajara, Morelia y el Municipio de Puebla. El reglamento para el Estado de Guerrero fue el único (de la muestra analizada) que incluye un artículo en el que solicita para el diseño sísmico, considerar aceleraciones verticales iguales al 75% de los  $C_s$  especificados, y que sus efectos se combinarán con los de las aceleraciones horizontales y fuerzas gravitacionales. Al respecto, es pertinente mencionar que en el Manual de C. F. E. se indica que para las zonas C y D de la regionalización de la República Mexicana, se sugiere considerar un componente vertical para diseño sísmico del orden de  $2/3$  del mayor componente horizontal.

Para los municipios más grandes del Estado de Chihuahua la evaluación de  $C_s$  depende de diversos parámetros, y se realiza de acuerdo con un criterio muy similar al del UBC de los E.U.A.:

$$C_s = Z I K C S \quad \dots(1)$$

en donde,

- Z = Factor de sismicidad de la zona, igual a 0.19
- I = Factor de Importancia que puede tomar valores desde 1.0 hasta 1.5
- K = Factor de Estructuración que puede tomar valores desde 0.67 hasta 2.5
- S = Factor que refleja el tipo de suelo, toma valores desde 1.0 hasta 1.5 para arcillas blandas
- C = Coeficiente que refleja la rigidez de la estructura.  $C = (1/15) T^{0.5}$ , siendo T el periodo de vibración de la estructura.

**Deformación Lateral de Entrepiso.** La diferencia entre desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a fuerzas laterales, de acuerdo con el RCDF no excederá los valores siguientes, a menos que se aplique el Método simplificado, en cuyo caso podrá omitirse dicha revisión:

*0.006h, cuando existan muros ligados a la estructura*

*0.012h, cuando se separen elementos incapaces de soportar deformaciones importantes*

Un 30% de reglamentos retoman estos mismos límites, otro 45% no menciona límites y el 25% restante indica valores distintos a los del RCDF, predominando 0.008 y 0.016 veces la altura del entrepiso considerado. Estos límites son consistentes con la versión del RCDF anterior a 1987. Un caso interesante es el de Morelia, en donde se indican límites de 0.006h y 0.023h para los casos descritos, siendo este último límite excesivo para muchas estructuras y materiales comunes.

**Separación entre Edificaciones y de sus Linderos.** En el RCDF se indica que la separación mínima de toda edificación con sus colindancias será la mayor de 5 cm o el desplazamiento lateral calculado para el nivel de que se trate aumentado en 1, 3 o 6 milésimas de su altura sobre el terreno cuando se ubica en zona I, II o III respectivamente. Si se emplea el método simplificado, los límites serán de 5 cm, ó 7,9 o 12 milésimas de la altura de dicho nivel cuando se ubica en zona I, II o III, respectivamente. En un 40% de los reglamentos analizados, no se incluye alguna disposición sobre separación entre edificaciones. Un 20% de reglamentos retoma los mismos límites del RCDF y el 40% restante los reduce.

#### 4. COMENTARIOS FINALES

Con base en la revisión de los documentos analizados hasta el momento se detectaron los siguientes aspectos:

- Existen importantes variaciones en cuanto a la estructura y contenido general de los reglamentos.
- Hay poca uniformidad acerca de los requisitos que se establecen para obtener el registro de DRO como de Correponsables, siendo más notoria la carencia de disposiciones para los correponsables.
- En algunos casos el contenido técnico de la parte relativa a la seguridad de las construcciones es escaso y obsoleto.
- Existe un porcentaje importante de localidades que no cuentan con Normas Técnicas Complementarias propias. En localidades que no cuenten con NTC deberá reconocerse el riesgo de adoptar la normatividad de otra ciudad o de otro país, por avanzada que sea. Por tanto, mientras no se expidan NTC propias, es recomendable que los profesionistas mantengan una comunicación más cercana con centros de Educación, de investigación y sociedades técnicas de profesionales.
- En algunos casos, la importancia cultural o histórica de algunas ciudades desplaza los requisitos de seguridad estructural.

Adicionalmente es conveniente mencionar que los datos que se apuntan en este documento no constituyen un diagnóstico completo del estado de reglamentos de construcciones en el país, aunque sí reflejan algunos vacíos que requieren una pronta solución. Para lograr un panorama completo acerca de la problemática nacional de reglamentos, y proceder entonces a su actualización, es deseable integrar a estos resultados los correspondientes a los aspectos urbanos, arquitectónicos, ambientales y administrativos. Ante este reto, la participación continua

y adquisición de compromisos de autoridades, profesionistas, e instituciones académicas jugarán un papel fundamental en el éxito de estos trabajos.

Los trabajos de actualización de normas y reglamentos deberán considerar la participación conjunta de grupos de especialistas en aspectos legales, administrativos y técnicos, que analicen la congruencia y viabilidad de aplicación de los diversos capítulos que integran un reglamento de construcciones. Para el desarrollo del contenido técnico, los colegios y sociedades técnicas deberán participar activamente incorporando los avances más recientes y discutir la inclusión de temas que la práctica cotidiana se identifiquen como faltantes en el Reglamento.

Es deseable por otra parte, que el contenido del reglamento de construcciones sea compatible con las características culturales y económicas de la comunidad que lo empleará. Así mismo, con las características físicas de la región y con los conocimientos y tecnología disponibles por los usuarios potenciales.

Las autoridades locales deben estar concientes de las limitaciones y de los niveles de riesgo implícitos en los reglamentos de construcciones. Por su parte, los profesionales del diseño y construcción deben reconocer que un reglamento establece los niveles mínimos de seguridad y que algunos proyectos pueden demandar niveles mayores de seguridad o no satisfacer plenamente las hipótesis del texto. En este sentido, la profesionalización de autoridades y el establecimiento de programas permanentes de educación continua o actualización de profesionistas ayudarán sin duda a mejorar su actuación y participación en estas tareas.

## 5. REFERENCIAS

- 1.-SEDESOL, guía para la elaboración , revisión y actualización de disposiciones sobre reglamentos de Construcción”, México 1994.
- 2.-Mejía, “Responsabilidad y Riesgo en los Reglamentos de Construcción”, Notas de la ponencia presentada en el Seminario de Normatividad Sismo-resistente en el Estado de Michoacán, en el marco de la III Reunión Nacional de Delegaciones de la SMIS. Mayo, 1998.
- 3.-“Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, México, 1997.
- 4.-Bando y Reglamento del Municipio de Aguascalientes, 1995.
- 5.-Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California , 1976, (Estatal)
- 6.-Reglamento de Construcción para el Estado de Baja California Sur, 1994, (Estatal)
- 7.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Campeche.
- 8.-Ley de Construcciones para el Estado de Coahuila, 1990, (Estatal).
- 9.-Proyecto de Reglamento de Construcciones para el Estado de Coahuila, 1996, (Estatal)
- 10.- Reglamento de Desarrollo Urbano y Seguridad Estructural para el Municipio de Villa de Alvarez, 1993.
- 11.-Reglamento de Desarrollo Urbano y Seguridad Estructural para el Municipio de Colima, 1990.
- 12.-Reglamento de Desarrollo Urbano y Seguridad del H. Ayuntamiento Constitucional de Manzanillo.
- 13.-Reglamento de Construcción de Servicios Urbanos, 1971.
- 14.-Proyecto del Reglamento de construcción para el Estado de Chiapas (Doc. Preliminar) (Estatal).
- 15.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Tuxtla Gutiérrez, 1993.
- 16.-Reglamento de Construcción de Ciudad Juárez, 1989.
- 17.-Reglamento de Construcción de Ciudad Cuauhtemoc.
- 18.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Chihuahua.
- 19.-Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
- 20.-Reglamento para las Construcciones y Servicios Urbanos en el Estado de Durango, 1969, (Estatal).
- 21.-Reglamento de Construcciones para le Municipio de Durango,1993.
- 22.-Reglamento de Construcciones para la Ciudad de León, 1989.
- 23.-Reglamento de Construcción del Municipio de Irapuato, 1995.
- 24.-Reglamento de Construcción para la ciudad de San Francisco del Rincón, 1991.
- 25.-Reglamento de Construcción del Municipio de Celaya.
- 26.-Reglamento de Construcción y conservación de la Fisionomía para la Capital del Estado de Guanajuato y su Municipio.
- 27.-Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero, 1994, (Estatal).
- 28.-Ley sobre Obras Públicas Construcciones y Agua Potable, 1972, (Estatal).
- 29.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Guadalajara Jalisco, 1987.
- 30.-Reglamento de Construcción de Tlaquepaque Jalisco, 1995.
- 31.-Reglamento de Construcciones y Desarrollo Urbano del Municipio de Zapopan, Jalisco, 1987.
- 32.-Reglamento de Construcción de Inmuebles en Condominio en el Municipio de Toluca, 1993.
- 33.-Reglamento de Construcción de los Servicios Urbanos para el Municipio de Morelia, 1994.
- 34.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Cuernavaca, 1991.

- 35.-Reglamento de Construcción, Desarrollo Náutico Turístico Nuevo Vallarta.
- 36.-Reglamento de Construcción y Seguridad Estructural para el Municipio de Tepic, 1995.
- 37.-Reglamento de Desarrollo urbano y Construcción para el Municipio de Bahía Banderas, 1990.
- 38.-Reglamento de Obras Públicas y Construcción del Municipio de Apodaca, 1992.
- 39.-Reglamento de Construcción de Ciudad General Escobedo, 1992.
- 40.-Reglamento de Construcción del Municipio de Guadalupe, 1991.
- 41.-Reglamento de Construcción del Municipio de Santa Catarina, 1991.
- 42.-Reglamento para las Construcciones en el Municipio de Monterrey.
- 43.-Reglamento de Construcciones para el Estado de Oaxaca, 1978, (Estatal).
- 44.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Puebla, 1994.
- 45.-Reglamento de Construcción y de los Servicios Urbanos para el Municipio de Querétaro, 1991.
- 46.-Reglamento de Construcción y de los Servicios Urbanos para el Municipio de Benito Juárez del Edo. De Quintana Roo, 1991.
- 47.-Reglamento de Desarrollo Urbano y Seguridad Estructural del Municipio de Othon P. Blanco.
- 48.-Proyecto de Reglamento de construcción para el Municipio de Cozumel.
- 49.-Reglamento de Construcciones del Municipio de San Luis Potosí, 1995.
- 50.-Reglamento de Construcción del H. Ayuntamiento de Mazatlán, 1995.
- 51.-Reglamento de Construcción para el Municipio de Hermosillo, 1987.
- 52.-Reglamento de Construcción del Municipio de Cárdenas, 1995.
- 53.-Reglamento de Construcciones del Municipio de Comalcalco, Edo. De Tabasco, 1995.
- 54.-Reglamento de Construcciones del Municipio de Emiliano Zapata, 1995.
- 55.-Reglamento de Construcciones del Municipio de Cunduacan, 1995.
- 56.-Reglamento de Construcciones del Municipio de Huimanguillo, 1995.
- 57.-Reglamento de Construcciones para el Estado de Tamaulipas, 1978, (Estatal).
- 58.-Ley Reglamentaria de las Construcciones en el Estado de Tlaxcala, 1971, (Estatal).
- 59.-Reglamento de Construcciones para el Municipio de Progreso de Castro, 1993.
- 60.-Reglamento de Construcciones del Municipio de Valladolid.
- 61.-Reglamento de Construcciones del municipio de Mérida.
- 62.-Reglamento y Normas Técnicas para la Construcción en el Estado de Zacatecas, 1989, (Estatal).

**SISMICIDAD Y FALLAMIENTO REGIONAL EN LA ZONA CENTRAL  
DE MÉXICO Y SUS IMPLICACIONES PARA EL  
RIESGO SÍSMICO DE QUERÉTARO**

**Fco. Ramón Zúñiga Dávila-Madrid<sup>1</sup>  
Gerardo de Jesús Aguirre Díaz<sup>2</sup>  
Marco Guzmán Speziale<sup>1</sup>**

**Universidad Nacional Autónoma de México  
Unidad de Investigación en Ciencias de la Tierra  
<sup>1</sup>I. de Geofísica, <sup>2</sup>I. de Geología, Campus Juriquilla, Querétaro**

## **RESUMEN**

Se hace una breve semblanza de la situación que guarda la región central de México y la región de la Faja Volcánica Mexicana con respecto a su potencial sísmico local, mencionando algunos datos sobre los eventos de importancia ocurridos, así como las características del fallamiento regional. Se describen los eventos que han afectado la región de Querétaro, y las posibles implicaciones que futuros eventos pueden tener.

## **SUMMARY**

A brief outline of the seismic potential for central Mexico is given. Important events in the area of the Trans-mexican volcanic belt are enumerated, together with the regional fault systems characteristics. Earthquakes which have affected the region of Queretaro are described as well as the implications for future events.

## **INTRODUCCIÓN.**

Cuando hablamos de riesgo sísmico en México, inmediatamente surgen a nuestra mente las experiencias dramáticas de todos conocidas de ciudades como la Cd. de México, Oaxaca, Acapulco, y varias otras, las cuales frecuentemente están sometidas a los embates de los sismos, en particular a los que ocurren en la costa del Pacífico. En algunos casos, también se recuerdan casos especiales no muy lejanos en la memoria, como lo ocurrido en la Cd. de Tehuacán, Puebla, en 1999, o en Huajuapán de León, Oaxaca, en 1980. Sin embargo, si hablamos de la situación sísmica de ciudades ubicadas en la zona central del país como Guadalajara, León, ó Querétaro, es común que no se considere de importancia el riesgo al que están expuestas, ya que no se recuerdan incidentes de consideración que hayan afectado a estas zonas.

Sin embargo, ¿sabemos suficiente sobre ésta región como para descartar la posibilidad de ocurrencia de catástrofes de índole sísmica en una de estas ciudades o en otras zonas urbanas?, ¿la probabilidad de aceleraciones importantes en lapsos de interés para la edificación de estructuras o planeación urbana puede ser considerada insignificante?.

Para intentar resolver estas interrogantes es necesario conocer, como es el caso en cualquier otra zona, varios aspectos entre los que podemos citar:

- 1) La historia sísmica de la región. Ocurrencia de eventos de importancia en el pasado histórico y en el pasado geológico.
- 2) Las fallas en la región y sus condiciones de actividad, actuales y en el pasado.
- 3) Las características de los posibles movimientos esperados en la zona.
- 4) La probabilidad de ocurrencia de los máximos movimientos.
- 5) La situación de las zonas urbanas con respecto a dichos movimientos.

Es claro que cada paso involucra un buen número de actividades y análisis, y que varios de estos aspectos dependen de los otros. Si se cuenta con la información adecuada los datos deben conducir a una evaluación del riesgo sísmico, expresada por medio de los parámetros conocidos, como por ejemplo la probabilidad de excedencia de cierta aceleración máxima en un lapso dado. Dado lo anterior podemos reformular nuestras preguntas y cuestionar si sabemos lo suficiente de cada uno de los aspectos mencionados, en lo que respecta a la zona central de México.

El objetivo de esta discusión es hacer un llamado de atención sobre la situación que guarda la caracterización sísmica de la región central de México, así como proporcionar un bosquejo del panorama general para dicha zona y proporcionar algunos datos particulares sobre la región de Querétaro en lo que a sismicidad se refiere.

### **BREVE BOSQUEJO GEOLÓGICO ESTRUCTURAL.**

La zona central de México está cortada por un gran número de fallas que pertenecen a diferentes sistemas regionales. Los más preponderantes (Figura 1) son los sistemas conocidos como Taxco San Miguel de Allende (Demant; 1978), ó TSMASF, y el llamado Sistema Chapala Tula, ó CTFS (Johnson y Harrison ,1990). El primer sistema corre de norte a sur y está conformado por fallas con rumbos principales en las direcciones NNW, mientras que el segundo sigue una tendencia de E-W y las fallas que lo conforman presentan rumbos con direcciones E-W, en la porción sur y ENE-WSW, en la parte norte. Investigaciones geológicas recientes, así como análisis de eventos sísmicos ocurridos en la zona proporcionan evidencias de que ambos sistemas se encuentran activos, y que su actividad ha ocurrido aparentemente tanto de forma alternada como concurrente en los últimos tiempos. Los sistemas de fallas mencionados se componen en su mayoría de fallas causadas por tensión en la corteza que llegan a manifestarse en la superficie<sup>1</sup>. Estas fallas tienen dimensiones que van desde un par de kilómetros hasta cientos de kilómetros de largo. En profundidad, es común que dichas fallas alcancen de 3 a 15 kilómetros.

La Faja Volcánica Transmexicana (FVTM) o Cinturón Volcánico Mexicano se ubica en el centro de México y cruza al país de costa a costa entre los paralelos 19° y 21° con una dirección general W-E (Figura 1). Incluye a miles de volcanes cuya actividad más reciente se ubica en su porción sur. El sistema de fosas (grabens) y fallas Chapala-Cuitzeo-Acambay forma parte del sistema CTFS, paralelo a la FVTM. Asimismo, los grabens de Aljibes y Mezquital, en Hidalgo, son también una extensión de las manifestaciones del sistema. Por otro lado, el sistema TSMASF ha sido propuesto como posible extensión al sur de la Provincia de Cuencas y Sierras, ó “Basin and Range” (Henry y Aranda-Gómez, 1992). No es claro todavía hasta donde se pueden sentir, hacia el sur, las influencias del sistema de esfuerzos correspondiente a la Provincia de Cuencas y Sierras, la cual tiene su inicio, al norte, dentro del territorio de los Estados Unidos y ha sido responsable de varios episodios de actividad sísmica intracontinental en este país y en el norte de México.

El hecho de que ambos sistemas, básicamente ortogonales, puedan activarse indistintamente proporciona bases para pensar que el estado de esfuerzos tectónicos preponderante en la región central, tiene una dirección de mínima compresión en una dirección NE-SW.

### **SISMOS DE IMPORTANCIA OCURRIDOS EN LA FAJA VOLCÁNICA TRANSMEXICANA.**

Existen reportes de varios episodios de sismicidad (Figura 2) que pueden asociarse a fallas de características similares a las de la zona central de México. El mayor sismo que se conoce haya ocurrido en la FVTM, muy probablemente asociado a la zona de unión triple de los Graben de Chapala, Tepic- Zacoalco y Colima, es el que tuvo lugar el 27 de diciembre de 1568. Se han documentado los daños, si bien carecientes de una cobertura adecuada debido a la época, y comparando con los efectos de otros sismos más recientes en la FVTM se ha estimado una magnitud mayor a los 7.0 grados (Mw, Suárez y otros, 1994). Un segundo evento de importancia es el que ocurrió el 11 de Febrero de 1875, también en Jalisco, localizado muy posiblemente al noroeste de Guadalajara. Se le ha estimado una magnitud de 7.1 con base en regresiones Mw-intensidad (Suárez, G., comunicación

---

<sup>1</sup> no todas las fallas son susceptibles de romper la corteza hasta la superficie siendo no poco común la ocurrencia de fallas sepultadas en gran parte de los continentes

personal). Ambos sismos causaron gran destrucción en las localidades de la zona, siendo el evento de 1875 particularmente dañino para Guadalajara y ocasionando varias decenas de muertes en otras comunidades como San Cristóbal (García Acosta y Suárez, 1996).

Por lo que respecta al siglo XX, el mayor sismo ocurrido en la FVTM alcanzó una magnitud cercana a los 7 grados y tuvo lugar el 19 de noviembre de 1912 en la falla de Acambay (Urbina y Camacho, 1913), en el estado de México. Este evento causó gran destrucción en la población de Acambay y sus alrededores, siendo sentido fuertemente en la Cd. de Santiago de Querétaro. Posteriormente ocurrió el sismo de Jalapa, el 3 de enero de 1920, con una magnitud estimada  $M_s = 6.4$ , el cual causó daños de consideración a esta ciudad, ocasionando que se apuntalaran todos los edificios importantes. En fechas más recientes, un sismo de magnitud 5.3 tuvo lugar en la falla Venta de Bravo, al sur de la falla Acambay, el 22 de febrero de 1979, causando algunos daños a las poblaciones aledañas. Cabe mencionar que las fallas Acambay y Venta de Bravo se localizan a escasos 50 a 70 km de la Cd. de Querétaro y son parte del sistema CTFS.

### LA SITUACIÓN DE QUERÉTARO.

El estado de Querétaro se localiza en la porción norte de la FVTM, en donde la actividad volcánica ya cesó hace varios millones de años. Sin embargo aun es una zona con alto flujo de calor a escala regional cuyas manifestaciones termales son bien conocidas (Tequisquiapan, Pathé, San Bartolomé, etc). Esto indica un grado de fracturamiento relativamente grande en la zona. A pesar de que la gran mayoría de los aparatos volcánicos que se localizan en el estado se pueden considerar como inactivos, el potencial de actividad de los sistemas de fallas del norte de la FVTM siempre ha sido considerado por la comunidad geológica como importante, ya que se tienen evidencias de actividad en algunas de las fallas de estos sistemas en el pasado reciente. En el valle en donde se enclava la Cd. de Querétaro, los sistemas ya mencionados se intersectan, en un arreglo ortogonal de fallas normales que configuran una serie de horts, graben y semigraben (Aguirre-Díaz et al, 2000).

#### Antecedentes Sísmicos.

El estado de Querétaro se encuentra ubicado en una zona clasificada como de riesgo sísmico intermedio (ver, por ejemplo, el Manual de Construcción de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Capítulo de Diseño por Sismo). Se cuenta con poca información relacionada con daños causados por sismos que hayan afectado el territorio del estado. Sin embargo existen algunos casos que vale la pena mencionar.

El primero de ellos corresponde a un sismo que tuvo lugar el 8 de mayo de 1887 muy posiblemente localizado en las cercanías de Landa y Jalpan, en la región de la Sierra Gorda (Figura 2). Dicha actividad ocasionó que los vecinos de la zona huyeran al campo aterrorizados (El Monitor Republicano, 26 de mayo de 1887). Los reportes indican, además, que se cuarteó la cúpula de un templo y se desplomaron tanto una casa cural como algunas otras casas (García-Acosta y Suárez, 1996). Es de notarse la correspondencia en tiempo con el macrosismo de Bavispe, Sonora, con una magnitud aproximada mínima de  $M_w = 7.4$ , ocurrido sólo 5 días antes, el 3 de mayo (posiblemente en la misma provincia tectónica de Cuencas y Sierras).

Posteriormente, otro sismo tuvo lugar el 26 de noviembre del mismo año (1887) en la misma zona, pero aparentemente cercano a Pinal de Amoles, siendo sentido hasta Guanajuato al oeste. Este sismo fue bien documentado por Orozco y Berra (1887) y se le ha estimado una magnitud de  $m_b = 5.3$  por Suter y otros (1996), con base en las intensidades reportadas para las localidades de la zona. No se tiene certeza de cuál de los dos eventos es el que ocasionó los mayores daños, sobre todo a la iglesia de la Misión de Jalpan (los sismos destruyeron parte de la fachada, ocasionando que se sustituyera el relieve que mostraba a Santiago Apóstol por un reloj que todavía se aprecia hoy (Figura 3). La fecha de dicha destrucción, sin embargo, es contradictoria ya que algunas fuentes indican al sismo como ocurrido durante 1892).

Por último, mencionaremos al sismo ocurrido el 10 de septiembre de 1989, en los alrededores de Landa de Matamoros, al cual se le estimó una magnitud de 4.6 por el Servicio Sismológico Nacional. Con base en los reportes de daños se ha determinado (Suter y otros, 1996) que algunas zonas cercanas a la Cd. de Querétaro alcanzaron una intensidad de VIII en la escala de Mercalli-Modificada.

En fechas más recientes, un episodio de sismicidad tuvo lugar en las cercanías de la comunidad de Sanfandila durante los primeros meses de 1998. Los eventos de mayor magnitud se registraron el día 18 de enero a las 13:37, 13:47, 16:18 y 19:47 hora

local. El evento del 18 de enero a las 19:47 tuvo una magnitud de más de 3.0 grados siendo sentido hasta la población de Guadalupe Septién ubicada aproximadamente a 10 km de Sanfandila. Desafortunadamente, los datos de los eventos registrados en los primeros días del monitoreo no fueron suficientes para una localización precisa como la que fue posible efectuar en aquellos que ocurrieron posteriormente. En total, se localizaron y se determinó la magnitud a 179 eventos subsecuentes con magnitudes entre 1.0 y 2.5.

Todos los epicentros se agruparon siguiendo una configuración típica de falla (Figura 4) lo cual sienta las bases para considerar a los sismos como originados por fallamiento tectónico. La longitud del segmento sismogénico de la falla (la sección de la falla que presentó desplazamientos súbitos) es de menos de 4 km. Todos los eventos se ubicaron entre 4 y 6 km de profundidad, lo cual indica la extensión a profundidad del mencionado segmento. La falla tiene un rumbo promedio de N25°W lo cual concuerda con otras fallas de la región y en general con la tendencia del sistema TSMAFS. Los mecanismos de falla determinados con base en el modelado de ondas de cuerpo, son también concordantes con dicha tendencia ya que indican fallas normales con rumbo promedio de N26°W y vector de desplazamiento semi-vertical. Estos sismos presentaron una situación de riesgo importante para la comunidad del poblado de Sanfandila, no así para otras comunidades cercanas.

### **IMPLICACIONES PARA EL PELIGRO SÍSMICO DEL ESTADO.**

Los episodios de sismicidad arriba mencionados, ocurridos en Jalpan, Acambay, Landa y Sanfandila, son producto de actividad a lo largo y ancho de fallas del tipo cortical someras (fallas en la corteza, no relacionadas directamente a los límites de placas tectónicas). Esto es claramente indicativo de que los sistemas regionales se encuentran activos. Por otro lado, las fallas cartografiadas en la región, muestran indicios de desplazamientos indistintamente, es decir, algunas de las fallas del sistema E-W cortan a otras del sistema N-S y viceversa.

Una falla cartografiada recientemente por investigadores de la UNICIT-UNAM (Aguirre-Díaz et al., 2000) al sur de la Cd. de Santiago de Querétaro, la cual ha sido denominada tentativamente Falla de los Cués, y presenta una tendencia E-W (básicamente perpendicular a la pequeña falla activada durante 1998) presenta una extensión de más de 20 km. La falla de los Cués pertenece al sistema CTFS afectando los depósitos lacustres, tobas y lavas que ocurren en la región. No se sabe cuando ocurrió la última actividad de la falla de los Cués. Sin embargo, dada la longitud de dicha falla y su cercana localización al episodio de sismicidad en Sanfandila, es altamente necesario evaluar su situación a fin de conocer el tipo de riesgo que podría presentar. A manera de ejemplo, considerando una falla de longitud de 10 a 20 km y una profundidad de 3 a 5 km, lo cual correspondería a la falla en cuestión, se podría generar un sismo cercano a los 5.0 grados de magnitud. Un sismo de esta magnitud, ocasionaría una intensidad de, al menos, VI a VII grados a una distancia de 50 km (distancia a la que se encuentra la Cd. de Querétaro). Esto significa la posibilidad de aceleraciones que ocasionarían daños considerables y colapsos de estructuras hechas con materiales débiles como el adobe o el concreto pobre, o aquellas con mala calidad de construcción y baja resistencia, las cuales son comunes en el municipio. Otras fallas al oeste que pertenecen al sistema TSMAFS, tales como la falla Tlacote-Balvanera, no son menos peligrosas ya que asimismo pueden reactivarse como ocurrió con la falla de Sanfandila.

A la fecha se considera que la actividad en la pequeña falla que originó los movimientos del suelo percibidos en la región aledaña a Sanfandila, prácticamente ha cesado. Ahora bien, el hecho de que las fallas estén orientadas ortogonalmente permite afirmar que los esfuerzos que están presentes en la zona pueden dar lugar a una actividad en cualquiera de las fallas asociadas a los sistemas regionales.

### **PERIODICIDAD DE DESPLAZAMIENTOS EN LAS FALLAS DE LA REGIÓN.**

Los únicos datos disponibles sobre los períodos de recurrencia para alguna de las fallas de la región central, son los determinados por Langridge y otros (2000) para la falla de Acambay-Tixmadejé. Estos autores encuentran un promedio de 4000 años  $\pm$  1000 para la recurrencia de desplazamientos en dicha falla, basados en estudios de trincheras en varias localidades. Más aun, haciendo una extrapolación a otros segmentos y considerando el promedio de deformación en la zona, estiman una recurrencia para eventos del tipo cortical de magnitud similar al de Acambay del orden de 600 años. Sin embargo, sugieren que en el caso de eventos con magnitud  $M > 6$  estos pueden ocurrir en promedio cada 100 años.

Es importante mencionar, que durante 1998, se observaron episodios de sismicidad en regiones cercanas correspondientes al estado de Hidalgo, cercano a Tula, y en Michoacán, en las cercanías de Maravatío. Dichos episodios, de manera preliminar, parecen mostrar características semejantes a las observadas en Sanfandila.

En conclusión, la zona del centro de México, y en general la zona correspondiente a la región de la FVTM, es una zona que debe considerarse activa en cuanto a sismicidad y fallamiento cortical. Aún cuando el riesgo al que están expuestas las edificaciones y obras urbanas de la región, es menor que el de otras poblaciones del país, esto no debe dar pie para que se aminoren las posibles implicaciones que un fenómeno sísmico local pudieran tener, y se deben tomar seriamente en cuenta hacia la conformación de reglamentos de construcción adecuados.

### ALGUNAS RECOMENDACIONES.

Para llegar al objetivo de caracterizar el riesgo sísmica de la zona aledaña a la Cd. de Santiago de Querétaro, es necesario efectuar varios análisis detallados, incluyendo (más no limitados a):

- El monitoreo sísmico continuo, para evaluar posibles episodios futuros
- La cartografía geológica, para cubrir las regiones no estudiadas y ubicar todas las fallas de la región.
- Los estudios de paleosismología, a fin de conocer los períodos de activación más recientes de las fallas importantes así como para ubicar fallas desconocidas
- La determinación de las características de atenuación de las ondas sísmicas en la región
- Una evaluación de las posibles aceleraciones esperadas en terreno firme y posteriormente actualizarlas para todo tipo de terreno de las zonas urbanas, considerando la ocurrencia de sismos cercanos y lejanos, así como profundos y someros. Anteriormente se han considerado sismos lejanos únicamente.
- Caracterizar los tipos de terreno de la Cd. de Santiago de Querétaro, tanto en tipo de suelo como en períodos naturales de vibración, con un mayor grado de detalle de lo existente en la actualidad.

### REFERENCIAS

- Aguirre-Díaz, G., M, López-Martínez, F.R Zúñiga, J. Nieto-Obregón, J. F. Pacheco, J. Lermo-Samaniego. Seismogenic Basin and Range and intra-arc normal faulting in the northern-central Mexican Volcanic Belt, Queretaro, Mexico. Stratigraphy, geochronology and structural geology, *J. Geophysical Research*, sometido, 2000.
- Aguirre-Díaz, G. J., Volcanic stratigraphy of the Amealco caldera and vicinity, Central Mexican Volcanic Bel, *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*, 13, 10-51, 1996.
- Demant, A.. Características del Eje Neovolcánico Transmexicano y sus problemas de interpretación: *Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Geología, Revista*, 2, 172-187, 1978.
- García Acosta, V., y G. Suárez. Los Sismos en la Historia de México, Tomo I. UNAM/CIESAS/Fondo de Cultura Económica, Mexico City, 719 pp., 1996.
- Henry, C.D., y J. J. Aranda-Gómez. The real southern Basin and Range: Mid- to Late cenozoic extension in Mexico, *Geology*, 20, 701-704, 1992.
- Johnson, C.A. y Harrison, C.G.A.. Neotectonics in central Mexico, *Phys. Of the Earth Int.*, 64, 187-210, 1990.
- Langridge, R., J.C Moya, R. Weldon y G. Suárez, Paleoseismology of the 1912 Acambay earthquake and the Acambay-Tixmadejé fault, central Trans-Mexican Volcanic Belt, Mexico, *J. Geophysical Research*, 105, 3019-3037, 2000.
- Orozco y Berra, J.D., Efemérides Sísmicas Mexicanas, *Mem. Soc. Cient. "Antonio Alzate"* (México) 1, 303-541, 1887.
- Suárez, G., V. García Acosta y R. Gaulon, Active deformation in the Jalisco block, Mexico: evidence for a great historical earthquake in the 16th century. *Tectonophysics*, 234, 117-127, 1994.

Suter, M., M. Carrillo-Martínez, y O. Quintero-Legorreta. Macro seismic study of shallow earthquakes in the central and eastern parts of the Trans-Mexican volcanic belt, *Bull. Seism. Soc. of Am.*, **86**, pp. 1952-1963, 1996.

Urbina, F. y H. Camacho. La zona megasísmica Acambay-Tixmadejé, Estado de México, conmovida el 19 de noviembre de 1912, *Boletín del Instituto Geológico de México* **32**, 125 pp., 1913.

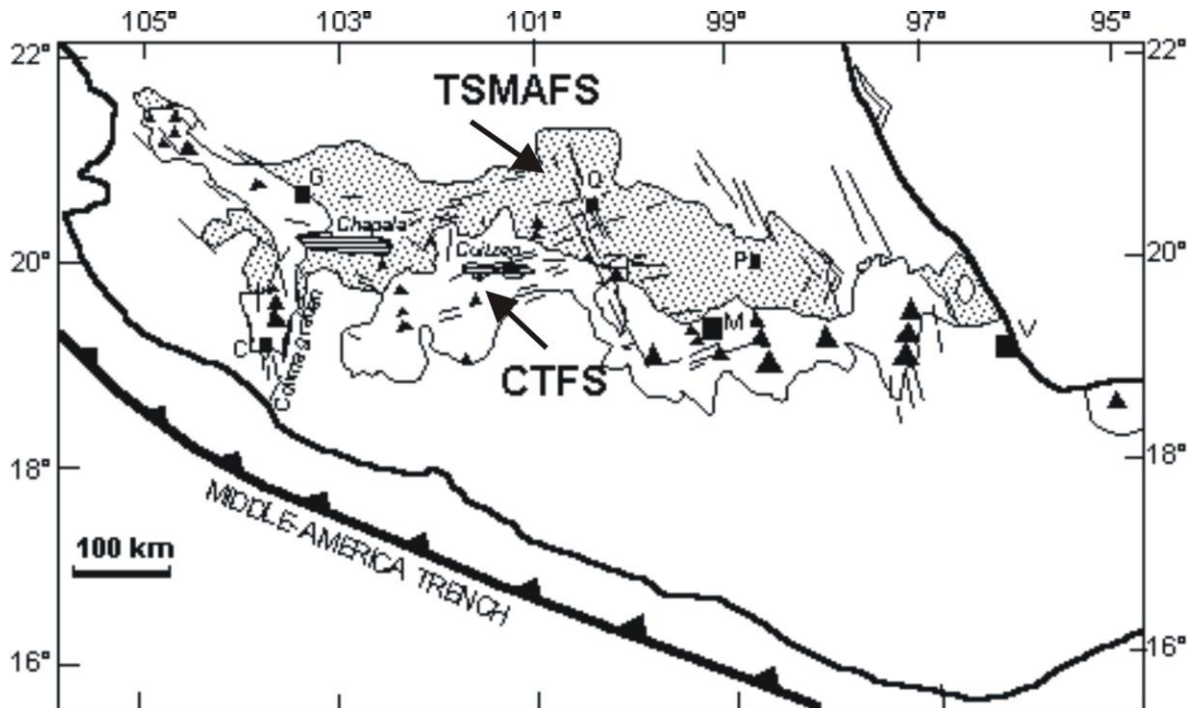


FIGURA 1. Situación de los sistemas de falla regionales del Centro de México y su entorno en la Faja Volcánica Transmexicana. C = Colima, G = Guadalajara, Q = Querétaro, P = Puebla, M = Cd. de México, V = Veracruz. Los triángulos son volcanes y las fallas principales están delineadas (Modificado de Aguirre Díaz, 1996).

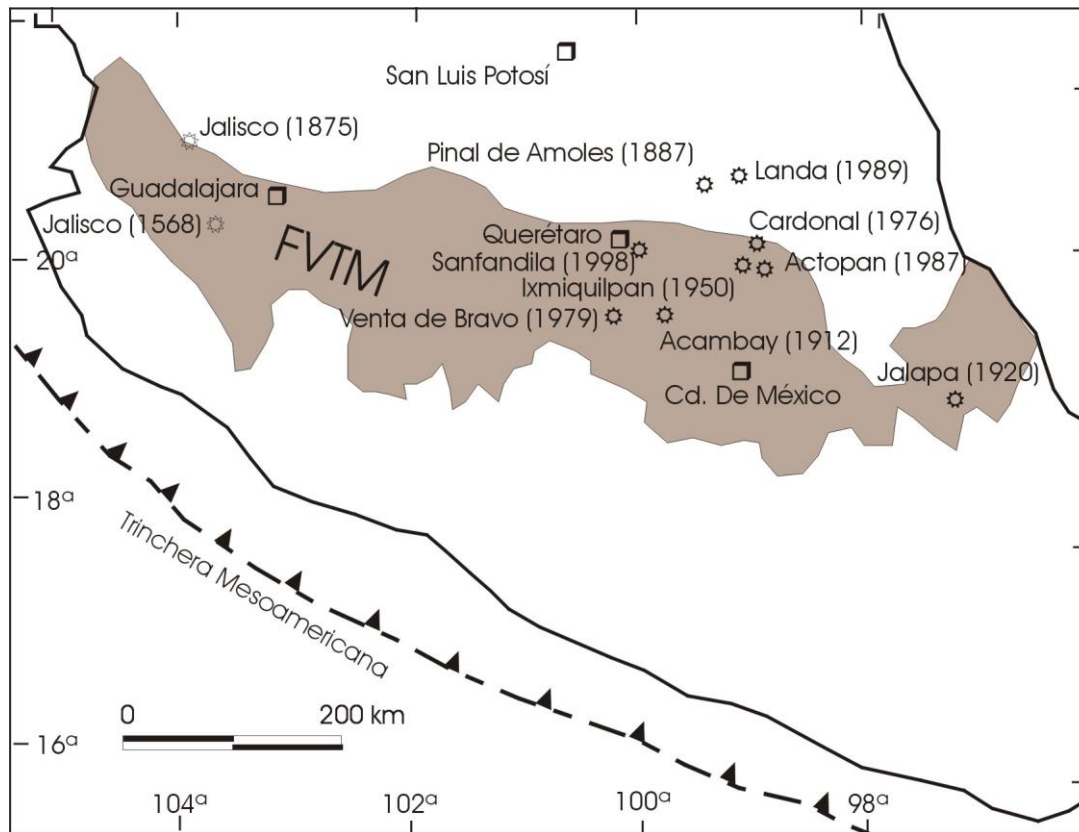


FIGURA 2. Sismos de importancia ocurridos en la Faja Volcánica Transmexicana (FVTM). Modificado de Suter y otros, 1996.



FIGURA 3. Misión de Jalpan, Querétaro. Nótese el reloj en la fachada que sustituyó a un relieve original destruido por los sismos.

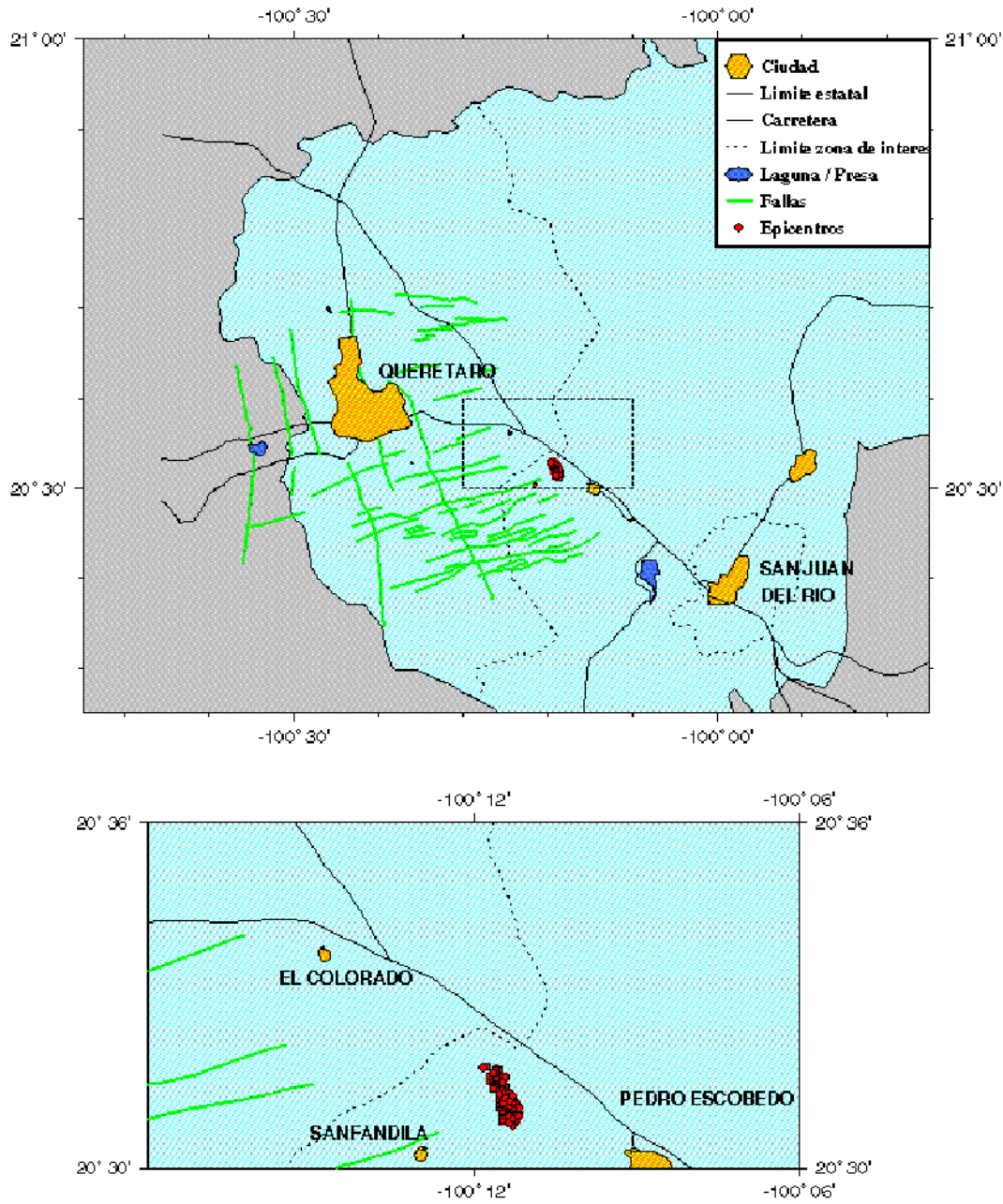


FIGURA 4.

Sismos ocurridos durante 1998 cercanos a la población de Sanfandila, Querétaro. Se muestran algunas de las fallas cartografiadas en la zona, pertenecientes a los dos sistemas regionales.

## NORMATIVIDAD DE DISEÑO SÍSMICO EN EL MPO. DE QUERÉTARO, QRO.

**ARROYO M.\*, BUSTILLOS J.M.\*, ARZATE J.\*\*,  
LERMO J.\*\*\*, RÍOS R.\* y ROJAS E.\***

\* División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UAQ.  
Centro Universitario, Cerro de las Campanas, C.P. 76010, Santiago de Querétaro, Qro.

Tel.: (42) 16.24.14, Fax.: 15.25.12, Email: marroyoc@sunserver.uaq.mx

\*\* Instituto de Geofísica, UNICIT, UNAM, campus Juriquilla  
Juriquilla, Santiago de Querétaro Qro.,

Tel.: (42) 38.11.12, Email: arzate@tonatiuh.igeofcu.unam.mx

\*\*\* Instituto de Ingeniería, UNAM

Ciudad Universitaria, Coyoacán, México D. F., C.P. 04510

Tel.: 6.22.34.65, Email: lermo@merlin.iingen.unam.mx

## RESUMEN

A raíz de los eventos sísmicos recientes, registrados en el Municipio de Pedro Escobedo, a 30 km de la Cd. de Santiago de Querétaro, Qro., en el mes de enero de 1998, se ha visto la necesidad de realizar estudios de Riesgo Sísmico para dicha ciudad.

A iniciativa del Mpo. de Querétaro, está en proceso de revisión el Reglamento de Construcción de Servicios Urbanos de este Municipio. Respecto a los coeficientes sísmicos se mantienen los propuestos en el Reglamento vigente de 1992, a falta de elementos y estudios que permitan establecer mejor los criterios de diseño por sismo. La única modificación que se propone es considerar sólo dos tipos de terreno, el firme o duro (zona I, lomas o periferia del valle de Querétaro) y el de transición con estratos superficiales arcillosos (zona II).

En el presente trabajo se muestran los resultados obtenidos a la fecha, que consisten en la zonificación de la ciudad de Stgo. de Querétaro por tipos de suelo y periodos naturales de vibración. Esta zonificación se obtiene con base a estudios de vibración ambiental, geológicos y topografía de la zona, así como a estudios de geofísica, geotécnicos y cortes litológicos de los pozos ubicados en el Valle de Querétaro. Algunos periodos naturales de vibración del suelo se calibran con expresiones y modelos analíticos.

La identificación de fallas geológicas que delimitan el Valle, la existencia de fallamientos y agrietamientos activos del suelo producto de la sobreexplotación de los mantos acuíferos y la determinación del relieve del basamento de la zona de estudio, hace de este trabajo un caso particular, poco usual en las zonas de bajo riesgo sísmico.

Finalmente, se propone una metodología de seguimiento no sólo del riesgo sísmico de la zona, sino de su interacción con los fallamientos y agrietamientos activos de suelo. Esta metodología se está aplicando a otras ciudades del centro del País, con problemática similar, como son los valles de Celaya, Gto. y Aguascalientes, Ags.

## 1. TECTÓNICA Y SISMICIDAD DE LA REGIÓN

De acuerdo a la Teoría de la Deriva Continental, también conocida como Tectónica de Placas, la litosfera se encuentra dividida, formando una especie de mosaico de sectores rígidos, conocidos como placas que se mueven entre sí con desplazamientos promedios de varios centímetros por año. Los límites de las placas no coinciden con los límites de los continentes, una placa puede contener porciones de continente y porciones de océano. Los límites entre placas pueden ser de tres tipos: Divergentes, en donde las placas se están separando (las cordilleras oceánicas), Convergentes o de subducción, donde una placa se introduce debajo de otra (la placa de Cocos penetra bajo la placa de Norteamérica en la costa occidental del País (figura 1) y Transformación o transcurrentes, donde dos placas se mueven entre sí lateralmente (la falla de San Andrés en California). Se ha identificado también que los rasgos morfológicos que presenta la superficie de la tierra como son los grabens o fosas así como pequeñas y grandes cadenas de montañas (sierras y valles), volcanes, pliegues y en general las principales estructuras geológicas se deben en buena parte a estos mismos efectos de movimiento entre placas.

El movimiento de las placas tectónicas da lugar a la formación de plegamientos, fracturas y fallas. Como plegamiento se puede mencionar la Sierra Madre Oriental. Las fracturas se producen cuando las rocas presionadas por fuerzas intensas rebasan el límite plástico y en vez de plegarse se rompen. Estas zonas fracturadas reciben presiones posteriores que hacen que el terreno en una de sus áreas se deslice mientras que en la otra permanece en el mismo nivel o se eleva ligeramente. A la porción elevada de la falla se le llama pilar y a las más bajas fosas. En algunas ocasiones las partes hundidas de las fallas se llenan de agua y se forman lagos como el de Pátzcuaro en Michoacán, o a nivel local la laguna el Salitre, Apaseo el Grande, Gto., México. Es probable que este fenómeno sea también motivo de la causa de almacenamiento de grandes cantidades de agua subterránea, donde las fallas geológicas sirven de medios naturales de conducción de agua.

La actividad sísmica en la República Mexicana se produce principalmente por la interacción de las placas tectónicas de Cocos, de Rivera de Norteamérica y del Pacífico (figura 1). La interacción de las placas de Norteamérica y la del Pacífico dan origen a la actividad sísmica que se manifiesta en la parte norte de la Península de Baja California, mientras que la subducción de la Placa de Cocos y Rivera bajo la placa de Norteamérica, que va desde el estado de Jalisco hasta el estado de Chiapas, provoca la gran actividad sísmica en el sudeste de México y origina la mayor cantidad de temblores de gran magnitud ( $M_s > 7$ ).

A partir de registros acelerográficos, se han identificado zonas de contacto entre placas, donde se originan sismos que se manifiestan en diferentes periodos de tiempo. En estos periodos de tiempo se vuelve a acumular energía, que puede ser liberada a través de uno o más sismos de diferente magnitud. Lo anterior da pauta a clasificar zonas de mayor o menor riesgo de que ocurra un sismo y estimar su magnitud en función de la ubicación y longitud de la zona. Estas zonas reciben el nombre de “brechas sísmicas”. Se puede mencionar la amplia zona de rompimiento que dio origen a los sismos del 19 y 20 de Septiembre de 1985, llamada “Brecha de Michoacán”, la cual había permanecido inactiva por más de setenta años. La distancia en línea recta de la fuente de este sismo a nuestra zona de estudio es de aproximadamente 400 kilómetros, sin que haya ocasionado algún daño físico importante. Por la relevancia que tienen estas Brechas y ante la coincidencia de varios investigadores de que puede ser la fuente más probable a corto plazo de generar uno o más sismos de gran magnitud, se han realizado estudios detallados de las mismas, identificando zonas con mayor o menor probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos. Esta es la razón por la que actualmente la “Brecha de Guerrero” en particular (que se considera tiene la probabilidad más alta de provocar un sismo de gran magnitud, pues no ha tenido actividad desde hace más de treinta años), es la zona del país más instrumentada, lo que ha permitido entre otras cosas la implementación del sistema de “Alerta Sísmica” para la ciudad de México. La distancia media aproximada en línea recta entre esta Brecha de Guerrero y nuestra zona de estudio es de aproximadamente 450 kilómetros.

Dadas las características fisiográficas, estructurales, litológicas, hidrológicas y geológicas de la zona en estudio, se pueden conocer y comprender los fenómenos físicos asociados a una región determinada. De acuerdo al INEGI, la República Mexicana está dividida en 15 provincias fisiográficas, como se muestra en la figura 2. De acuerdo a esta clasificación el Estado de Querétaro forma parte de 3 provincias: Sierra Madre Oriental, Mesa Central y Eje Neovolcánico. La ciudad de Stgo. de Querétaro está ubicada justo al norte del Eje Neovolcánico (figura 2). Las fuentes sísmicas susceptibles de afectar a esta ciudad y su zona conurbada son principalmente las estructuras regionales asociadas a la zona de convergencia del pacífico, que se relaciona con la Provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico.

***De acuerdo a la tectónica de la Región (ver figura 3), existe una serie de fallas orientadas aproximadamente norte - sur, comenzando en San Miguel de Allende, Guanajuato, y terminando en Iguala Guerrero. Existe también otro sistema de fallas perpendiculares a las anteriores ubicadas al sur de la zona en estudio, entre Morelia, Michoacán y Querétaro; que aparentemente se extienden hacia el norte de Celaya, cruzando las ciudades de Salamanca e Irapuato, Gto. Aunque los sismos relacionados con la convergencia de placas son los más frecuentes y de magnitudes mayores, también ocurren sismos debido a fallas geológicas locales que pueden obedecer a los esfuerzos regionales entre las placas. A este tipo de movimientos se les denomina sismos intraplaca, es decir que tienen ocurrencia dentro de la placa continental.***

Con el objeto de tener un panorama general e identificar zonas de riesgo sísmico con posible influencia sobre nuestra área de estudio, se recopiló información sísmica de trabajos recientes; referidos principalmente a la ciudad de México, sin embargo se consideran, por su ubicación, zonas sismogénicas coincidentes de posible influencia a dicha zona de estudio. Existen cuatro zonas sísmicas importantes dentro de la placa continental cercanas a nuestra área de interés, que son las estructuras geológicas denominadas Graben de Acambay, Semigraben de Aljibes y en menor grado el Graben del Mezquital, así como el fracturamiento de la zona de Pedro Escobedo. De acuerdo a algunos autores, estas formaciones están asociadas a la evolución del Eje Neovolcánico (figura 4).

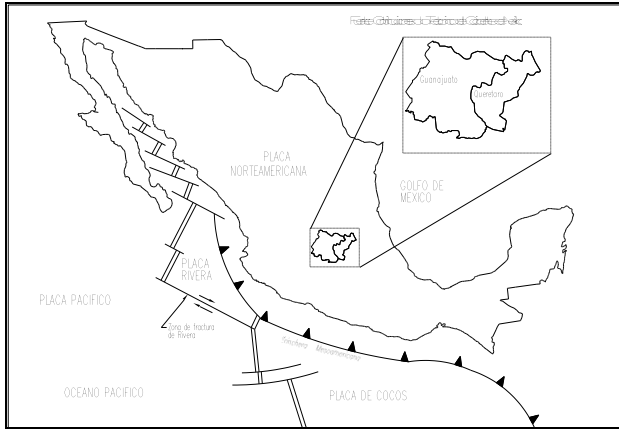


FIGURA 1. PLACAS TECTÓNICAS.

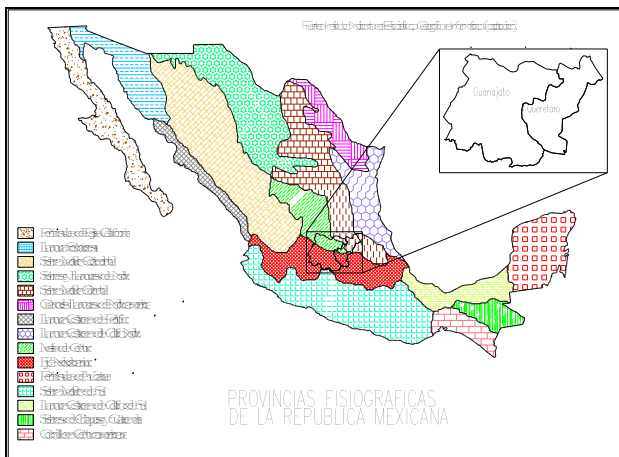


FIGURA 2. PROVINCIAS FISIOGRAFICAS DE MÉXICO (INEGI).



FIGURA 3. TECTÓNICA DE LA REGIÓN (INEGI).

Lermo et al. (1996) mencionan la detección de ocho temblores intraplaca de magnitud alta (entre 4.1 y 6.9) dentro del Eje Neovolcánico, lo que denota una actividad importante en algunas zonas de esta Provincia. También se menciona que en la zona del semigraben de Aljibes, los días 3 y 5 de Junio de 1996 ocurrieron dos sismos considerables (magnitud de coda de 4.2 y 4.3 respectivamente), los cuales fueron localizados a 14 km al Oeste de la presa de Zimapán, muy cercanos al pueblo de Bellavista, Qro. Los temblores fueron sentidos por la población de Cadereyta, Qro. y tuvieron una intensidad de V grados en la escala de Mercalli modificada, habiéndose determinado que muy probablemente esta actividad sísmica esté relacionada con las fallas normales septentrionales que conforman el semigraben de Aljibes sin descartar que los movimientos se hallan debido a la acción de llenado del embalse de la presa de Zimapán. Algunos eventos de los que se tiene conocimiento, ocurridos a lo largo del Eje Neovolcánico en los últimos años se muestran en la figura 5.

Con motivo de los eventos sísmicos de enero de 1998 reportados en algunas poblaciones del Municipio de Pedro Escobedo (San Fandila, la Venta de Ajuchitlancito, la Lira, la Palma, entre otros, ver figura 6), se puso en operación el 19 de enero de 1998, en forma semipermanente, una estación acelerográfica (con un acelerógrafo GSR-18, de Terra Technology Corp.) en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, Campus Centro Universitario, Cerro de las Campanas. Cabe mencionar que la estación acelerográfica, los aparatos y demás equipo se adquieren con patrocinio del Sistema de Investigación Miguel Hidalgo (SIHGO-CONACYT, Proyecto DUV-1/96). Por otro lado, el acelerógrafo está instalado en un afloramiento de roca de dicho Cerro.

En la gráfica 1 se muestra un ejemplo de los eventos registrados por el instrumento los días 23, 25 y 29 de enero de 1998. Con el propósito de registrar réplicas se colocó temporalmente el acelerógrafo en la Venta de Ajuchitlancito, poblado cercano al epicentro, el 28 de enero del mismo año, en un terreno con un estrato superficial de aproximadamente 4 m de arcilla. En este intervalo de operación del acelerógrafo (del 28 al 29 de enero de 1998) se registró el evento más importante que se tuvo durante la actividad del mes de enero en la región de Pedro Escobedo.

El inicio de este evento se registra a las 7:59:17.83 hora de Greenwich (1:59:17.83 hora local) del 29 de enero de dicho año, con una aceleración máxima en la dirección vertical (movimiento trepidatorio) de 16.566 gals (7:59:23.11 hora local).

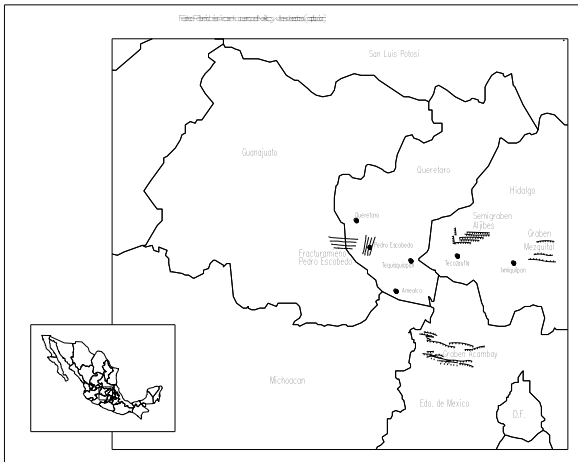


FIGURA 4. SISMOGÉNESIS INTRAPLACA PARA QUERÉTARO Y GUANAJUATO.

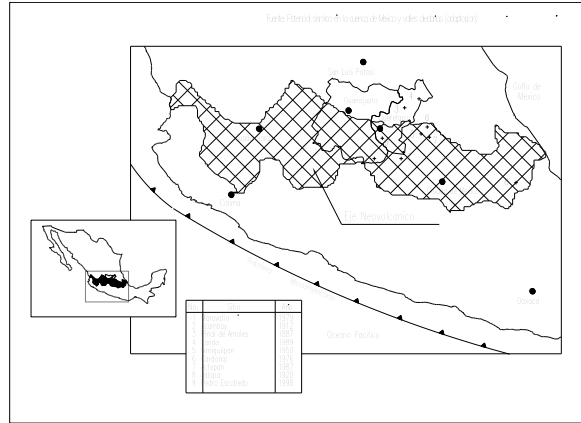


FIGURA 5. EVENTOS EN EL EJE NEOVOLCÁNICO.

El registro de la componente vertical del acelerograma se muestra en la gráfica 1, así como su espectro de potencia respectivo. Este movimiento fue de magnitud 3.7, a 5 km de profundidad, latitud 20.37° longitud -100.11°. Ubicado en la zona de Querétaro - Guanajuato (de acuerdo a lo reportado por el Servicio Sismológico Nacional), este evento se genera por el fracturamiento de rocas en la intersección de las fallas Sur - Norte y Este - Oeste de la región de Pedro Escobedo (ver figuras 3 y 4).

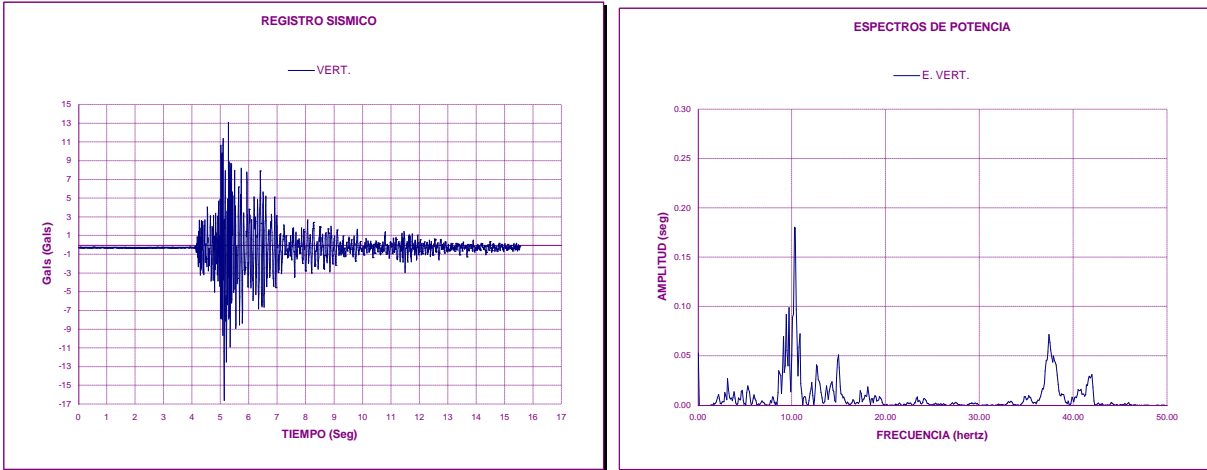
El 30 de septiembre de 1999 se registró (aproximadamente 3 minutos después de ocurrido, hora: 11:33:31) el sismo de las costas de Oaxaca (latitud 15.89°, longitud -97.07°, hora 11:31:14), de magnitud 7.4 (de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional). En la gráfica 2 se muestra la componente vertical del acelerograma y su espectro de potencia respectivo, donde la máxima intensidad es de 1.127 gals.

El 9 de agosto del presente año (2000) se registró (aproximadamente 4 minutos después de ocurrido, hora: 06:45:58) el sismo de las costas de Michoacán Guerrero (latitud 17.94°, longitud -102.71°, hora 06:41:46), de magnitud 7.4 (de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional), con una duración del registro de 14 seg. En la gráfica 3 se muestran las tres componente del acelerograma y sus espectros de potencia respectivos, donde la máxima intensidad es de 1.0284 gals. Estos registros permitirán en un futuro próximo realizar estudios de atenuación de las señales, de las diferentes zonas sismogénicas con posible influencia sobre nuestra área de interés.

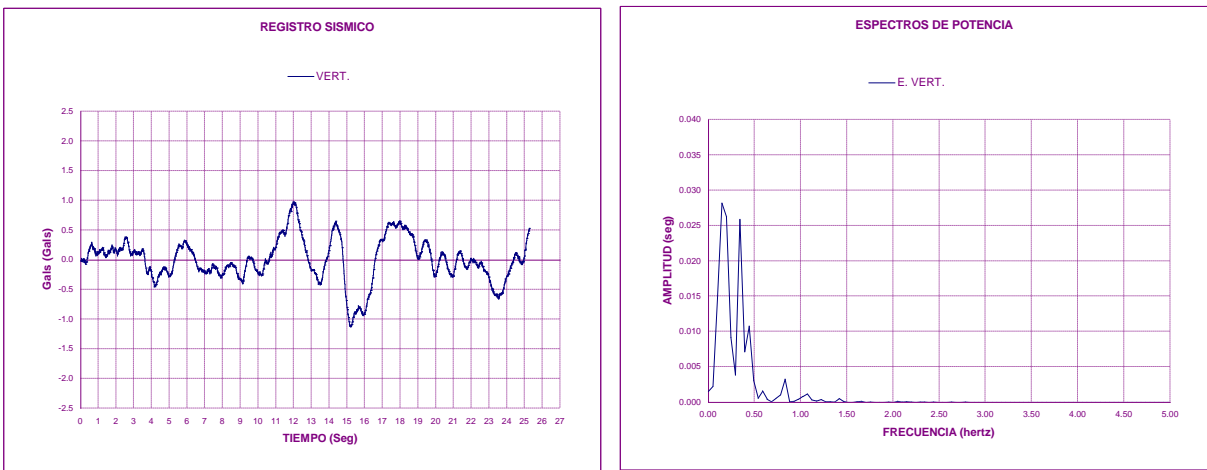
## 2. EL VALLE DE QUERÉTARO

La ciudad de Stgo. de Querétaro, como varias ciudades importantes del centro del país, se ha visto afectada en los últimos años por agrietamientos y fallamientos del suelo que ocurren en áreas bien localizadas. Aunque la causa de estos agrietamientos y fallamientos se asocia a la sobreexplotación de los acuíferos cercanos a la ciudad, el relieve del basamento es determinante para que éstas se generen. La distribución superficial de las unidades geológicas en el Valle de Querétaro se muestra en la figura 7, de acuerdo a la Comisión Estatal del Aguas (1991).

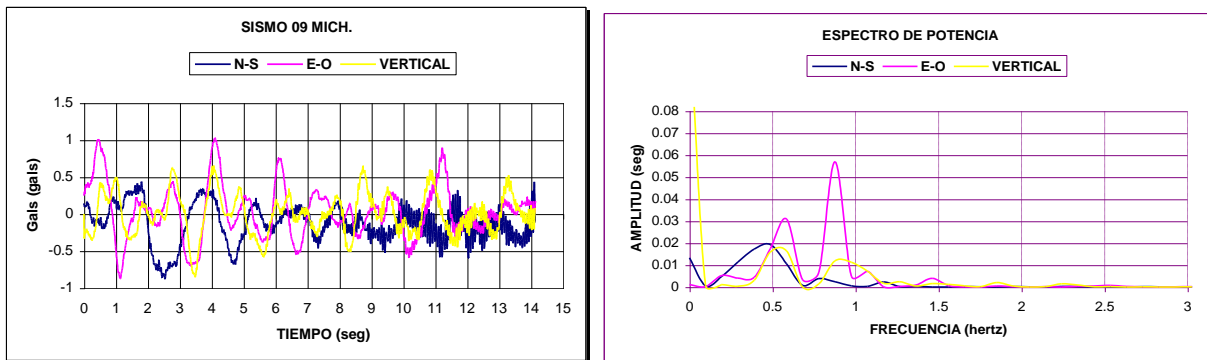
Las principales fallas reguladoras de los agrietamientos en el Valle de Querétaro, cuya orientación es aproximadamente N10W son las llamadas fallas Querétaro Este y Central, así como el Tlacote (Figura 8). La primera se localiza al este de la ciudad y su traza se puede observar en algunos tramos del bulevar Bernardo Quintana. Hacia el sur, a lo largo de la prolongación Bernardo Quintana pasando por la Central Camionera se puede observar el escarpe de la misma que alcanza en algunos tramos un desnivel mayor a los 100 metros. Hacia el norte, a la altura de Peñuelas cambia su trayectoria a N5E aproximadamente cruzando la ranchería de La Sotana en donde se hace menos evidente.



GRÁFICA 1. EVENTO DEL 29 ENERO DE 1998, MAGNITUD 3.7, PEDRO ESCOBEDO.



GRÁFICA 2. EVENTO DEL 30 DE SEPTIEMBRE DE 1999, MAGNITUD 7.4, COSTAS DE OAXACA.



GRÁFICA 3. EVENTO DEL 9 DE AGOSTO DEL 2000, MAGNITUD 7.4, COSTAS DE MICH. Y GUERRERO.

La falla Querétaro Centro en su tramo norte es visible a lo largo de la carretera a San Luis Potosí hasta la altura de Santa Rosa Jáuregui. En la zona urbana su traza es evidente por los agrietamientos del suelo a lo largo de la avenida 5 de Febrero, así como por sus efectos de cuarteadura en pavimentos, asfaltos y construcciones, sin embargo, existen tramos en donde no es posible distinguir su presencia. Es posible que el tramo

norte de la Falla Menchaca converja con la falla Central al norte del Cerro de las Campanas de acuerdo a la trayectoria que sigue la primera, lo cual explicaría al menos parcialmente, la formación de este domo basáltico. Los estudios geofísicos han permitido determinar la posición de la falla Querétaro centro, entre la Av. Prolongación Zaragoza y la autopista a Celaya (Figura 9) además de que se identifica un desnivel adicional en el basamento a la altura del Rancho Vanegas, probablemente asociado a otro fallamiento paralelo a la dirección de las estructuras en cuestión. La falla Tlacote es visible por la alineación de los cerros al oeste del valle, atravesando el poblado de Tlacote el Bajo hacia el norte y al poblado de Balvanera, Mpo. Corregidora, hacia el sur.

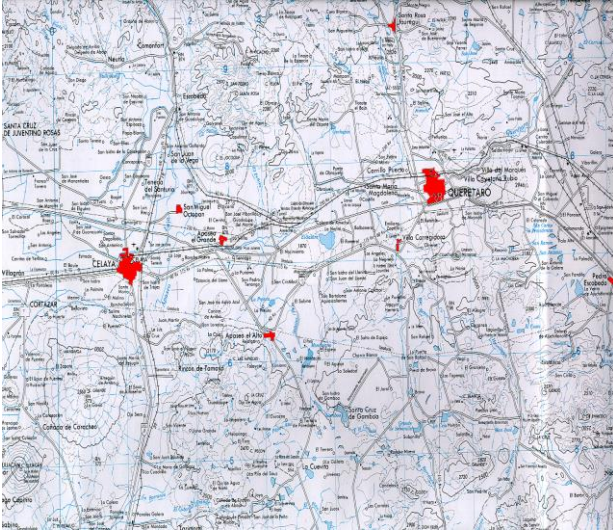


FIGURA 6. POBLACIONES DE LA REGIÓN.

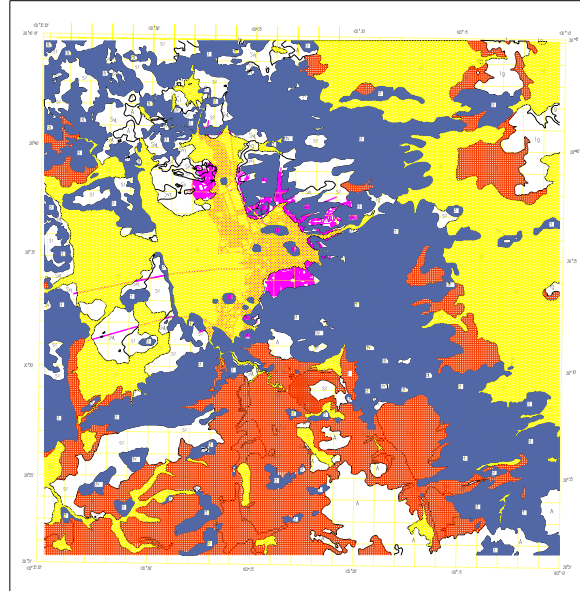


FIGURA 7. GEOLOGÍA SUPERFICIAL DEL VALLE DE QUERÉTARO.

*La estructura regional del basamento, localizada en la zona comprendida entre las ciudades de Stgo. de Querétaro Qro. y Celaya Gto., se observa en la interpretación simplificada de la Figura 10. En esta figura, que sintetizan los resultados de un estudio gravimétrico y magnetotelúrico, se puede observar la continuidad de una zona de alta conductividad que puede asociarse a una anomalía térmica. Esta afirmación podría parecer demasiado especulativa en este punto, sin embargo, la presencia de manifestaciones hidrotermales en varias localidades a lo largo de la falla de Obrajuelo así como la extensión sur del lineamiento SMA - Tarimoro, apoyan al menos en esta fase especulativa esta posibilidad. Es claro que se requieren campañas de verificación tanto hacia al oeste de la Cd. de Celaya como entre ésta y la población de Apaseo el Grande, así como en la periferia de la Cd. de Stgo. de Querétaro para eliminar el carácter especulativo de algunas de las afirmaciones realizadas aquí.*

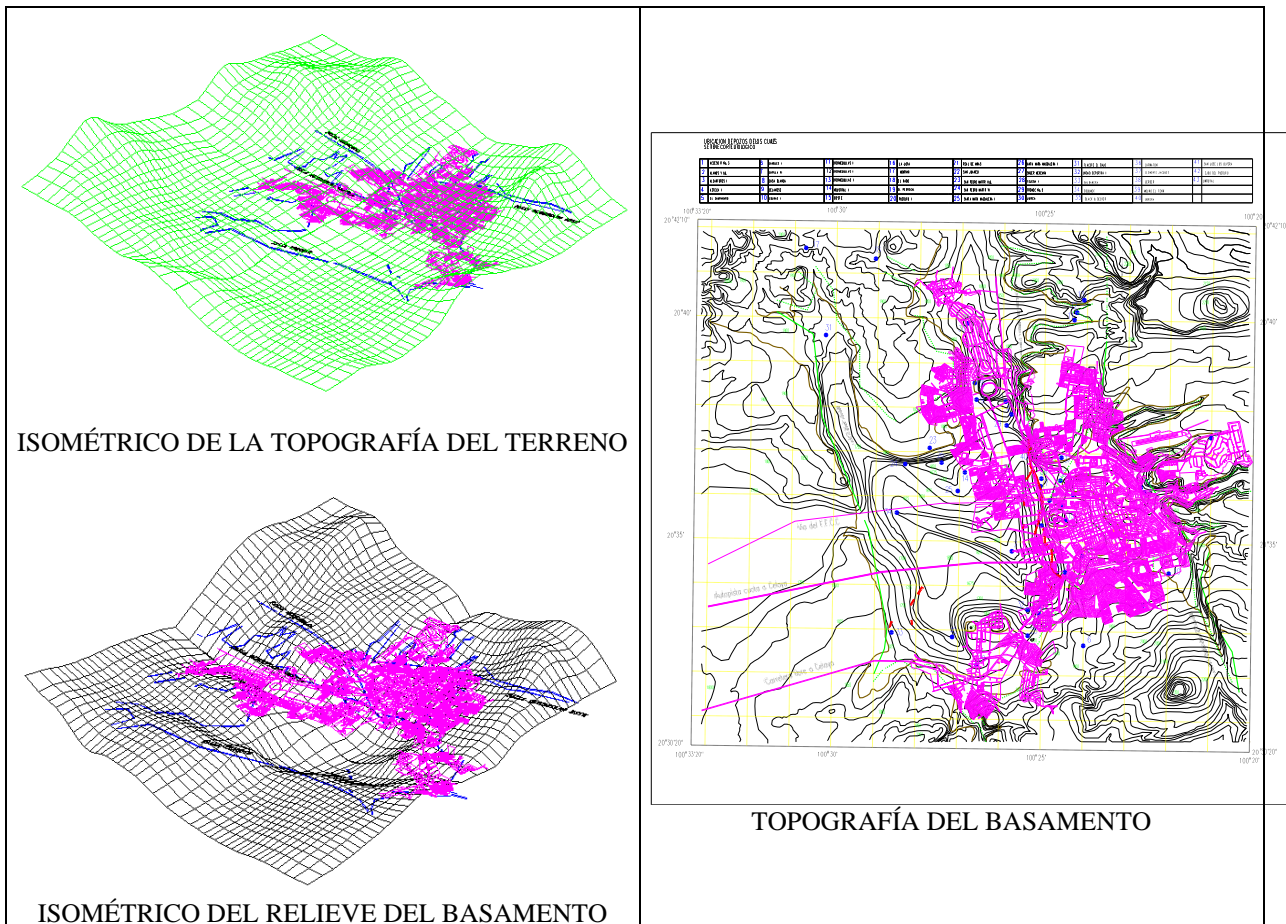
Tomando en cuenta el trabajo de Trejo A. (1989) y considerando la información sobre la estratigrafía superficial, topográfica, geológica y geotécnica disponible, dentro del marco del presente trabajo, se elabora una carta donde se identifican las zonas de suelos expansivos y zonas donde pueden ocurrir deslizamientos de talud en diferentes puntos del Valle de Querétaro (ver figura 11). La mayor parte de los taludes están compuestos por rocas volcánicas que varían en composición de basaltos, andesitas, tobas y tezontle. Su clasificación es con base a la susceptibilidad al deslizamiento, siendo esta: muy alta, alta, moderada, baja y muy baja. Las rocas volcánicas que componen a los taludes presentan diferentes estructuras, variando entre masivas y pseudoestratificadas (que se encuentran compuestas por lo menos de dos rocas volcánicas de diferente composición y propiedades mecánicas). Esta carta es complementada con información deducida de datos de instrumentación sísmica y de geofísica, para poder clasificar mejor los diferentes tipos de terreno y taludes.

El agrietamiento producido por abatimiento del nivel freático se presenta al conjugar los tres elementos siguientes: a) un relieve del basamento rocoso o de suelo no compresible con irregularidades importantes (figura 8), b) un material de tipo arcilloso o limoso de compresibilidad media

a alta, y c) un abatimiento importante del nivel freático dentro del material compresible. En México este problema se ha venido presentando desde hace una veintena de años o más en diversas poblaciones de la República, generalmente en zonas de fuerte extracción de agua. En el caso de algunas poblaciones del Bajío como son Querétaro, Celaya, Apaseo el Alto e Irapuato este fenómeno generalmente va ligado con la existencia de fallas geológicas preexistentes que se encuentran bajo sedimentos altamente compresibles de tal forma que las trayectorias de las grietas y fallamientos del suelo se alinean con dichas fallas.

Por ello, predecir las zonas potenciales de agrietamiento en un lugar, es necesario contar con la topografía o relieve preciso del basamento rocoso del sitio, así como de las curvas de abatimiento del nivel freático. Además es necesario conocer las características mecánicas de los estratos compresibles. La información del basamento rocoso puede obtenerse de diversas fuentes, generalmente métodos geofísicos indirectos. Sin embargo, estos métodos requieren de información directa que solamente el perfil litológico de los pozos puede proporcionar. Por lo tanto es necesario contar con el perfil del mayor número de pozos posible y a partir de allí complementar la información con los métodos geofísicos. Entre más información pueda recabarse en este aspecto más precisas pueden ser las predicciones de zonas potenciales de agrietamiento y cualquier esfuerzo en este sentido es importante.

La topografía o relieve del basamento rocoso obtenida para el valle de Querétaro, a partir de la información de los pozos y de los afloramientos de material rocoso, se muestra en la figura 8, donde la litología del valle es bastante uniforme. En general se presentan una serie de estratos limosos compresible (llamados tobas) alternados con estratos de arena y grava empacada con arcilla bajo los cuales subyace un estrato de basalto fracturado. Bajo los sedimentos de un espesor de hasta 250 m se encuentra la falla geológica central con orientación norte – sur, la cual desaparece a lo largo del trazo de la carretera Querétaro - San Luis Potosí que atraviesa la parte central de la ciudad.



- a) Tanto la grieta central como su ramal San Diego, se ubican justo por encima de la falla geológica Querétaro centro que atraviesa esa zona del valle. Aunque falta definir con mayor claridad la posición de las curvas de nivel del basamento rocoso en la zona ubicada entre la falla centro y la falla Tlacote, todo parece indicar que existe un graben de hasta 250m de profundidad el cual se generó por la presencia de las fallas que lo flanquean,

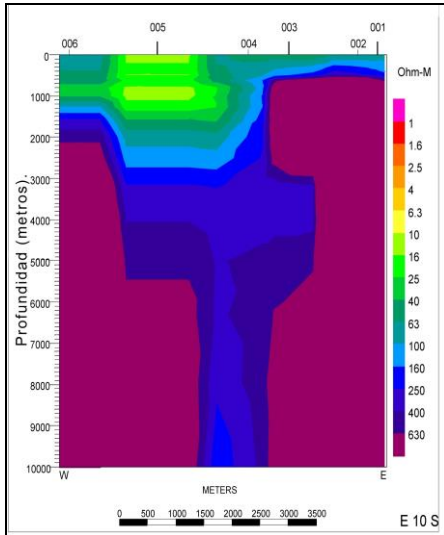


FIGURA 9. FALLA QUERÉTARO CENTRO.

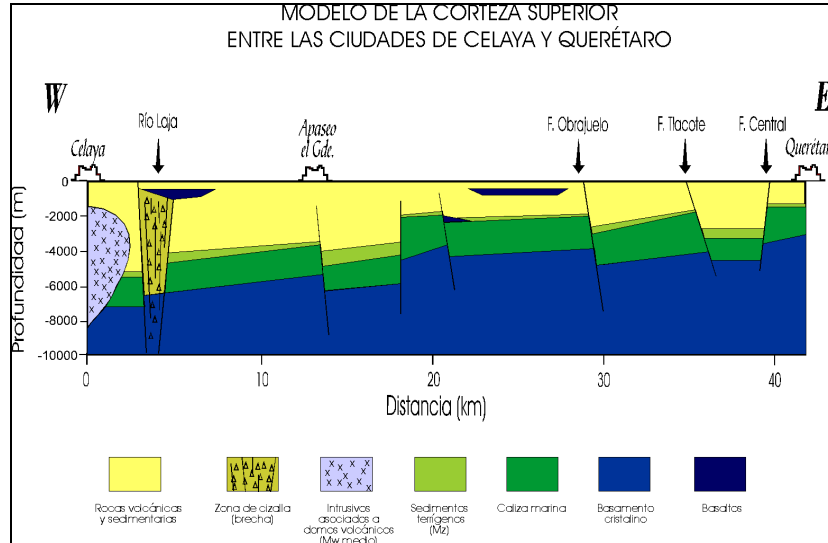


FIGURA 10. ESTRUCTURA GEOLÓGICA CELAYA - QUERÉTARO.

- b) El agrietamiento más evidente hasta ahora, es el que pasa sobre la falla Querétaro centro. Sin embargo comienzan a observarse indicios de agrietamientos en otras zonas de la ciudad como la zona sudoeste. De acuerdo con la información con la que se cuenta hasta ahora existe una gran zona potencial de agrietamientos alrededor del valle como se muestra en la figura 8. Al centro del valle existe una zona de peligro, sin embargo se ha preferido no marcarla porque si se toma en cuenta la forma general del graben, todo parece indicar que el basamento al centro es mas o menos plano y las pendientes fuertes se encuentran adyacentes a las fallas que delimitan el valle. Para poder delimitar con mayor precisión estas zonas, es necesario obtener más información de los perfiles litológicos de los pozos perforados en el valle o bien de sondeos geofísicos en esa zona,
- c) La mayor parte de las zonas de agrietamiento potencial están asociadas con las fallas geológicas superficiales que rodean al valle (fallas Querétaro Centro, Este y Tlacote), por lo cual el movimiento de la masa de suelo por consolidación pueden confundirse con el fenómeno de deslizamiento de talud.

El agrietamiento en estas zonas se puede producir si los niveles de abatimiento freático superan los 50 m. Por lo tanto para definir el potencial de riesgo de agrietamiento se requiere conocer la evolución de las curvas de abatimiento en toda la zona, así como su proyección a futuro. Todo esto permite delimitar con mayor seguridad las zonas en donde no es conveniente proyectar el crecimiento urbano debido al alto riesgo de aparición de fallamientos y agrietamientos del suelo.

### 3. ZONIFICACIÓN DEL VALLE Y CD. DE SANTIAGO DE QUERÉTARO

La ciudad de Santiago de Querétaro, ha mantenido un crecimiento de población importante a partir de que inicia su proceso de industrialización en la década de los 60's. La ciudad sigue acelerando su crecimiento en los últimos años debido a la importancia que a nivel nacional ha adquirido como un centro industrial, así como a las expectativas de vida que representa para los habitantes de poblados y ciudades cercanas. En este proceso, las construcciones se han regido por normas que se derivan de reglamentos de otras entidades, concretamente del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Lo anterior no es del todo malo ya que es preferible adoptar un reglamento externo a no contar con ninguno, sin embargo es indispensable realizar las adaptaciones necesarias que tomen en cuenta las condiciones regionales y locales de la zona de interés. Esta situación, provoca incertidumbre entre los calculistas que deben regirse por un reglamento que les norme sus diseños, por otro lo que su experiencia y criterio les señalan.

Para fines de diseño sísmico se utiliza también en el estado de Querétaro el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993), en su fascículo de Diseño por Sismo. Como se aprecia en la figura 12, el estado de Querétaro está comprendido dentro de la zona "B" clasificada como de mediana sismicidad (al igual que la ciudad de México). Esta clasificación general hace que sea poca su precisión y de difícil aplicación. Por tanto, para estimar adecuadamente los efectos de sismo es necesario tomar en cuenta las condiciones locales geotécnicas del subsuelo, su topografía y la sismogénesis, así como la direccionalidad de los posibles sismos.

***A iniciativa de la Secretaría de Obras Públicas del Municipio de Querétaro, está en proceso de revisión el Reglamento de Construcción de Servicios Urbanos de este Municipio. Respecto al diseño por sismo, los coeficientes sísmicos se mantienen los propuestos en el Reglamento vigente de 1992, a falta de elementos y estudios que permitan establecer mejor los criterios para este diseño. La única modificación que se propone es considerar sólo dos tipos de terreno, el firme o duro (zona I, lomas o periferia del valle de Querétaro) y el de transición con estratos superficiales arcillosos (zona II, ver carta 13). En la tabla 1 se muestran los valores de los coeficientes utilizados para el Mpo. de Querétaro, en comparación con los propuestos por la CFE y el Reglamento de Construcción para el D.F.***

*TABLA 1. Coeficientes Sísmicos para el Municipio de Querétaro.*

<i>ZONA B. CONSTRUCCIONES GRUPO B</i>			
<i>ZONA</i>	<i>RC – QUERETARO 1991</i>	<i>CFE – 1993 ZONA B</i>	<i>RC – DF 1987</i>
<i>I</i>	<i>0.1</i>	<i>0.14</i>	<i>0.16</i>
<i>II</i>	<i>0.2</i>	<i>0.3</i>	<i>0.32</i>
<i>III</i>	<i>0.25</i>	<i>0.36</i>	<i>0.4</i>

Lo anterior ha motivado a que en la ciudad de Santiago de Querétaro y específicamente en la Universidad Autónoma de Querétaro, se venga trabajando en la realización de estudios encaminados a obtener mayor conocimiento respecto a las condiciones y comportamiento locales de sitio, pues si bien no se tienen reportes históricos de daños importantes por eventos ocurridos, tampoco se tiene la certeza de que estos no pudieran ocurrir periódicamente, como el sismo de 1998 de Pedro Escobedo. No hay que perder de vista que existen zonas sismogénicas cercanas a la ciudad, como es el Graben de Acambay (por citar una), y que las condiciones físicas del subsuelo están sujetas a cambios con el paso del tiempo, cambios provocados en ocasiones por el mismo hombre en su afán de satisfacer sus necesidades de bienestar, tal es el caso de la continua sobreexplotación de los mantos acuíferos. Se pretende, con base en los resultados obtenidos, tomar las medidas necesarias y sugerir las adecuaciones pertinentes al reglamento, a la vez de ir aportando los elementos necesarios para la elaboración de las normas técnicas de diseño que carece el actual reglamento de construcciones del Municipio de Querétaro. En este trabajo se propone de manera preliminar, para fines de diseño sísmico de las construcciones, una carta de tipos de suelo con base a los periodos naturales de vibración del terreno, para la ciudad y zonas aledañas (figura 13).

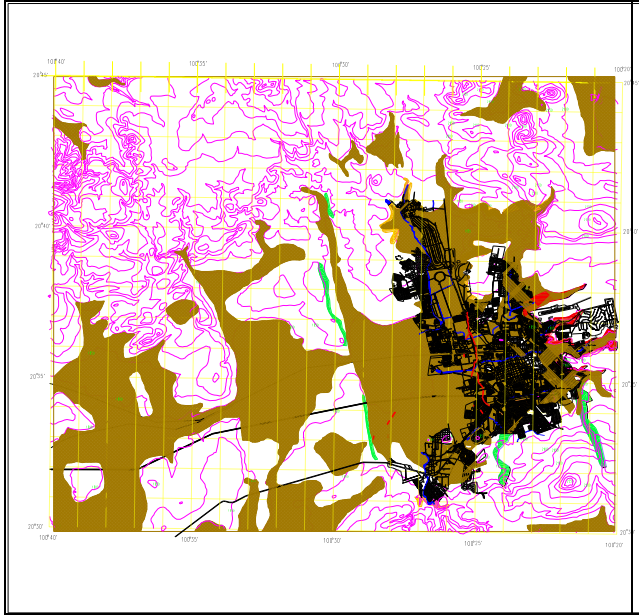


FIGURA 11. ZONA DE SUELOS EXPANSIVOS.

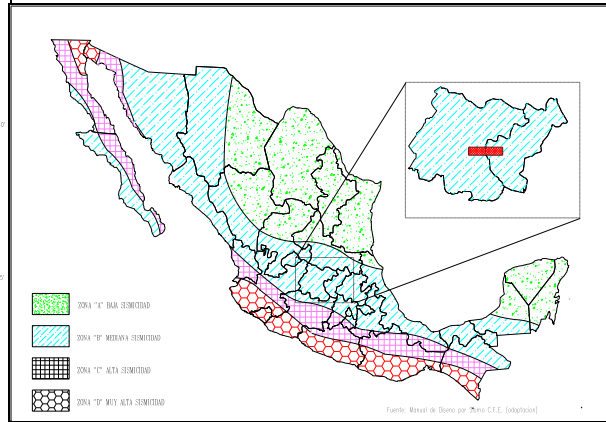


FIGURA 12. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE MÉXICO.

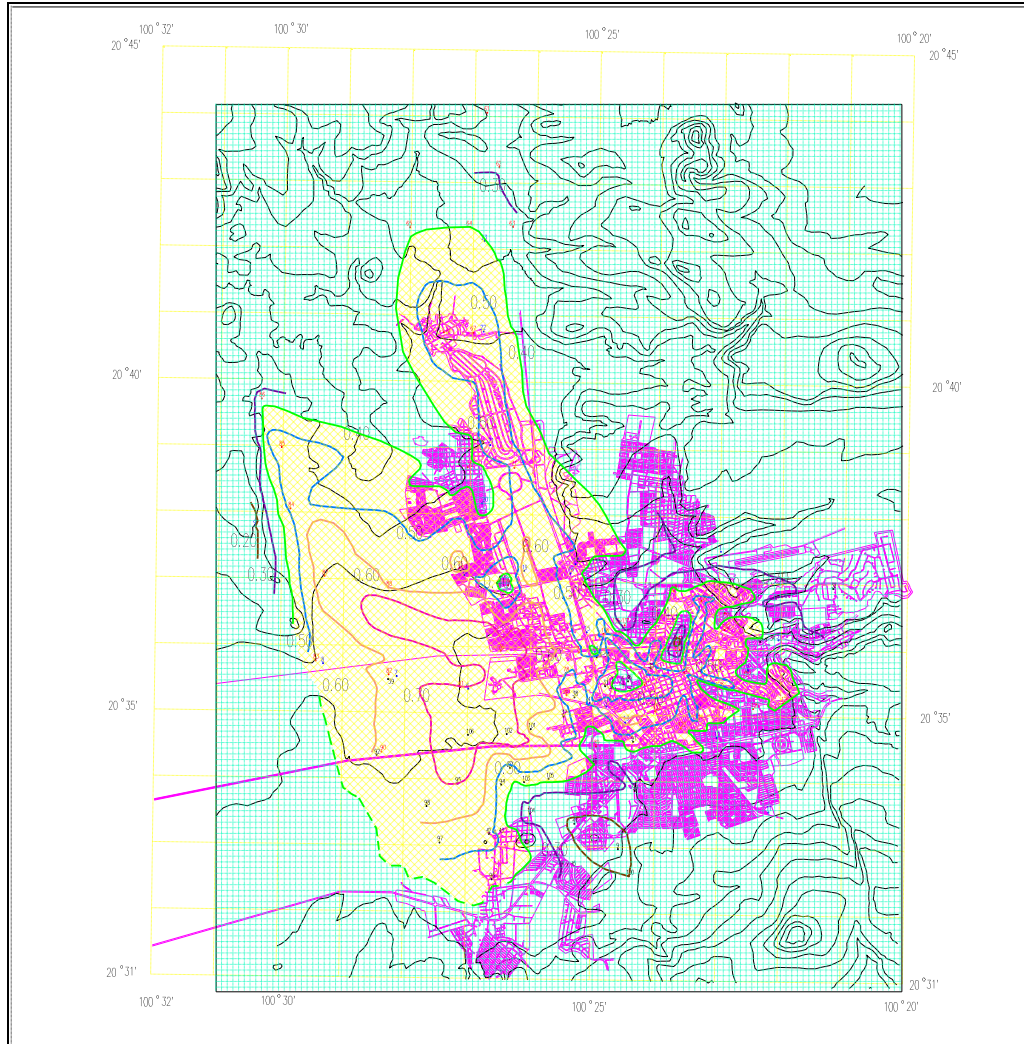


FIGURA 13. ZONIFICACIÓN POR TIPOS DE SUELO.

Ante la carencia en muchas ciudades y poblaciones de la República Mexicana de estaciones sismológicas y en consecuencia de registros de eventos sísmicos, se ha empleado con buenos resultados la metodología para obtener los efectos de sitio en suelos suaves a partir de la obtención de registros cuyo origen es la vibración ambiental o microtemblores. Esta metodología es cada vez más utilizada en virtud de las ventajas de fácil procedimiento, bajo costo y corto tiempo en que puede ser desarrollada. Esto ha permitido que algunas ciudades cuenten con estudios basados en esta técnica para la elaboración de cartas de isoperiodos y zonificación por tipos de suelo.

Existen varios métodos que se utilizan para el análisis de registros de microtemblores. Lermo, J. y Chávez F. (1994) analizan las ventajas y desventajas de tres de ellos con el objeto de determinar cual arroja resultados más confiables en la evaluación de los efectos de sitio en suelos suaves. Estas técnicas son: a) Interpretación directa de amplitudes de Fourier o densidad de potencia espectral, b) cálculo de los radios espectrales respecto a una estación en terreno firme y c) cálculo de los cocientes espectrales de las componentes horizontales de movimiento respecto a la componente vertical. De acuerdo a Lermo, J. y Chávez, F. (1994), esta última técnica (desarrollada por Nakamura) es la que más ventajas y mejores resultados ofrece.

Con base a lo anterior se estimó conveniente utilizar esta técnica de Nakamura para el análisis de los registros. Estos registros fueron procesados mediante el programa DEGTRA5, versión 1.5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM, desarrollado por Mario Ordaz Schroeder y Carlos Montoya. Los espectros de Fourier para las componentes vertical y horizontal de los registros son obtenidos para una ventana de entre 15 y 20 segundos aproximadamente, no abarcando por lo tanto toda la señal de 60 segundos. Posteriormente se calcula la media del cociente espectral de tres ventanas que abarcaran toda la señal con el objeto de obtener los valores más representativos. Con lo anterior se puede estimar la frecuencia de la señal y su amplificación relativa, posteriormente se promedian aritméticamente los resultados de ambas componentes para

obtener el periodo correspondiente en cada uno de los sitios donde se tienen registros. Algunos periodos naturales de vibración del terreno se calibraron con expresiones y modelos analíticos.

### CONCLUSIÓN

*En este trabajo se propone una carta de tipos de suelo y periodos naturales asociados, para fines de diseño sísmico de las construcciones ubicadas en la ciudad de Santiago de Querétaro y zonas conurbadas, con base a estudios geofísicos, geotécnicos, geohidrológicos, de sismicidad y vibración ambiental.*

### RECONOCIMIENTO

*Este trabajo se desarrolló gracias al apoyo del Sistema de Investigación Miguel Hidalgo, SIHGO-CONACYT, Proyecto DUV-1/96: “Elaboración de cartas de fallas de los municipios de Querétaro, Qro., y Celaya, Gto., y su impacto en los principales asentamientos humanos”.*

### REFERENCIAS

CEA. (Comisión Estatal de Aguas, 1991), “Estudio geohidrológico integral del valle de Querétaro y sus alrededores, para el manejo automatizado de los recursos hidráulicos subterráneos”, Gobierno del Estado de Querétaro.

CFE (Comisión Federal de Electricidad, 1993), “Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo”, Instituto de investigaciones eléctricas.

INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática), “Síntesis Geográfica, Nomenclátor y anexo cartográfico del Estado de Querétaro, Cartas topográficas, geológicas, edafológicas y de uso del suelo, escala 1:50,000 de las zonas F14C64, 65, 74 y 75, Carta tectónica de la República Mexicana, escala 1:2'000,000”.

Lermo J. y Chávez F (1994), “Are microtremors useful in site response evaluation?”, bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 84.

Lermo et al. (1996), Proyecto 6534, instituto de ingeniería, UNAM.

Trejo, A. (1989), “Estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo del valle de la zona urbana de Querétaro”, Universidad Autónoma de Querétaro.

**ÍNDICE**

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO ..... 137

NOTACIÓN ..... 137

1. .... CRITERIOS

GENERALES DE DISEÑO ..... 137

    1.1 ..... Propósito 137

    1.2 ..... Condiciones de análisis y  
diseño ..... 137

    1.3 ..... Muros divisorios, de  
fachada y de colindancia ..... 138

        1.3.1 ..... Muros que contribuyan a  
resistir fuerzas laterales ..... 138

        1.3.2 ..... Muros que no contribuyan  
a resistir fuerzas  
laterales..... 138

    1.4 ..... Zonificación 138

    1.5 ..... Coeficiente sísmico 138

    1.6 ..... Reducción de fuerzas  
sísmicas ..... 138

    1.7 ..... Combinación de acciones  
..... 140

    1.8 ..... Revisión de  
desplazamientos laterales ..... 140

    1.9 ..... 

---

Holuras en vidrios 140

    1.10 ..... Separación de edificios  
colindantes..... 140

1.11 .....	Estructuras especiales	140
1.12 .....	Estructuras con sistemas	141
no convencionales de resistencia sísmica .....		
2. ....	ELECCIÓN DEL TIPO	141
DE ANÁLISIS .....		
2.1 .....	Método simplificado de	141
análisis.....		
2.2 .....	Análisis estático y	45
dinámico.....		
3. ....	ESPECTROS PARA	141
DISEÑO SÍSMICO.....		
4. ....	REDUCCIÓN DE	142
FUERZAS SÍSMICAS y desplazamientos .....		
4.1 .....	Factor de reducción	142
5. ....	FACTOR DE	142
COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....		
5.1 .....	Requisitos para $Q = 4$	142
5.2 .....	Requisitos para $Q = 3$	142
5.3 .....	Requisitos para $Q = 2$	143
5.4 .....	Requisitos para $Q = 1.5$	143
5.5 .....	Requisitos para $Q = 1$	143

6. ....	CONDICIONES DE	
REGULARIDAD.....		143
6.1 .....	Estructura regular	143
6.2 .....	Estructura irregular	48
6.3 .....	Estructura fuertemente	
irregular.....		48
6.4 .....	Corrección por	
irregularidad .....		48
7. ....	MÉTODO	
SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS .....		144
8. ....	ANÁLISIS ESTÁTICO	
144		
8.1 .....	Fuerzas cortantes	144
8.2.....	Reducción de las fuerzas	
cortantes.....		144
8.3 .....	Péndulos invertidos	145
8.4 .....	Apéndices y diafragmas	
.....		145
8.5 .....	Efectos de torsión	145
8.6 .....	Efectos de segundo orden	
.....		145
8.7 .....	Efectos bidireccionales	
.....		146
8.8 .....	Comportamiento	
asimétrico .....		146

9. ....	ANÁLISIS DINÁMICO	
146		
9.1 .....	Análisis modal	146
9.2 .....	Análisis paso a paso	146
9.3 .....	Revisión por cortante	
basal.....		147
9.4 .....	Efectos bidireccionales	
.....		147
10. ....	ANÁLISIS Y DISEÑO	
DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS .....		147
10.1 .....	Tanques, péndulos	
invertidos y chimeneas .....		147
10.2 .....	Muros de contención	
.....		147
11. ....	ESTRUCTURAS	
EXISTENTES.....		147
APÉNDICE NORMATIVO A .....		147
A.1 .....	Alcance	147
A.2 .....	Notación adicional	147
A.3 .....	Espectros para diseño	
sísmico.....		148
A.4 .....	Revisión de	
desplazamientos laterales .....		149
A.5 .....	Tipo de análisis	150
A.6 .....	Interacción suelo–	
estructura.....		150

A.6.1.....	Análisis estático	151
A.6.2.....	Análisis dinámico modal	
.....		151
A.6.3.....	Periodo y	
amortiguamiento efectivos .....		151
A.6.4.....	Rigideces y	
amortiguamientos de la cimentación.....		152

## NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

### NOTACIÓN

Cada símbolo empleado en estas Normas se define donde aparece por primera vez.

$a$	ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad
$a_o$	valor de $a$ que corresponde a $T = 0$
$B_v$	base del tablero de vidrio
$b$	dimensión de la planta del entrepiso que se analiza, medida perpendicularmente a la dirección de análisis
$c$	coeficiente sísmico
$c'$	factor por el que se multiplican los pesos de los apéndices a la altura de desplante
$d$	diferencia en valores de los cocientes $a/Q'$ , expresados como fracción de la gravedad, que sería necesario aplicar en cada uno de los dos sentidos opuestos de una dirección dada, para que la estructura fallara o fluyera plásticamente
$e_s$	excentricidad torsional
$F_{AE}$	factor de área efectiva de muros de carga
$F_i$	fuerza lateral que actúa en el $i$ -ésimo nivel
$f$	inclinación de una estructura con respecto a la vertical, <b>dividida entre su altura</b>
$g$	aceleración de la gravedad
$H$	altura de un entrepiso
$H_v$	altura de un tablero de vidrio
$h$	altura, sobre el terreno, de la masa para la que se calcula una fuerza horizontal
$k_1, k_2$	variables para el cálculo de fuerzas laterales con el método estático
$L$	longitud de un muro
$Q$	factor de comportamiento sísmico, independiente de $T$
$Q'$	factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural
$q$	$= (T_b/T)^r$
$r$	exponente en las expresiones para el cálculo de las ordenadas de los espectros de diseño
$r_o$	radio de giro de la masa en péndulos invertidos
$S$	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
$S_i$	respuesta de la estructura en el modo natural de vibración $i$
$T$	periodo natural de vibración de la estructura
$T_a, T_b$	periodos característicos de los espectros de diseño

$u$	giro del extremo superior del elemento resistente de péndulos invertidos
$V$	fuerza cortante horizontal en el nivel que se analiza
$V_o$	fuerza cortante horizontal en la base de la construcción
$W$	peso de la construcción arriba del nivel que se considera, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones
$[W]$	matriz de pesos de las masas de las estructuras
$W_{ei}$	peso modal efectivo del modo $i$ -ésimo
$W_i$	peso de la $i$ -ésima masa.
$W_o$	valor de $W$ en la base de la estructura
$x$	desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente en péndulos invertidos
$x_i$	desplazamiento lateral del nivel $i$ relativo a la base de la estructura
$\Delta$	desplazamiento lateral relativo entre dos niveles
$\{\phi_i\}$	vector de amplitudes del $i$ -ésimo modo natural de vibrar de la estructura

### 1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

#### 1.1 Propósito

Los requisitos de estas Normas tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

El Director Responsable de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe el edificio para que satisfaga requisitos más conservadores que los aquí establecidos, con el fin de reducir la posibilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.

#### 1.2 Condiciones de análisis y diseño

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan, según los criterios que establecen las Normas

Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, que describen los Capítulos 7 a 9, respectivamente, con las limitaciones que se establecen en el Capítulo 2. Además, para estructuras ubicadas en las zonas II y III será factible aplicar el método de análisis del Apéndice Normativo A.

En el análisis se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos geométricos de segundo orden, entendidos éstos últimos como los que producen las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada por la acción de dichas fuerzas y de las laterales.

Se verificará que la estructura y su cimentación no rebasen ningún estado límite de falla o de servicio a que se refiere el Reglamento.

Para el diseño de todo muro, columna o contraviento que contribuya en más del 35 por ciento a la resistencia total en fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso dado, se adoptarán factores de resistencia 20 por ciento inferiores a los que le corresponderían de acuerdo con las Normas correspondientes.

### 1.3 Muros divisorios, de fachada y de colindancia

Tratándose de muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia, se deberá observar lo dispuesto en las secciones siguientes.

#### 1.3.1 Muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales

Los muros que contribuyan a resistir fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos estructurales o a castillos y dadas en todo el perímetro del muro; su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las Normas correspondientes. Los castillos y dadas de estos muros, a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que induzcan los muros en ellas. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

#### 1.3.2 Muros que no contribuyan a resistir fuerzas laterales

Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal a su plano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.

#### 1.4 Zonificación

Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el **Artículo 179** del Reglamento. Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III<sub>a</sub>, III<sub>b</sub>, III<sub>c</sub> y III<sub>d</sub>), según se indica en la figura 1.1.

#### 1.5 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico,  $c$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo,  $V_o$ , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel,  $W_o$ .

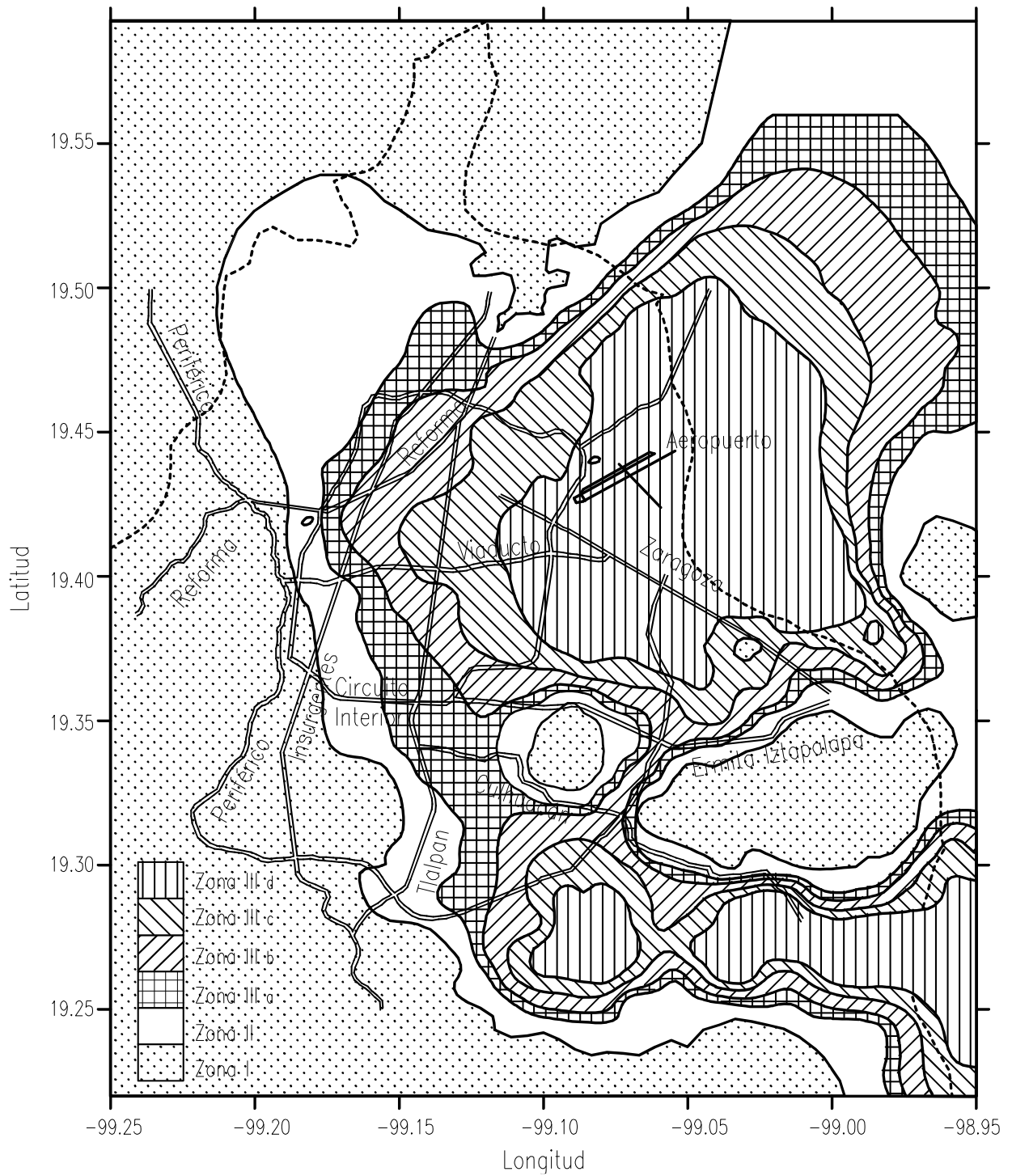
Con este fin se tomará como base o desplante de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el **Artículo 148** del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III<sub>a</sub> y III<sub>c</sub>, 0.45 en la III<sub>b</sub> y 0.30 en la III<sub>d</sub> (ver tabla 3.1), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 (tabla 7.1). Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

#### 1.6 Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, las fuerzas sísmicas calculadas podrán reducirse con fines de diseño empleando para ello los criterios que fija el Capítulo 4, en función de las características estructurales y del terreno.

Los coeficientes que se especifican para la aplicación del método simplificado de análisis toman en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados; por ello, las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.



**Figura 1.1** Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

### 1.7 Combinación de acciones

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes de entrepiso y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a otras solicitaciones y afectados del factor de carga correspondiente, según las Normas Técnicas Complementarias sobre Acciones y Criterios para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

### 1.8 Revisión de desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9 y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en el Capítulo 4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ . [Este mismo desplazamiento se empleará para la revisión del cumplimiento de los requisitos de holguras de vidrios y de separación de edificios colindantes de las secciones 1.9 y 1.10, respectivamente.](#)

Cuando se aplique el método de análisis del Apéndice Normativo A, se observarán los límites que ahí se establecen para los desplazamientos.

Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

En edificios en que la resistencia sísmica sea proporcionada esencialmente por sistemas de losas planas y columnas, no se excederá en ningún caso el límite de 0.006, calculado como se indica en el párrafo inicial de esta sección.

Para edificios estructurados con muros de carga de mampostería se observarán los límites fijados en las Normas correspondientes.

### 1.9 Holguras en vidrios

En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en sus marcos o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. La holgura que debe dejarse entre vidrios y marcos o entre éstos y la estructura no será menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre  $1+H_v/B_v$ , donde  $B_v$  es la base del tablero o marco y  $H_v$  su altura.

### 1.10 Separación de edificios colindantes

Toda edificación deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 50 mm, ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate, aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno, en las zonas I, II ó III, respectivamente. En este caso deben incluirse los desplazamientos debidos a la flexión de conjunto de la estructura.

En caso de que en un predio adyacente se encuentre una construcción que esté separada del lindero una distancia menor que la antes especificada, deberá dejarse en la nueva construcción una distancia tal que la separación entre las dos construcciones no sea menor de la suma de las requeridas para cada una, según esta sección. Sólo será admisible dejar la separación requerida para la construcción nueva, cuando se tomen precauciones que, a satisfacción de la Administración, garanticen evitar daños por el posible contacto entre las dos construcciones durante un sismo.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 50 mm, ni menor que la altura del nivel sobre el terreno multiplicada por 0.007, 0.009 ó 0.012, según que la edificación se halle en las zonas I, II ó III, respectivamente.

La separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno, de acuerdo con los párrafos precedentes.

Podrá dejarse una separación igual a la mitad de dicha suma si los dos cuerpos tienen la misma altura y estructuración y, además, las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles. En los planos arquitectónicos y en los estructurales se anotarán las separaciones que deben dejarse en los linderos y entre cuerpos de un mismo edificio.

Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material. Si se usan tapajuntas, éstas deben permitir los desplazamientos relativos, tanto en su plano como perpendicularmente a él.

### 1.11 Estructuras especiales

El análisis y diseño estructurales de puentes, tanques, chimeneas, silos, muros de contención y otras construcciones que no sean edificios, así como de construcciones industriales complejas, se harán de acuerdo con lo que marca el Capítulo 10 de estas Normas y, en los aspectos no cubiertos por las mismas, se harán de manera congruente con ellas, previa aprobación de la Administración.

### 1.12 Estructuras con sistemas no convencionales de resistencia sísmica

Cuando la estructura se aísla sísmicamente en su base, o se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los aquí especificados, pero congruentes con ellos, si se demuestran, a satisfacción de la Administración, tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales, como la validez de los valores del amortiguamiento y del factor de comportamiento sísmico que se propongan.

## 2. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que se describen en los Capítulos 7 a 9 o en el apéndice normativo A, con las limitaciones que se establecen a continuación.

### 2.1 Método simplificado de análisis

El método simplificado a que se refiere el Capítulo 7 será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- En cada planta, al menos el 75 por ciento de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , no exceda del diez por ciento de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad,  $b$ . La excentricidad torsional  $e_s$  podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor  $F_{AE}$ , que está dado por

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad (2.1)$$

donde  $H$  es la altura del entrepiso y  $L$  la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

- La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7.
- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

### 2.2 Análisis estático y dinámico

Los métodos dinámicos del Capítulo 9 pueden utilizarse para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. Puede utilizarse el método estático del Capítulo 8 para analizar estructuras regulares, según se define en el Capítulo 6, de altura no mayor de 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. Con las mismas limitaciones relativas al uso del análisis estático, para estructuras ubicadas en las zonas II ó III también será admisible emplear los métodos de análisis que especifica el Apéndice Normativo A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo-estructura.

## 3. ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc ; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.1)$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \quad (3.2)$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 3.1.

**Tabla 3.1** Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	$c$	$a_o$	$T_a$ <sup>1</sup>	$T_b$ <sup>1</sup>	$r$
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2

<sup>1</sup> Periodos en segundos

#### 4. REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS y desplazamientos

##### 4.1 Factor de reducción

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Capítulo 9, se empleará un factor de reducción  $Q'$  que se calculará como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a \quad (4.1)$$

$T$  se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el Capítulo 3.  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico que se define en el Capítulo 5.

Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Capítulo 6, el valor de  $Q'$  se corregirá como se indica en dicho Capítulo.

#### 5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Para el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , a que se refiere el Capítulo 4, se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

#### 5.1 Requisitos para $Q=4$

Se usará  $Q=4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

#### 5.2 Requisitos para $Q=3$

Se usará  $Q=3$  cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

### 5.3 Requisitos para $Q = 2$

Se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

### 5.4 Requisitos para $Q = 1.5$

Se usará  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

### 5.5 Requisitos para $Q = 1$

Se usará  $Q = 1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

## 6. CONDICIONES DE REGULARIDAD

### 6.1 Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. **Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.**
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por traveses o losas planas.
- 10) **Ni la rigidez ni la resistencia** al corte de ningún entrepiso **difieren** en más de 50 por ciento **de** la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

**6.2 Estructura irregular**

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección 6.1 será considerada irregular.

**6.3 Estructura fuertemente irregular**

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

**6.4 Corrección por irregularidad**

El factor de reducción  $Q'$ , definido en la sección 4.1, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 6.1, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 6.3. En ningún caso el factor  $Q'$  se tomará menor que uno.

**7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS**

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados en la sección 2.1. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, calculada según se especifica en la sección 8.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

**Tabla 7.1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B**

Zona	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11

II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23
----------	------	------	------	------	------	------

Para muros de madera, se aplicarán los criterios establecidos en las Normas correspondientes. Para muros de otros materiales y sistemas constructivos, deberán justificarse a satisfacción de la Administración los coeficientes sísmicos que correspondan, con base en la evidencia experimental y analítica sobre su comportamiento ante cargas laterales alternadas.

**8. ANÁLISIS ESTÁTICO**

**8.1 Fuerzas cortantes**

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos establecidos en la sección 2.2. Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $c/Q'$  pero no menor que  $a_o$ , donde  $a_o$  es la ordenada espectral que corresponde a  $T=0$  y  $c$  el coeficiente sísmico, que se consignan en la tabla 3.1.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el  $i$ -ésimo nivel,  $F_i$ , resulta ser

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \tag{8.1}$$

donde

$W_i$  peso de la  $i$ -ésima masa; y

$h_i$  altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante.

**8.2. Reducción de las fuerzas cortantes.**

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

- a) El periodo fundamental de vibración,  $T$ , se tomará igual a

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \tag{8.2}$$

donde  $x_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$ , relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza,  $g$  la aceleración de la gravedad, y las sumatorias se llevan a todos los niveles.

- b) Si  $T$  es menor o igual que  $T_b$ , se procederá como en la sección 8.1, pero de tal manera que la relación  $V_o/W_o$  sea igual a  $a/Q'$ , calculándose  $a$  y  $Q'$  como se especifica, respectivamente, en los Capítulos 4 y 5.
- c) Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q'} \quad (8.3)$$

donde

$$k_1 = [1 - 0.5r(1-q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (8.4)$$

$$k_2 = 0.75r(1-q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (8.5)$$

$q$  se calcula con la ec. 3.2. El valor de  $a$  no se tomará menor que  $a_o$ .

### 8.3 Péndulos invertidos

En el análisis de péndulos invertidos (estructuras en que 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta), además de la fuerza lateral estipulada, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas a su giro con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es

$$1.5F_i r_o^2 u/x \quad (8.6)$$

donde

$r_o$  radio de giro de la masa con respecto al eje horizontal en cuestión; y

$u$  y  $x$  giro y desplazamiento lateral, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza lateral  $F_i$ .

### 8.4 Apéndices y diafragmas

Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + \frac{c'}{a_o} \quad (8.7)$$

donde  $c'$  es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas y diafragmas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

### 8.5 Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso,  $e_s$ , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b; \text{ o}$$

$$e_s - 0.1b \quad (8.8)$$

donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e_s$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico  $Q$  especificado en el Capítulo 5 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de  $0.2b$ .

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

### 8.6 Efectos de segundo orden

Deberán tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. Estos efectos pueden despreciarse **si en todo** entrepiso se cumple la condición

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W} \quad (8.9)$$

donde

- $\Delta$  desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;
- $H$  altura del entrepiso;
- $V$  fuerza cortante calculada en el entrepiso; y
- $W$  peso de la construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

Los desplazamientos  $\Delta$  se calculan multiplicando por  $Q$  los causados por las fuerzas sísmicas reducidas.

### 8.7 Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

### 8.8 Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden según las Normas respectivas, entre el siguiente valor

$$1+2.5dQ \quad (8.10)$$

donde  $d$  es la diferencia en los valores de  $a/Q$ , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido de la dirección de análisis.

## 9. ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos.

### 9.1 Análisis modal

Cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la

suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos,  $W_{ei}$ , se determinarán como

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (9.1)$$

donde  $\{\phi_i\}$  es el vector de amplitudes del  $i$ -ésimo modo natural de vibrar de la estructura,  $[W]$  la matriz de pesos de las masas de la estructura y  $\{J\}$  un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente  $\pm 0.1b$  las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el Capítulo 3, reducidas como se establece en el Capítulo 4.

Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con la expresión

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (9.2)$$

siempre que los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos diez por ciento entre sí. Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. Los desplazamientos laterales así calculados, y multiplicados por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , se utilizarán para determinar efectos de segundo orden y para verificar que la estructura no excede los desplazamientos máximos establecidos en la sección 1.8.

### 9.2 Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos, podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consignan estas Normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

### 9.3 Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal  $V_o$  es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q'} \quad (9.3)$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que  $V_o$  iguale a este valor;  $a$  y  $Q'$  se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, como se indica en los Capítulos 3 y 4.

### 9.4 Efectos bidireccionales

Cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee, los efectos de movimientos horizontales del terreno en direcciones ortogonales se combinarán como se especifica en relación con el método estático de análisis sísmico en la sección 8.7. Igualmente aplicables son las demás disposiciones del Capítulo 8 en cuanto al cálculo de fuerzas internas y desplazamientos laterales, con las salvedades que señala el presente Capítulo.

## 10. ANÁLISIS Y DISEÑO DE OTRAS CONSTRUCCIONES NUEVAS

Las presentes Normas sólo son aplicables en su integridad a edificios. Tratándose de otras estructuras se aplicarán métodos de análisis apropiados al tipo de estructura en cuestión siempre que tales métodos respeten las disposiciones del presente Capítulo, sean congruentes con estas Normas y reciban la aprobación de la Administración.

### 10.1 Tanques, péndulos invertidos y chimeneas

En el diseño de tanques, péndulos invertidos y chimeneas, las fuerzas internas debidas al movimiento del terreno en cada una de las direcciones en que se analice, se combinarán con el 50 por ciento de las que produzca el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a ella, tomando estas últimas con el signo que para cada elemento estructural resulte más desfavorable.

En el diseño de tanques deberán tenerse en cuenta las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas del líquido almacenado, así como los momentos que obren en el fondo del recipiente.

### 10.2 Muros de contención

Los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, debidos a la acción de los sismos, se valorarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical y a una aceleración horizontal igual a  $4a_o/3$  veces la gravedad. Podrán, asimismo, emplearse

procedimientos diferentes siempre que sean previamente aprobados por la Administración.

## 11. ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de un edificio existente se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico  $Q$  que, en los términos del Capítulo 5, corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique, a satisfacción de la Administración, la adopción de un valor mayor que éste.

Tratándose de estructuras cuyo comportamiento en sentidos opuestos sea asimétrico por inclinación de la estructura con respecto a la vertical, si el desplomo de la construcción excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por  $1+10f$  cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, o por  $1+5Qf$  cuando se use el estático o el dinámico modal, siendo  $f$  el desplomo de la construcción dividido entre su altura. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales será válido adoptar los valores de  $Q$  que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir en cada entrepiso al menos 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto, y en cada nivel las resistencias de los elementos añadidos sean compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, deberán reforzarse y/o rigidizarse los sistemas de piso para lograrlo.

## APÉNDICE NORMATIVO A

### A.1 Alcance

Para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en las zonas II y III será permisible tener en cuenta explícitamente los efectos de sitio y la interacción suelo-estructura. Cuando así se proceda se aplicarán al cuerpo principal de las presentes Normas las disposiciones que contiene este Apéndice. En todos los aspectos que no cubre el Apéndice son aplicables las demás disposiciones de las Normas.

### A.2 Notación adicional

Se emplean en este Apéndice símbolos adicionales o con diferente significado a los empleados en el cuerpo principal

de estas Normas. Cada símbolo se define donde aparece por primera vez, siendo los más importantes los siguientes:

- $A$  área de la superficie neta de cimentación
- $a_{mín}$  resistencia mínima de diseño
- $C_r$  amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación
- $C_{vi}$  amortiguamiento del pilote o zapata  $i$  en traslación vertical
- $C_x$  amortiguamiento del suelo en el modo de traslación **horizontal** de la cimentación
- $C_{xi}$  amortiguamiento del pilote  $i$  en traslación horizontal
- $D$  profundidad de desplante de la cimentación
- $d$  diámetro del pilote
- $E_p$  módulo de elasticidad del material del pilote
- $E_s$  módulo de elasticidad del suelo
- $G$  el módulo de rigidez medio del suelo de soporte
- $H_e$  altura efectiva de la estructura vibrando en su modo fundamental
- $H_s$  profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés
- $I$  momento de inercia de la superficie neta de cimentación
- $K_r$  rigidez del suelo en el modo de rotación de la cimentación
- $K_{vi}$  rigidez del pilote o zapata  $i$  en traslación vertical
- $K_x$  rigidez del suelo en el modo de traslación **horizontal** de la cimentación
- $K_{xi}$  rigidez del pilote  $i$  en traslación horizontal
- $k$  variable para calcular el factor de reducción por ductilidad
- $L$  longitud del pilote
- $p$  variable usada para el cálculo de  $a$  y de  $Q'$
- $R$  factor de reducción por sobrerresistencia
- $R_r$  radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de rotación
- $R_x$  radio del círculo equivalente a la superficie de desplante para el modo de traslación
- $T_e$  periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- $\tilde{T}_e$  periodo efectivo del sistema suelo–estructura en la dirección de análisis
- $T_s$  periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés

- $V_{o,1}$  fuerza cortante basal de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- $\tilde{V}_{o,1}$  fuerza cortante basal de la estructura corregida por interacción con el suelo, en la dirección que se analiza
- $X_i$  desplazamiento lateral del  $i$ -ésimo nivel de la estructura supuesta con base rígida
- $\tilde{X}_i$  desplazamiento lateral del  $i$ -ésimo nivel de la estructura corregido por interacción con el suelo
- $x_i$  distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata o pilote  $i$  y el eje centroidal de la planta de cimentación
- $W_e$  peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental
- $\beta$  factor reductivo por amortiguamiento suplementario, debido a la interacción suelo–estructura
- $\gamma$  peso volumétrico medio del suelo
- $\zeta$  amortiguamiento histerético del suelo
- $\zeta_e$  fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base rígida, en la dirección que se analiza
- $\tilde{\zeta}_e$  amortiguamiento efectivo del sistema suelo–estructura en la dirección de análisis
- $\zeta_r$  coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
- $\zeta_x$  coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación
- $\lambda$  variable para el cálculo de  $\beta$
- $\nu$  relación de Poisson del suelo
- $\omega$  frecuencia

### A.3 Espectros para diseño sísmico

Cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal estipulados en los Capítulos 8 y 9, respectivamente, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno,  $T_s$ . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

donde

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2; \text{ y}$$

$\beta$  es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_o$ , el coeficiente sísmico  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.2})$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.4})$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

El valor de  $T_s$  se tomará de la figura A.1 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determinará a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de interés.

Para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ec. A.1 podrán ser reducidas por los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobrerresistencia,  $R$ , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (\text{A.7})$$

donde

$Q$  es el factor de comportamiento sísmico que se fija en el Capítulo 5.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad (\text{A.8})$$

Si del análisis se encuentra que en la dirección que se considera, la fuerza cortante  $V_o$  es menor que  $a_{\min} W_o$ , se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_o$  iguale a ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección.  $a_{\min}$  se tomará igual a 0.03 cuando  $T_s < 1 \text{ s}$  o 0.05 cuando  $T_s \geq 1 \text{ s}$ .

Las ordenadas espectrales que resultan de la aplicación de las expresiones anteriores son para las estructuras del grupo B, y habrán de multiplicarse por 1.5 para las estructuras del grupo A.

#### A.4 Revisión de desplazamientos laterales

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor  $Q'R/7$ , no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de  $Q'$  y  $R$  se calcularán para el periodo fundamental de la estructura.
- Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor  $QR$  y divididas por

las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales. El valor de  $R$  se calculará para el periodo fundamental de la estructura. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección 1.10, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según la sección 8.6.

**Tabla A.1 Distorsiones permisibles de entrepiso**

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q = 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos dúctiles de acero ( $Q = 3$ ó $4$ )	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada ( $Q = 1$ ó $2$ )	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ( $Q = 3$ )	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q = 1$ ó $2$ )	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

### A.5 Tipo de análisis

Se aceptarán como métodos de análisis el estático y el dinámico modal que se describen en los Capítulos 8 y 9, respectivamente. El análisis estático será aplicable siempre que se tenga en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura y con las limitaciones establecidas en la sección 2.2, junto con las siguientes consideraciones:

- a) Si  $T$  es menor o igual a  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará como

$$F_i = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} a \quad (A.9)$$

donde  $W_i$  y  $h_i$  son el peso y la altura del  $i$ -ésimo nivel sobre el terreno, respectivamente.

- b) Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , cada una de las fuerzas laterales se tomará igual a

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) a \quad (A.10)$$

siendo  $k_1$  y  $k_2$  los coeficientes especificados en la sección 8.2.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales reducidas con fines de diseño especificadas en la sección A.3.

### A.6 Interacción suelo-estructura

Los efectos de interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta aplicando las modificaciones que contiene la presente sección. Estos efectos pueden despreciarse cuando se cumpla la condición

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (A.11)$$

donde

$H_s$  profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, que se tomará de la figura A.2;

$H_e$  altura efectiva de la estructura; y

$T_e$  periodo fundamental de la estructura supuesta con base indeformable.

Cuando se utilice el método estático,  $H_e$  se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total; cuando se emplee el análisis dinámico modal, será igual a

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} \quad (A.12)$$

donde  $\phi_i$  es la amplitud del desplazamiento modal del  $i$ -ésimo nivel sobre el desplante.

### A.6.1 Análisis estático

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo, se calculará con la expresión

$$\tilde{V}_o = a W_o - (a - \tilde{a}) W_e \quad (\text{A.13})$$

donde

$W_o$  peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas;

$W_e$  peso efectivo de la estructura que se tomará como  $0.7 W_o$ , excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a  $W_o$ ;

$a$  ordenada espectral para el periodo fundamental de la estructura con base rígida, usando  $\beta = 1$ ; y

$\tilde{a}$  ordenada espectral para el periodo efectivo del sistema suelo-estructura,  $\tilde{T}_e$ , usando

$$\beta = \left( \frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda ; \quad \text{para } \tilde{T}_e \leq T_b$$

$$\beta = 1 + \left[ \left( \frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right] \frac{T_b}{\tilde{T}_e} ; \quad \text{para } \tilde{T}_e > T_b \quad (\text{A.14})$$

donde  $\lambda = 0.5$  y  $0.6$  para las zonas II y III, respectivamente.

Además,  $\tilde{\zeta}_e$  es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, el cual no se tomará menor que  $0.05$  ni mayor que  $0.08$ ; en tanto que  $\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a  $0.05$ . Los valores de  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$  se calculan como se indica en la sección A.6.3.

Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor

$\tilde{V}_o / V_o$  para obtener la respuesta modificada por

interacción, siendo  $V_o = a W_o$  la fuerza cortante basal de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ninguna situación se tomará menor que  $0.75$ .

Los desplazamientos laterales de la estructura en la dirección de análisis, corregidos por interacción con el suelo, se determinarán con la expresión

$$\tilde{X}_i = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left[ X_i + (h_i + D) \frac{M_o}{K_r} \right] \quad (\text{A.15})$$

donde

$M_o$  momento de volteo en la base de la cimentación;

$X_i$  desplazamiento lateral del  $i$ -ésimo nivel de la estructura con base rígida, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción;

$D$  profundidad de desplante; y

$K_r$  rigidez de rotación de la cimentación, que se calcula como se indica en la sección A.6.4.

Estos desplazamientos deberán tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden y la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes.

### A.6.2 Análisis dinámico modal

La fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, corregida por efectos de interacción con el suelo, se calculará con la expresión

$$\tilde{V}_1 = \tilde{a} W_e \quad (\text{A.16})$$

donde  $\tilde{a}$  se obtiene como se indica en relación con el análisis estático y  $W_e$  como

$$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2} \quad (\text{A.17})$$

Los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración; la contribución de los modos superiores se determinará como se establece para estructuras sin interacción. Cualquier respuesta estructural (fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras) calculada para la condición de base rígida se multiplicará por el factor  $\tilde{V}_1 / V_1$  para obtener la respuesta modificada por interacción, siendo  $V_1 = a W_e$  la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable. El valor de este factor en ningún caso se tomará menor que  $0.75$ . Los desplazamientos laterales modificados por efectos de interacción se calcularán como se especifica en relación con el análisis estático. Las respuestas modales se combinarán con criterios similares a los establecidos para estructuras sin interacción, a fin de obtener la respuesta total.

### A.6.3 Periodo y amortiguamiento efectivos

El periodo efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará de acuerdo con la expresión

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} \quad (\text{A.18})$$

donde

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}} \quad (\text{A.19})$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (\text{A.20})$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse o girar, respectivamente. Los parámetros  $K_x$  y  $K_r$  representan las rigideces de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura:  $K_x$  es la rigidez de traslación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario del cimiento, y  $K_r$  es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria del cimiento. Los valores de estos resortes elásticos se obtendrán de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4.

El amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo-estructura se determinará según la expresión

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left( \frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (\text{A.21})$$

donde

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (\text{A.22})$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (\text{A.23})$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros  $C_x$  y  $C_r$  representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección en que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad unitaria del cimiento en traslación horizontal y rotación, respectivamente. Los valores de estos amortiguadores viscosos se obtendrán de la tabla A.2, aplicando los criterios especificados en la sección A.6.4.

### A.6.4 Rigideces y amortiguamientos de la cimentación

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, pero también de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida,  $\omega = 2\pi / T_e$ , siguiendo los criterios que aquí se detallan. Pueden

emplearse métodos alternos basados en principios establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones.

Para estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cajón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se obtendrán considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, cuyos radios para los modos de traslación y rotación están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$R_x = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (\text{A.24})$$

$$R_r = \sqrt{\frac{4I}{\pi}} \quad (\text{A.25})$$

donde

$A$  área de la superficie neta de cimentación; e

$I$  momento de inercia de dicha superficie con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección en que se analiza la estructura.

Tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se analiza, o sobre zapatas aisladas, las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se determinarán sumando las contribuciones de las zapatas individuales, mediante las siguientes formulas:

$$K_x = \sum K_{xi} \quad (\text{A.26})$$

$$K_r = \sum x_i^2 K_{vi} \quad (\text{A.27})$$

$$C_x = \sum C_{xi} \quad (\text{A.28})$$

$$C_r = \sum x_i^2 C_{vi} \quad (\text{A.29})$$

en las que el índice  $i$  denota valores correspondientes a la  $i$ -ésima zapata; los parámetros  $K_{vi}$  y  $C_{vi}$  representan la rigidez y el amortiguamiento de la zapata en traslación vertical, respectivamente, y  $x_i$  es la distancia en la dirección

de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtendrán usando el valor de  $R_x$  que corresponda a la zapata en cuestión.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de fricción, su influencia en las rigideces y amortiguamientos de la cimentación se considerará evaluando las rigideces  $K_{xi}$  y  $K_{vi}$  y los amortiguamientos  $C_{xi}$  y  $C_{vi}$  de los pilotes individuales, y combinando estos parámetros con criterios similares a los especificados para el caso de zapatas. En cimentaciones mixtas se sumará la contribución de la losa de cimentación. Será permisible tener en cuenta el efecto de grupos de pilotes usando factores de interacción estática.

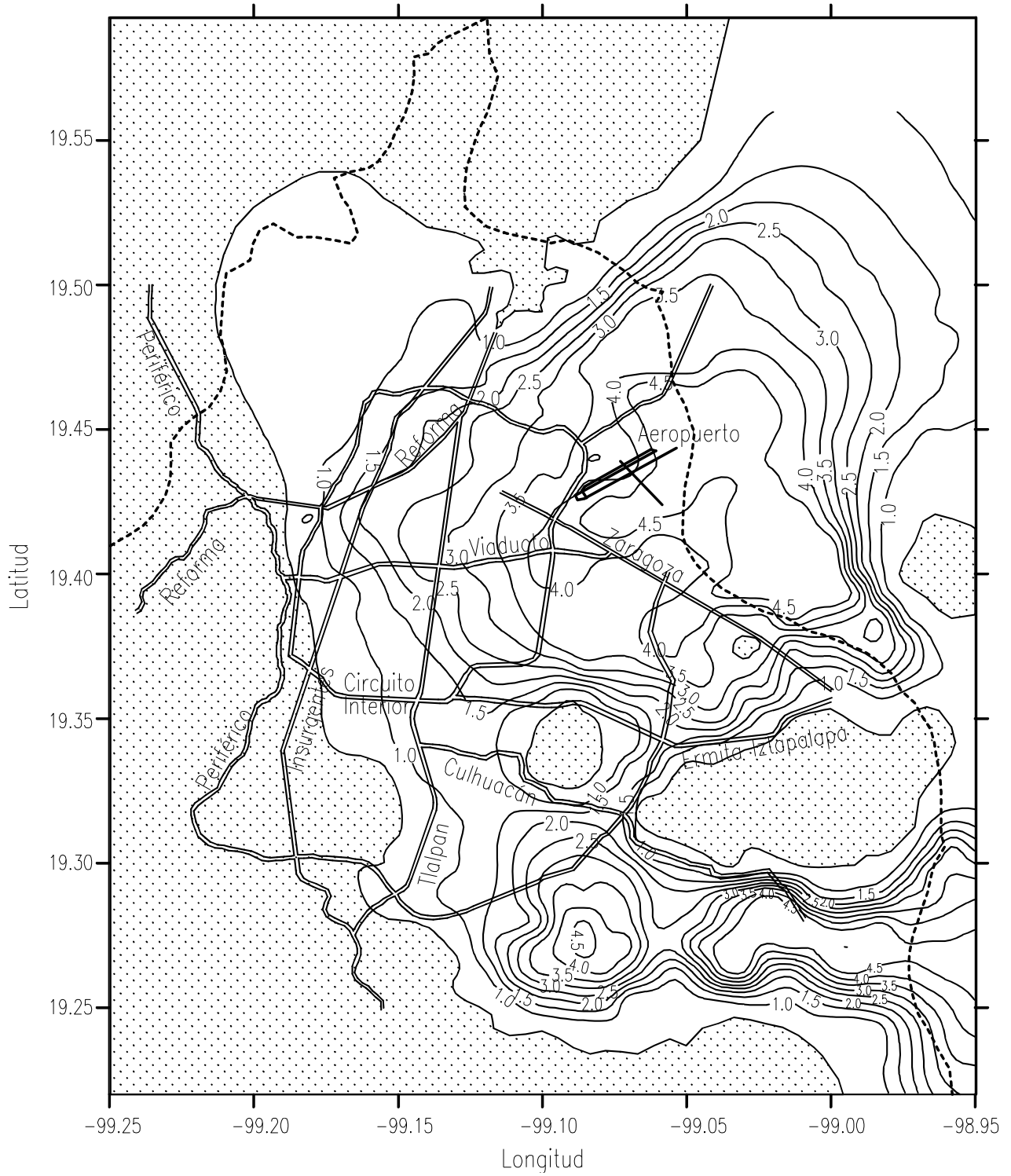
Para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se supondrá  $K_r$  infinita. Cuando se empleen pilotes de punta en estructuras ubicadas en la zona III, su influencia en el valor de  $K_r$  se considerará usando la siguiente expresión, en la que  $K_{vi}$  es la rigidez axial del  $i$ -ésimo pilote calculada como si su punta no se desplazara verticalmente:

$$K_r = \frac{1}{\frac{1}{43 G R_r^3} + \frac{1}{\sum x_i^2 K_{vi}}} \quad (\text{A.30})$$

siendo  $G$  el módulo de rigidez medio del suelo de soporte, que se determinará mediante pruebas dinámicas de campo o laboratorio. A falta de tales determinaciones se tomará igual a

$$G = \frac{16 \gamma}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2 \quad (\text{A.31})$$

donde  $\gamma$  es el peso volumétrico medio del suelo. Los valores de  $\gamma$  y  $H_s$  se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará  $\gamma = 1.25 \text{ t/m}^3$  y  $H_s$  se tomará de la figura A.2.



**Figura A.1** Periodos predominantes del suelo,  $T_s$

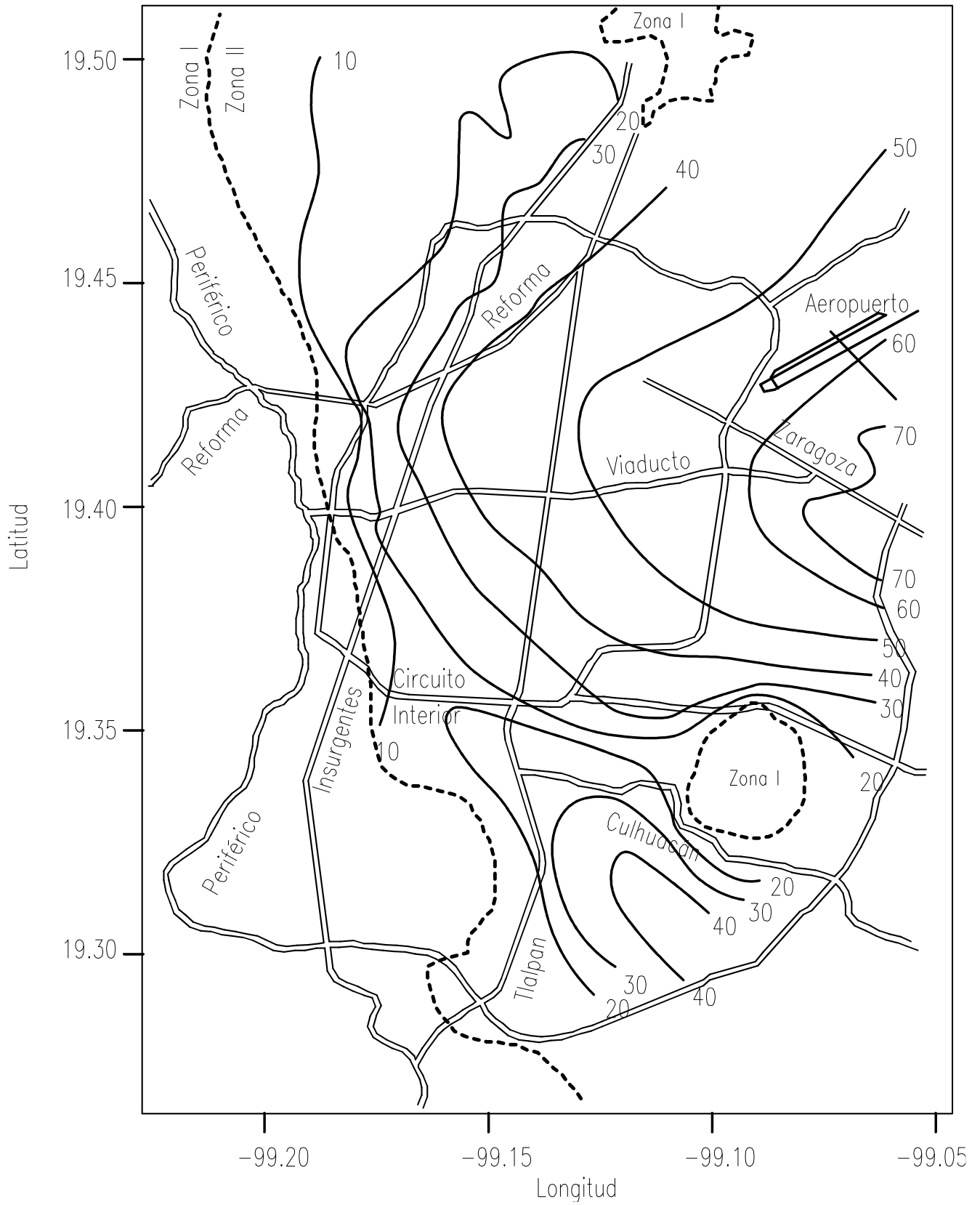


Figura A.2 Valores de  $H_s$  en metros



**Tabla A.2 Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes**

<b>CIMENTACIONES SOMERAS</b>	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$ ; $m = x, v, r$ $\omega$ = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$ ; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu) / (1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$	
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de Amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{xs}^2}$ ; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$ ; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H}{1-D/H}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$ ; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85 (1-\nu) D / R_v}{1 + 0.5 D / R_v}$ ; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_x = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{rp}^2}$ ; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$ ; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
<b>CIMENTACIONES CON PILOTES</b>	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ ; $m = x, v$ $\omega$ = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$ ; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1-\nu)$	
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de Amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$ ; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p / E_s)^{0.17}$ ; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$ ; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$ ; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$ ; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33}}{1+\nu} \left(1 - e^{-(E_p / E_s)(L/d)^{-2}}\right)^{0.8}$ si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Parámetros del suelo:  $\zeta$  = amortiguamiento histerético,  $\nu$  = relación de Poisson y  $E_s = 2 G (1 + \nu)$  = módulo de elasticidad

Parámetros del pilote:  $L$  = longitud,  $d$  = diámetro y  $E_p$  = módulo de elasticidad

# DIVULGACIÓN DE LOS CONOCIMIENTOS SOBRE INGENIERÍA SÍSMICA

Horacio Ramírez de Alba

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica,  
Delegación Estado de México, A.C.  
Calle Libertad 203, Santiago Tlaxcomulco C.P. 50030 Tel. y Fax: (72) 72-00-60

## RESUMEN

Se describen programas y acciones que se han desarrollado por la Delegación Estado de México de la SMIS referentes a: Divulgación de Conocimientos Sísmicos, Actualización y Capacitación, Normatividad y Asesoría Técnica. Esto tomando en cuenta las recomendaciones que surgieron del estudio “Estado Actual de la Ingeniería Sísmica en México” llevado a cabo por SMIS y publicado por la Fundación ICA. Se concluye que para lograr resultados acordes al tamaño del problema se debe buscar la colaboración de más instituciones, se propone que estas experiencias puedan servir para conformar programas más amplios en que la SMIS y sus delegaciones tengan un papel más importante.

## SUMMARY

*Programs and courses developed by the SMIS Delegation of the State of México are described in relation to: Divulgation of seismic engineering knowledge, qualification of professionals, revision of seismic codes and the technical advising. All of this taking into account the recommendations appeared in the state of the art report on seismic engineering in México, carried through by SMIS and published by Fundacion ICA. It is concluded that to obtain results in accordance to the size of the problem the collaboration of institutions and people involved is needed. The experience reported here may serve to conform wider programs in which SMIS and its delegations assume an important role.*

## INTRODUCCIÓN

*La ocurrencia de daños estructurales durante sismos indican que todavía queda mucho por hacer en materia de prevención y concientización de la población así como de actualización de los profesionistas encargados de la construcción. En los últimos años se han tenido avances considerables en los conocimientos sobre los movimientos sísmicos y sus efectos en las construcciones y se han desarrollado técnicas para lograr que se tenga un buen comportamiento durante sismos, sin embargo esto no es del*

***conocimiento de algunos técnicos y profesionales de la construcción. En ocasiones no se conocen o no se usan conocimientos y técnicas que ya tienen muchos años de haberse originado.***

***Por ejemplo el 15 de junio de 1999, ocurrió un movimiento sísmico que afectó una amplia zona del país incluyendo parte de los Estados de Puebla, Veracruz, Oaxaca, Guerrero, Morelos y México, así como el Distrito Federal. Al igual que otros movimientos sísmicos que han ocurrido en los últimos años, este fenómeno volvió a señalar la vulnerabilidad de las construcciones observándose en general las mismas causas de daños (Iglesias, 1999) (Juárez, 1999). Principalmente resultaron afectadas las construcciones de adobe y de mampostería sin refuerzo. También se observaron daños en construcciones con defectos de estructuración y en las que han sido objeto de modificaciones y ampliaciones. En muchos de los casos de construcciones dañadas, estos se señalaron e incrementaron por el efecto del deterioro y falta de mantenimiento. Se detectaron varios casos de estructuras dañadas por cambios bruscos en la rigidez lateral o bien por tener fuertes asimetrías. También se observaron casos de estructuras dañadas por choques entre ellas cuya separación era nula o insuficiente.***

La mayoría de las estructuras dañadas o colapsadas fueron aquellas con 30 o más años de edad, sin embargo, también se observaron daños en construcciones recientes que muestran defectos de estructuración o detalles mal resueltos por ejemplo insuficiente refuerzo transversal en columnas, la presencia de columnas cortas y el mal detallado de refuerzo. Otro factor importante fue la inadecuada calidad de los materiales y técnicas constructivas; incluyendo piezas de mampostería de baja resistencia; concretos de baja capacidad y rigidez, propensos al deterioro; inadecuada ejecución de colados en muros con refuerzo interior; así como técnicas constructivas regionales inadecuadas como mamposterías con juntas muy gruesas y uso de materiales débiles y propensos al deterioro. Inclusive en edificios religiosos se observaron reparaciones hechas en diferentes épocas, seguramente a causa de sismos pasados, como la adición de anillos de concreto reforzado en el arranque de las cúpulas y el refuerzo metálico con tirantes y cinchos. Por lo general estas reparaciones no han sido eficientes porque se siguen presentando daños y en ocasiones se propician.

Al analizar lo anterior, se tiene que esto mismo ha sido señalado con anterioridad (Juárez, 1997). La aplicación de conocimientos y técnicas ya conocidas, la ejecución correcta de las obras y el uso de materiales de buena calidad pudieron disminuir considerablemente los daños sin incrementos apreciables de los costos. Lo cual indica que queda mucho por hacer en materia de prevención y concientización de la población acerca del problema sísmico, pero también de actualizar y capacitar a los encargados de proyectar y construir las obras. Todo ello sin olvidar un aspecto básico referente a que los planes de estudio de las carreras relacionadas con la construcción incluyan por lo menos un curso sobre ingeniería sísmica.

***Como marco de referencia para establecer estrategias sobre la enseñanza de la ingeniería sísmica se toma la publicación “Estado Actual de la Ingeniería Sísmica en México” (Terán et al, 1997) que señala acciones tendientes a la atenuación de daños por sismos. Enseguida se presenta un resumen de aquellas recomendaciones que tienen relación con lo que se presenta en este trabajo.***

- No se trata tanto de hacer llegar los últimos adelantos de la investigación sino lo más usual y conocido.
- Buscar la profesionalización de quienes participan en la realización de las obras, desde el proyecto a la ejecución, la operación y el mantenimiento. Además de elevar la preparación básica técnica de los involucrados es indispensable inculcarles sentido de responsabilidad profesional y social.
- Concientizar al arquitecto y al propietario. Se propone informar tanto a arquitectos como propietarios sobre el problema sísmico y el papel que juega el proyectista en el planteamiento de soluciones técnicas, de manera de fortalecer la comunicación entre ellos.
- Concientizar a la sociedad en general. Se considera conveniente introducir estos temas en la educación básica y media básica.
- Propiciar acercamientos entre los diferentes grupos involucrados, procurando dar impulso a las sociedades técnicas.
- Mejorar la normatividad y difundirla.

- Implementar políticas adecuadas de calidad y supervisión técnica.

## PROGRAMAS Y ACCIONES

*Tomando en cuenta lo anterior, la Delegación Estado de México de la SMIS se ha propuesto llevar a cabo acciones que ayuden a dar respuesta a lo antes planteado. Enseguida se describen aspectos generales de los programas que forman su plan de trabajo y que se relacionan con lo mencionado. Algunos de estos programas ya se han implementado, otros están a nivel de propuestas buscando en la actualidad la forma de coordinarse, y así lograr mayores alcances, con otras instancias como el Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de México y Protección Civil del Estado de México.*

### Divulgación de los conocimientos sísmicos

*Desde 1997 se lleva a cabo una campaña de divulgación de los conocimientos sísmicos mediante pláticas y conferencias que se llevan a cabo en escuelas de nivel básico y medio básico. En menor escala, también se han hecho en Centros de Cultura dependientes de la Secretaría de Educación, Cultura y Bienestar Social del Gobierno del Estado de México y en algunos municipios y delegaciones municipales. Para ello se cuenta con la participación de la mayoría de los miembros de esta Delegación, así como con estudiantes de los últimos semestres de las licenciaturas de arquitectura e ingeniería civil de la UAEM.*

Los temas principales que se tratan son:

- Origen de los sismos
- Ondas sísmicas
- Actividad sísmica en diferentes lugares
- Datos sobre sismos ocurridos en el pasado
- Caracterización de los sismos.
- Conceptos de intensidad y magnitud. Escalas de medición.
- Comportamiento estructural. Como afectan los sismos a las estructuras.
- Ventajas y desventajas de los sistemas estructurales comunes.
- Recomendaciones para detectar posibles problemas en las construcciones.
- Que hacer antes, durante y después de un sismo.

Para ello se han elaborado materiales en forma de acetatos y transparencias. Los temas se han preparado con base en la literatura especializada por ejemplo (Pavón, 1998) (Bolt,1978), así como en folletos y otros materiales escritos que han elaborado CENAPRED y otras instancias como Protección Civil del Estado de México.

Las experiencias que se han tenido en escuelas primarias indican que los niños son receptivos y entusiastas. Captan bien los conceptos básicos de la ingeniería sísmica ya que dentro de los planes de estudio de este nivel se incluyen temas de geología y tectónica de placas, así como nociones de sismología y vulcanismo. Las conferencias y cursos cortos que se les ofrecen se tratan de hacer interactivos para que los niños puedan opinar por ejemplo sobre lo que deberían hacer si ocurriera un sismo en su escuela y en ese preciso momento. En ocasiones se ha tenido la colaboración de la Dirección de Protección Civil del Estado de México con lo cual se pueden realizar simulacros que incluyen prácticas de evacuación y de rescate. Se les explica de la manera más sencilla posible los conceptos

básicos del comportamiento de las estructuras ante las fuerzas sísmicas incluyendo los conceptos de rigidez, ductilidad y período de vibración, para ello se recurre a modelos físicos sencillos. Se trata de indicarles en que casos se espera un buen comportamiento y en cuales no. Por ejemplo, que puedan identificar cuando se tiene un diafragma rígido capaz de transmitir las cargas laterales así como las ventajas de la regularidad y continuidad estructural. Se les invita a inspeccionar los inmuebles donde viven para que identifiquen los lugares más seguros y en su caso partes débiles. Sus reportes son inspeccionados por los instructores y en algunos casos se visitan los inmuebles que supuestamente son más críticos para indicar a los padres, si así lo amerita, que puedan hacer reparaciones en sus casas.

En el nivel medio básico se ha tenido que buscar formas adecuadas para presentar la información ya que los individuos son más inquietos y menos receptivos. Ha dado resultado la formación de grupos de trabajo y concursos sobre preguntas pertinentes. Se procura que relacionen algunos de los conocimientos que están adquiriendo, principalmente sobre física y matemáticas, con los conceptos que se les presentan sobre ingeniería sísmica, por ejemplo se les pide que calculen la energía de un sismo partiendo de la ecuación que relaciona la magnitud con el logaritmo de la energía, con lo cual pueden establecer comparaciones con otras fuentes de energía.

Tanto en el nivel básico como en el medio básico, se hace énfasis en los conceptos de intensidad y magnitud, a fin de que los puedan distinguir e interpretar correctamente los informes que se dan sobre movimientos sísmicos en los medios de comunicación, e inclusive detectar errores en ellos o en los comentarios que hacen algunos comunicadores mal informados. Se les proporciona una copia de la escala modificada de Mercalli, para que en caso de que perciban un sismo puedan ellos mismos identificar su intensidad local. También se procura llevar un acelerografo, se les explica de forma general su funcionamiento y se hace un registro de una vibración causada al mover la mesa en que se encuentra el aparato. Esto ayuda a que comprendan la importancia de los registros sísmicos.

Cuando se visitan comunidades apartadas, las pláticas se ofrecen generalmente en los Centros Culturales con público heterógeno en cuanto a edad y nivel de estudios, por lo que en estos casos se abordan pocos conceptos y se da énfasis a lo que se recomienda que haga la gente antes, durante y después de un sismo. Se procura que los asistentes hagan preguntas, lo cual a veces resulta comprometedor ya que la gente en muchas ocasiones espera que estos eventos se traduzcan en ayuda para la construcción o mejora de sus casas.

Para los que hemos participado en este programa ha representado un esfuerzo importante ya que se han visitado 25 escuelas y 10 centros culturales, sin embargo al considerar toda la población del Estado de México resulta totalmente insuficiente. Por lo tanto esto debe tomarse como una muestra de lo que puede hacerse a fin de que con estas bases se puedan llevar a cabo programas más extensos con la participación de más instituciones y especialistas.

Para poder llegar a más personas se ha elaborado carteles que son reproducidos y colocados en los planteles educativos y que sirven como complemento en las campañas de protección civil y en los simulacros que generalmente se llevan a cabo en el mes de septiembre. Los temas principales de estos carteles son por ejemplo: la explicación de las causas de los fenómenos sísmicos, los aspectos básicos que deben seguirse en la autoconstrucción de viviendas para que resistan los efectos sísmicos, datos de instituciones que puedan dar información y asesoría, así como lineamientos sobre lo que es recomendable hacer antes, durante y después de un sismo. También se planea la realización de un vídeo con los mismos propósitos. Estos carteles y el vídeo se diseñan para cubrir los mismos temas antes mencionados pero de una forma resumida y gráfica.

#### Actualización y Capacitación

***Con la colaboración del Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de México, se han realizado ocho cursos destinados a los profesionistas que tienen registro como peritos de obra privada en el Estado de México. Principalmente han sido ingenieros civiles, arquitectos e ingenieros arquitectos. El propósito de estos cursos es repasar los principios de la ingeniería sísmica así como presentar ejemplos de diseño y material gráfico sobre fallas estructurales ocurridas durante sismos. Se trata de hacer el curso lo más práctico posible y procurando que los asistentes participen en la solución de ejemplos y la discusión de casos planteados por ellos o bien la discusión de problemas que a ellos se les han presentado.***

Los principales temas tratados son:

- Conceptos básicos de sismicidad
- Actividad sísmica
- El proceso de diseño sísmico y normas de diseño
- Diseño simplificado para estructuras convencionales
- Análisis estático
- Análisis modal dinámico
- Sistemas estructurales y generalidades sobre su comportamiento.
- Requisitos de regularidad
- Detallamiento de estructuras de concreto reforzado
- Diseño y detallamiento de estructuras con muros de mampostería.
- Evaluación y reforzamiento de estructuras existentes.

Uno de los aspectos que más se trata de enfatizar en estos cursos es la importancia de una buena estructuración y el detallamiento cuidadoso del refuerzo. Para ello se ha preparado material basado en diferentes fuentes mostrando detalles de vigas, columnas, muros y conexiones. Como complemento, se ha invitado a especialistas de gran experiencia y renombre para que cubran temas específicos como son: diseño de conexiones para estructuras prefabricadas en zonas sísmicas, comportamiento de conexiones en estructuras de acero, criterios de diseño para estructuras de mampostería, comportamiento estructural observado en sismos recientes. Cuando ha sido posible, se incluye una visita al Centro Nacional de Prevención de Desastres para lo cual siempre se ha contado con la buena disposición de sus directivos e investigadores. En estas visitas se explica a los asistentes las funciones del CENAPRED y se visitan sus laboratorios e instalaciones, los asistentes generalmente aprovechan para adquirir información de su interés que oferta el Centro.

Hasta ahora estos cursos se han realizado en Toluca (4), Naucalpan, Ciudad Nezahualcoyotl, Temascaltepec y Valle de Bravo. En este caso también vale el comentario que si bien ha representado un esfuerzo importante, resulta insuficiente al tomar en cuenta el número de profesionales en activo en el Estado de México. El planteamiento es poder realizar en el futuro cursos a distancia o bien por medio de videos o utilizando la red de comunicaciones electrónicas a fin de llegar a un mayor número de personas. Para este propósito sería conveniente lograr la participación del SMIS Nacional.

Recientemente se impartió un curso sobre evaluación y reforzamiento de estructuras en zonas sísmicas. Los principales temas que se incluyeron son:

- Necesidad de evaluar estructuras
- Procedimientos para la evaluación.
- Obtención de información en campo. Pruebas no destructivas y destructivas.
- Estimación de la capacidad para estructuras dañadas y sin daños.
- Importancia del Diagnóstico. Identificación de deficiencias.
- Selección de objetivos de desempeño. Espectro de diseño.
- Métodos de reparación, refuerzo y reestructuración.
- Evaluación de alternativas.
- Criterios para el análisis y diseño de estructuras reforzadas.
- Nociones básicas de control sísmico.

En este curso se incluye un resumen de las principales partes del **NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 273**, incluyendo un ejemplo de aplicación. Una vez que se analicen los resultados de esta experiencia y se hagan los ajustes necesarios, se podrá pensar en poderlo extender a otras localidades. También en este caso se requiere pensar en formas modernas de impartición para hacer llegar estos conocimientos a mayor número de personas.

## Normatividad

*También en colaboración con el Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de México, se tiene en proceso un programa para actualización de la reglamentación de construcción, así como de otros documentos legales relacionados. Una parte de este programa corresponde al diseño por sismo. Para ello, se han reunido y resumido trabajos relacionados con estudios de zonificación, de riesgo sísmico y de vulnerabilidad realizados en diferentes instituciones de educación superior y centros de investigación, principalmente la Facultad de Ingeniería de la UAEM y el Departamento de Ciencias Básicas e Ingeniería de la Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco.*

*Se tiene elaborada una propuesta que se discute en diferentes instancias. Para ello se han organizado foros de discusión en las principales regiones del Estado. La propuesta contiene un formato similar al reglamento de construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas para diseño sísmico. Se han incluido zonificaciones sísmicas del Estado de México basadas en los resultados de estudios específicos y se registran zonificaciones particulares para las ciudades más importantes donde se cuenta con estudios previos. (Ramírez et al, 1997) (Vera et al, 1997)*

*Para el caso de diseño por sismo se establecen las principales partes siguientes:*

- *Criterio general de diseño. Clasificación de las estructuras.*
- *Zonificación sísmica y efectos locales*
- *Coefficientes sísmicos y espectros de diseño*
- *Métodos para analizar los efectos sísmicos de las estructuras*
- *Requisitos de regularidad*
- *Requisitos de ductilidad y comportamiento sísmico*
- *Desplazamientos laterales y separación entre las estructuras*
- *Requisitos de seguridad para estructuras existentes.*

### *Asesoría técnica*

*En coordinación con la Facultad de Ingeniería de la UAEM, se ha procurado ofrecer y otorgar asesoría técnica a asociaciones de vecinos, grupos de colonos y particulares a fin de atender sus requerimientos en materia de seguridad estructural. Principalmente se han atendido solicitudes para emitir dictámenes de estructuras dañadas como son escuelas rurales, edificios multifamiliares, conjuntos habitacionales, edificios religiosos y casas habitación. También se han realizado proyectos de reparación de inmuebles afectados por diferentes causas principalmente por agrietamientos del terreno en la Ciudad de Toluca y poblaciones vecinas. Aunque este problema no es propiamente por efectos sísmicos, su solución ofrece similitudes. Estas experiencias sirven para retroalimentar las acciones propiamente de enseñanza y divulgación que se describieron anteriormente.*

## CONCLUSIONES

*Las principales observaciones que se pueden obtener de estas experiencias son:*

- *Existe gran interés sobre el tema, principalmente entre los jóvenes que se muestran dispuestos a participar activamente en programas de protección civil, como son los simulacros escolares.*
- *Los programas de estudio de primaria y secundaria contienen temas de geología y sismología básicas como es la teoría de tectónica de placas y el origen y medición sísmica. Esto facilita los programas de divulgación de los conocimientos sísmicos. Se opina que sería recomendable revisar y en su caso actualizar estos temas dentro de esos planes de estudio posiblemente ampliando su contenido. De esta manera se aprovecharán mejor los conocimientos.*
- *Los adultos son menos receptivos y en ocasiones se ha presentado el caso de que descalifican el trabajo que se está realizando durante una conferencia, confundiendo esta labor con las actividades políticas y solicitando ayudas para el mejoramiento de sus casas, siendo difícil explicarles que este no es el propósito de estas conferencias.*
- *Cuando se da asesoría técnica relacionada con edificios de importancia como escuelas y edificios multifamiliares los encargados indican que para ellos es difícil obtener los recursos para reparar sus inmuebles. También se observó que en algunos casos obran por su cuenta y hacen adecuaciones y reparaciones sin la debida asesoría técnica.*
- *Se observó que algunos profesionistas que tienen licencia como peritos de obra privada no cuentan con conocimientos previos básicos para aprovechar los cursos de actualización. Esto indica que es necesario establecer un registro de estructuristas acorde con su preparación académica y profesional, y que las licencias de construcción se otorguen de conformidad al tamaño y nivel técnico que requiera el diseño de la estructura.*
- *El Colegio de Arquitectos del Estado de México manifestó su oposición a incluir dentro de la reglamentación requisitos de regularidad, aún en forma no restrictiva, arguyendo que se limita la creatividad del arquitecto. Este punto amerita un análisis cuidadoso.*
- *También se detectó, en cuestiones de normatividad, oposición por parte de profesionistas dedicados al proyecto estructural a las propuestas de incrementar los coeficientes sísmicos a pesar de que dichas propuestas están basadas en resultados de estudios considerando varias metodologías.*
- *En cuanto a normatividad, no se ha encontrado en general la respuesta esperada de las autoridades competentes adivinándose una tendencia a tomar en cuenta de forma preferencial las propuestas que salen de su propio seno.*

*Finalmente, se desea aclarar que la descripción de estas experiencias se hace con el propósito de compartirlas. Sé esta consciente de que es poco lo hecho en relación a la problemática tan amplia y compleja que implica este asunto y por lo tanto deberá buscarse la unión de esfuerzos y la participación conjunta de sociedades técnicas, organizaciones e instituciones de educación superior. Se concluye que se deben retomar las recomendaciones señaladas en la publicación mencionada al principio de este trabajo (Estado Actual de la Ingeniería Sísmica en México).*

## RECONOCIMIENTOS

*Parte de las acciones descritas en este trabajo o bien los estudios en que se han basado, se han retomado de las actividades que desde hace varios años realiza el Grupo Interuniversitario de Ingeniería Sísmica.*

*También se reconoce ampliamente el apoyo que se ha tenido por parte del Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de México, de la Facultad de Ingeniería de la UAEM, y de la Dirección de Protección Civil del Estado de México.*

*Los miembros de la Delegación del SMIS del Estado de México han participado en diferente medida según el tiempo disponible, se reconoce especialmente la participación de los ingenieros Raúl Vera Noguez, Adrián Izquierdo Zenil, Brenda Pichardo Lewenstein, Carlos Andrade Monteagudo y Carlos Valdespino Ponce.*

*Se debe aclarar que este escrito esta basado en una ponencia publicada en la Memoria del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, que para esta ocasión se amplió y actualizó.*

## REFERENCIAS

- Bolt, B. (1978) Earthquakes-A Primer. W.H Freeman and Company. San Francisco. E.E.U.A*
- Federal Emergency Management Agency (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA-273.*
- Iglesias, J. et al (1999) “Mapa de intensidades del sismo del 15 de Junio de de 1999” XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, México.*
- Juárez, H. et al (1999) “Intensidades y daños asociados al sismo del 15 de Junio de 1999”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS, México.*
- Juárez, H. y Sordo, E. (1997) “Descripción del comportamiento de estructuras durante sismos recientes” XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS, México.*
- Pavón, V. (1998) Los Temblores de Tierra, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México.*
- Ramírez, M., Sandoval, M., Felix, H., Castellanos, S. e Iglesias, J. (1997) “Zonificación Sísmica del municipio de Tlalnepantla de Baz, Estado de México”, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, México.*
- Terán, A., Ruiz, S. y Esteva, L. (1997) Estado Actual de la Ingeniería Sísmica en México, Fundación ICA, Edición Especial Cuadernos FICA, México.*
- Vera, R., Ramírez, M., Ramírez, H., Sandoval, M., Mendoza, E., García, J., Rivero, F. e Iglesias, J. (1997) “Propuesta de Zonificación Sísmica de los Municipios de Toluca, Lerma y Metepec, Estado de México”, XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS, México.*

**R. Valles Mattox**

Diseño Integral y Tecnología Aplicada, S.A. de C.V.  
Insurgentes Sur 1871 – 405  
Guadalupe Inn, 01020, México D.F.  
Tel. 5-661-8989, Fax 5-661-7263  
vallesr@spin.com.mx

**RESUMEN**

La Sismología y la Ingeniería Sísmicas son áreas de la docencia que requieren de un buen entendimiento del fenómeno físico para lograr una mejor comprensión de los modelos matemáticos que se utilizan para su estudio. En este artículo se proporcionan varias direcciones de páginas de Internet en las cuales se ha recopilado una gran cantidad de información relativa a la ingeniería sísmica y la sismología. En ellas se puede encontrar desde representaciones gráficas de la forma en la que las ondas sísmicas se generan, ejercicios para determinar el foco y la magnitud de un sismo, incluyendo también una gran cantidad de reportes de daños y lecciones obtenidas en sismos pasados, hasta información sobre técnicas modernas que se han estado desarrollando para mitigar los efectos de los sismos en las estructuras. Estas páginas pueden ser utilizadas por profesores y alumnos como herramientas docentes, o por ingenieros de la práctica interesados en el tema.

**SUMMARY**

*Seismology and Earthquake engineering are two areas where a good understanding of the physical phenomenon is necessary to better comprehend the mathematical models that have been developed to study them. This article provides some internet address with information on seismology and earthquake engineering. The addresses provides information including graphical representations of the way seismic waves travel in the planet, exercises to determine the location of the epicenter and magnitude of an earthquake, a large number o damage reports and lessons learned from past earthquakes, as well as information regarding modern techniques to mitigate the effects of earthquakes in structures. These pages can be used by teachers and students as learning aids, or by practicing engineers interested in the subject.*

## INTRODUCCIÓN

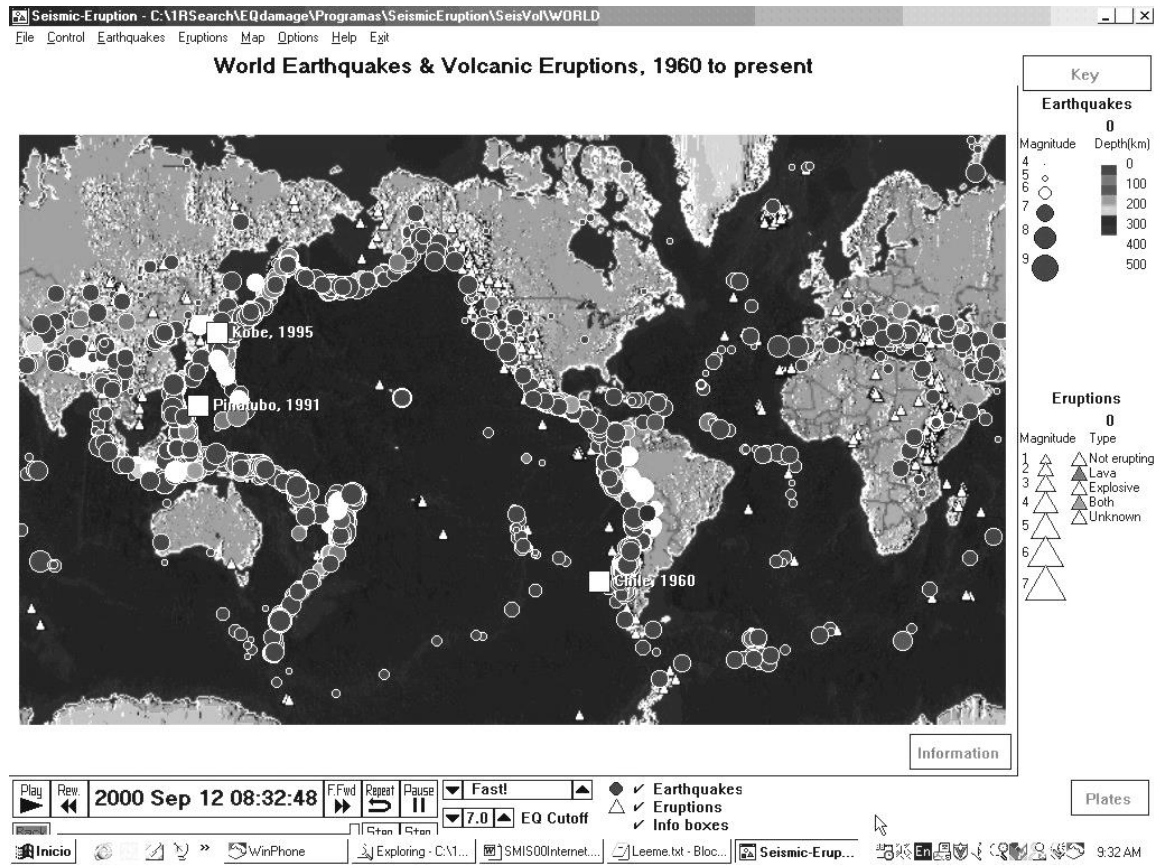
La ingeniería sísmica y la sismología son ciencias que utilizan frecuentemente conceptos matemáticos que no son intuitivos para un alumno que se inicia en el estudio del tema, lo que ocasiona que los conceptos básicos puedan ser complicados para entender, y en consecuencia enseñar. Para librar esta dificultad, la utilización de representaciones gráficas del fenómeno generalmente facilita la enseñanza. Varios investigadores y profesores en diversas universidades del mundo se han encontrado con la misma dificultad de enseñanza y representación del fenómeno, y en ocasiones, han recopilado imágenes, conclusiones, o programas, que resumen algún o alguno de los conceptos fundamentales que integran el conocimiento en la materia. De manera similar, también una gran cantidad de organismos han generado material didáctico similar. Una gran cantidad de estas ayudas didácticas están disponibles en páginas de Internet.

Por otra parte, la Ingeniería Sísmica es una ciencia moderna y en pleno desarrollo. La combinación de factores entre el crecimiento demográfico mundial, y sus consecuentes necesidades de infraestructura por una parte, y la relativamente corta historia de información científica de sismos y sus efectos en estructuras modernas y antiguas por otra parte, origina la necesidad de rápidamente interactuar y conocer los resultados de investigaciones y observaciones que se han hecho en diferentes partes del mundo. Aunque existen una gran cantidad de libros muy completos en el tema, comúnmente, tras un sismo de gran intensidad, o como conclusión de una investigación en los diferentes centros universitarios, nuevas páginas del conocimiento en el tema se agregan rápidamente. Este hecho genera la necesidad de una continua retroalimentación y actualización. Gradualmente, y cada vez con mayor frecuencia, los resultados de reportes de daños, y los resultados de investigación, encuentran en Internet una herramienta práctica para su difusión.

El objetivo de este artículo es presentar un resumen de algunas de las ayudas principales que están disponibles en Internet para el aprendizaje y la enseñanza de la sismología y la ingeniería sísmica.

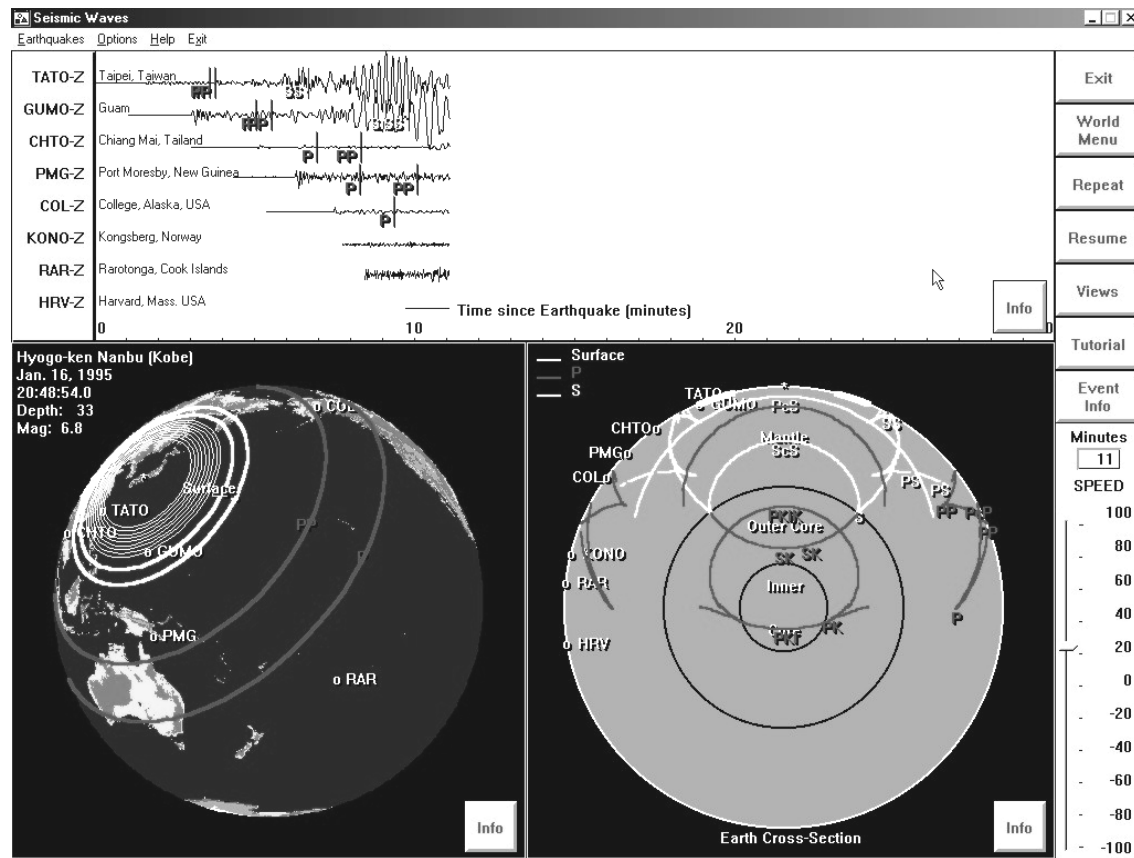
## SISMOLOGÍA

Uno de los conceptos importantes que los alumnos deben familiarizarse para comprender la sismología es el del movimiento de las placas tectónicas, y como estos movimientos originan los sismos y promueven la actividad volcánica. El profesor Alan L. Jones de la Universidad de Nueva York en Binghamton ha desarrollado el programa seismic, el cual muestra para cualquier región del planeta la actividad volcánica y sísmica que ha ocurrido desde los 60's, colocando un punto proporcional a la magnitud en el epicentro del sismo. El programa permite seleccionar a partir de que magnitud se desea visualizar los sismos que han ocurrido. Con base a este programa y la visualización de los sismos, con mayor facilidad se pueden describir los conceptos de placas tectónicas, identificar el cinturón circunpacifico, y explicar el concepto de las brecha sísmicas o zonas que no han sufrido un movimiento telúrico importante en los últimos años. Además, el programa le da una sensibilidad al alumno de la gran cantidad de sismos que ocurren en el planeta cada año. La figura 1 muestra una imagen del programa para todo el planeta, indicando las magnitudes de los sismos de acuerdo al diámetro del círculo, y su profundidad dependiendo del color del mismo. De manera similar, las erupciones volcánicas son representadas en su magnitud por el tamaño del triángulo que la representa, y de acuerdo al color sus características. La dirección en Internet para bajar este programa es [www.geol.binghamton.edu/faculty/jones](http://www.geol.binghamton.edu/faculty/jones). El programa permite actualizar su base de datos vía Internet.



**Fig. 1 Programa seismic desarrollado por el Profesor Alan P. Jones.**

Otro programa desarrollado por el mismo investigador permite visualizar la forma en la que las ondas P y S generadas por un sismo viajan en el globo terráqueo, y como estas al llegar a una discontinuidad generan una refracción y reflexión. Al mismo tiempo que se observa como las ondas viajan en la tierra, se observan las lecturas de sismógrafos en la superficie. El programa, denominado Suave permite visualizar como las ondas P y S viajan a diferente velocidad, que las ondas S no atraviesan el núcleo exterior, razón por la cuál se ha determinado que es de constitución líquida, etc. Utilizando este programa es posible explicar la forma en la que la constitución de los materiales que forman el planeta pudieron ser determinados. La dirección en Internet para bajar este programa es también [www.geol.binghamton.edu/faculty/jones](http://www.geol.binghamton.edu/faculty/jones). La figura 2 muestra la información visualizada por el programa durante el sismo de Kobe en 1995, con una pantalla para los registros obtenidos, otra en donde se muestra el recorrido de las ondas en la superficie del planeta, y una tercera ventana donde se observan las ondas en su recorrido por el globo terráqueo.



**Fig. 2 Programa SWave desarrollado por el profesor Alan P. Jones.**

*Otra de las ayudas disponibles se encuentra en [vcourseware5.calstatela.edu/VirtualEarthquake/VQuakeIntro.html](http://vcourseware5.calstatela.edu/VirtualEarthquake/VQuakeIntro.html), página en la que se enseña de forma interactiva, la forma en que se determina el epicentro de un sismo, y la forma en la que se estima la magnitud Richter. Esta página proporciona un resumen de los conceptos principales, y con base a un ejemplo, se determina primero la diferencia de tiempos de llegada entre ondas P y S de 3 estaciones, posteriormente, con base en curvas que relacionan la diferencia de tiempos de llegada y distancia, se calcula la distancia del epicentro respecto a cada estación. Con base a las distancias calculadas por el usuario, el programa en Internet muestra gráficamente la zona en donde se localiza el epicentro. Una vez determinado el epicentro, el usuario debe leer de los acelerogramas los desplazamientos máximos, para que complementado con la información ya obtenida, se determine la magnitud del sismo en la escala de Richter. La figura 3 muestra 4 ventanas de diferentes etapas del desarrollo del ejercicio. La página fue desarrollada por el Profesor Gary Novak, del Departamento de Geología de la Universidad de California en Los Angeles.*

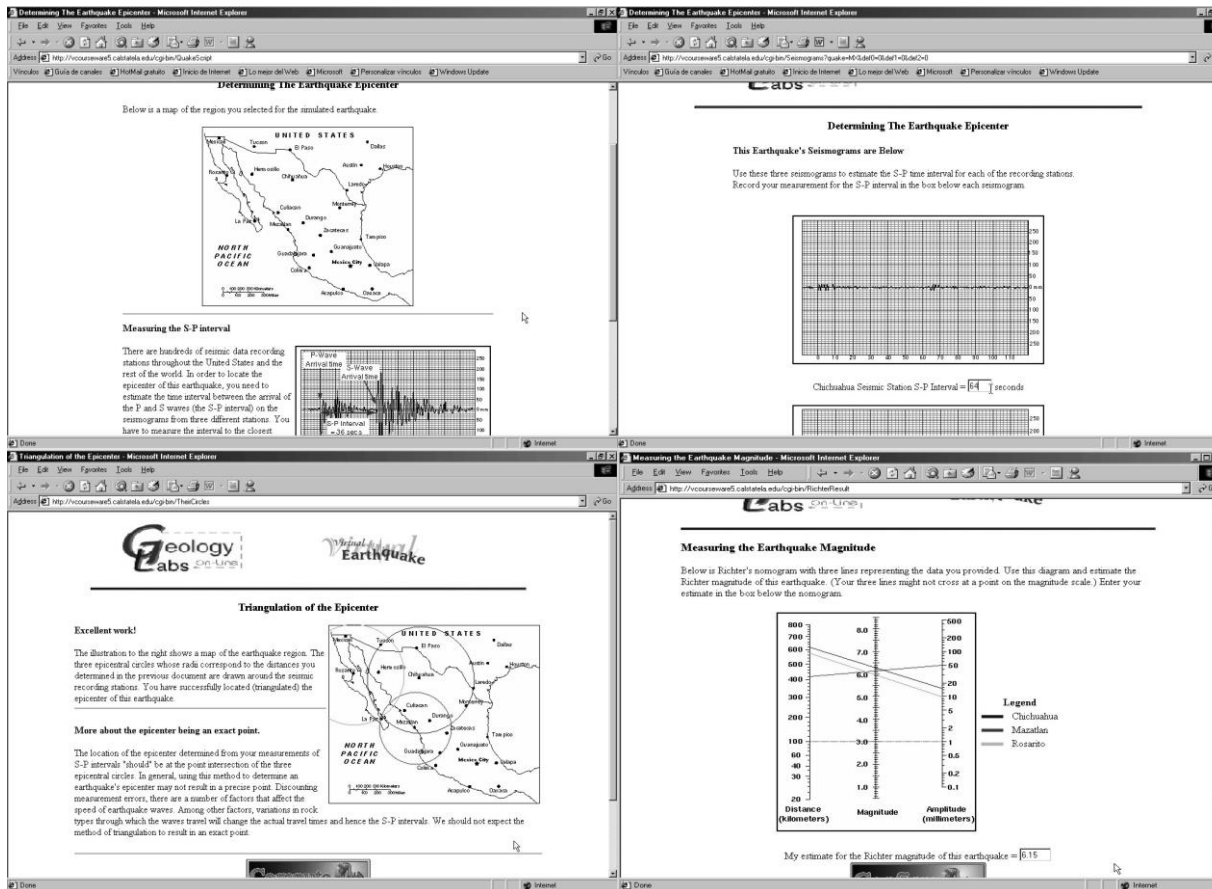


Fig. 3 Algunas etapas del ejercicio para determinar el epicentro y la magnitud de un sismo.

## INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA SÍSMICA

*Una vez que el alumno se ha familiarizado con los conceptos fundamentales del origen de los sismos, y como son caracterizados, es conveniente hacer una introducción a los tipos de daños que los sismos originan en el terreno o las estructuras. Como parte de esta presentación es conveniente introducir los criterios de diseño actualmente implícitos en la mayor parte de reglamentos, así como esbozar las soluciones que se han planteado para hacer estructuras sismorresistentes. Existen varios sitios en Internet que contienen esta presentación, sin embargo de los más completos y claros es el volumen de diapositivas donadas por el Profesor Emerito William G. Golden, que a su vez se basa en la publicación del Profesor Vitelmo Bertero, "Eartquake Engineering: an illustrated introduction to earthquake engineering principles". La página de esta presentación es [www.eerc.berkeley.edu/bertero](http://www.eerc.berkeley.edu/bertero).*

En la presentación se describen los efectos directos e indirectos que originan los sismos. Se incluyen fotografías representativas de fallas en el terreno, daños a estructuras y a su cimentación, como las que se muestran en la figura 4. La figura 5 muestra algunas de las fotografías de fallas estructurales o no estructurales que se incluyen en la presentación.

En la presentación se describen también conceptos fundamentales para entender los efectos de sismos en las estructuras, tales como regularidad y excentricidad, ductilidad, trayectoria de las fuerzas en la estructura y concentraciones de esfuerzos (ver figura 6 con algunos ejemplos). Una vez descritos varios de los tipos de falla y los conceptos principales que intervienen en la respuesta de las estructuras, se presentan soluciones y aspectos relevantes que deben ser cuidadosamente vigilados durante todas las fases de ejecución de un proyecto. Por último, se incluyen comentarios respecto a medidas para reforzar estructuras, daños que se han originado por deficiencias en la construcción o el detallado de las estructuras, y conceptos que han sido estudiados en laboratorio (ver Fig. 7).



Fig. 4 Fallas en el suelo y estructuras ([www.eerc.berkeley.edu/bertero](http://www.eerc.berkeley.edu/bertero)).



**Fig. 5** Fallas en estructuras prefabricadas, acabados, y trabes entre muros de concreto ([www.eerc.berkeley.edu/bertero](http://www.eerc.berkeley.edu/bertero)).

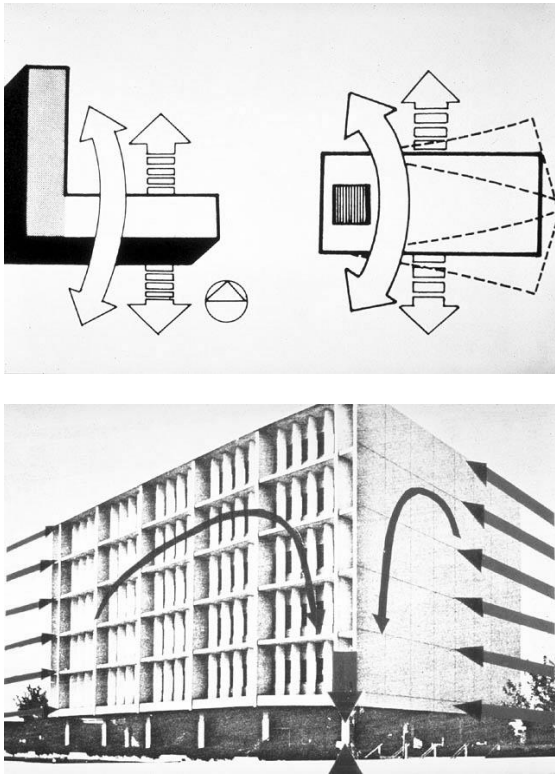


Fig. 6 Algunos conceptos importantes para entender el comportamiento de una estructura ante un sismo ([www.eerc.berkeley.edu/bertero](http://www.eerc.berkeley.edu/bertero)).



**Fig. 7 Reforzamiento en estructuras de planta flexible, defecto constructivo en el detallado de la terminación de la espiral y modelo a escala para prueba de laboratorio ([www.eerc.berkeley.edu/bertero](http://www.eerc.berkeley.edu/bertero)).**

La gran serie de fotografías presentadas facilita la explicación de los conceptos fundamentales que afectan la respuesta de las estructuras ante fuerzas sísmicas, lo que permitirá posteriormente explicar en especial los conceptos de ductilidad y detallado del refuerzo, al mismo tiempo que introducir al estudiante en trabajos de investigación que se han llevado a cabo.

## REPORTES DE DAÑOS Y LECCIONES

Existen una gran cantidad de sitios en Internet donde pueden obtenerse reportes de daños para diferentes sismos. Uno de los sitios con una gran cantidad de fotografías es [www.eerc.berkeley.edu](http://www.eerc.berkeley.edu) (ver Figura 8). Otro sitio con una gran cantidad de fotografías clasificadas por tipo de daño, terremoto, tipo de estructura, etc., fue creado por el instituto FGG-IKPIR en Eslovenia, cuya dirección electrónica es [www.ikpir.fgg.uni-lj.si/easy/tour.htm](http://www.ikpir.fgg.uni-lj.si/easy/tour.htm) (ver Figura 9).

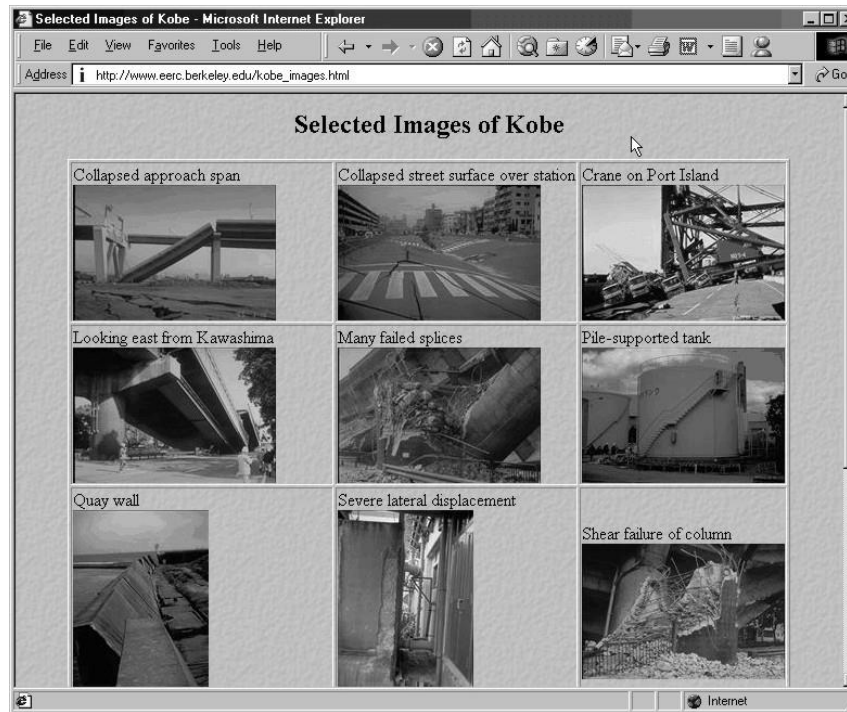
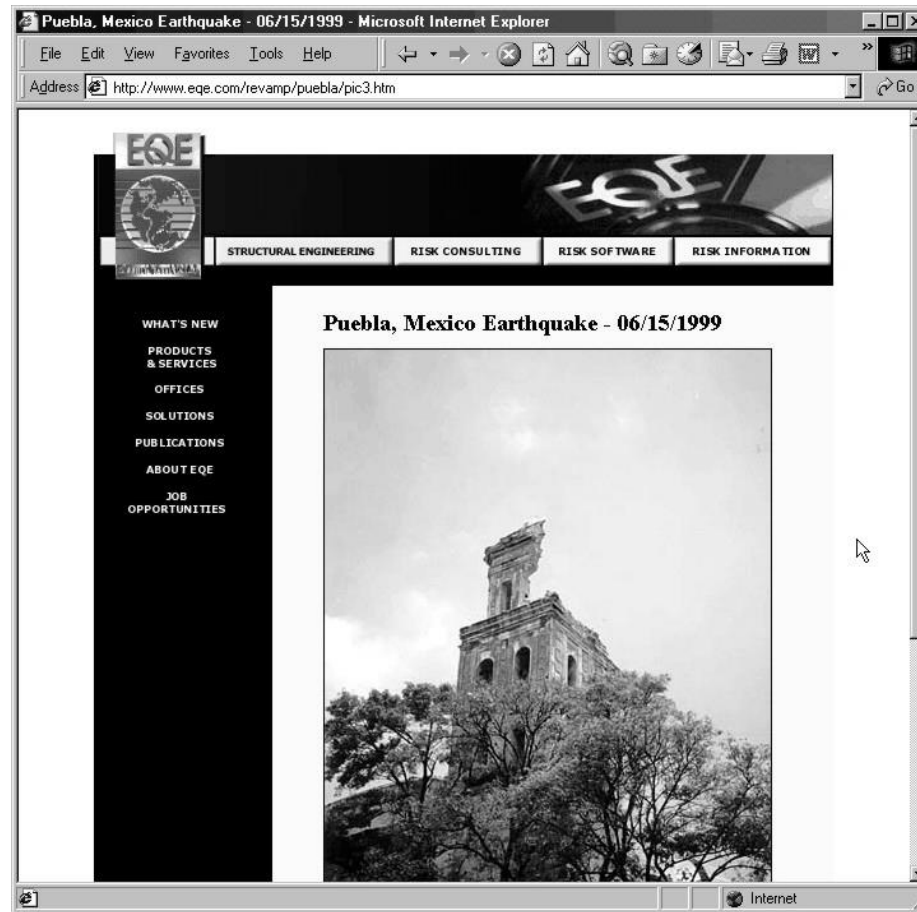


Fig. 8 Fotografías diversas del sismo de Kobe.



Fig. 9 Base de datos fotográfica de daños por el instituto FGG-IKPIR en Eslovenia.

Otro sitio que contiene reportes de daños fue creado por la empresa Norteamericana EQE, cuya dirección es [www.eqe.com/revamp](http://www.eqe.com/revamp). Es este sitio se pueden encontrar fotografías de sismos recientes (ver figura 10).



**Fig. 10** Reporte fotográfico de daños durante el sismo de Puebla 1999 por EQE.

## PROGRAMAS Y REGISTROS

Como parte importante de la información disponible en Internet son programas y registros de diferentes sismos. Uno de los sitios que contiene esta información es administrado por NISEE, en la dirección [www.eerc.berkeley.edu/software\\_and\\_data](http://www.eerc.berkeley.edu/software_and_data), donde puede tenerse una relación muy completa de la gran cantidad de programas comerciales para el estudio de las estructuras durante un sismo. Cada programa incluido en la lista incluye una breve descripción del mismo, y la dirección de correo electrónico o página de Internet donde puede obtenerse mayor información al respecto. Este sitio contiene además algunos programas gratis

que pueden ser utilizados para aplicaciones específicas. Dentro de los programas disponibles gratis se encuentra el Slope/W que permite calcular el factor de seguridad de un talud ante la acción de un sismo. Este sitio contiene además varios registros de sismos pasados.

## ESTUDIOS DE REFORZAMIENTO

Existen varios sitios en donde se incluyen descripciones de los trabajos de reforzamiento que se han llevado a cabo o están siendo estudiados para estructuras que han sufrido daños en sismos pasados. El sitio [www.mtc.ca.gov/projects/bay\\_bridge/bbmain.htm](http://www.mtc.ca.gov/projects/bay_bridge/bbmain.htm) contiene información de los estudios que se han llevado a cabo para reforzar el Bay Bridge en la bahía de San Francisco, que durante el sismo de Loma Prieta en 1989 sufrió el colapso de un segmento del nivel superior. Como parte de la información contenida se encuentran estudios comparativos que se realizaron para determinar que alternativa resulta la más conveniente para el proyecto: reforzamiento de la estructura existente, o reemplazarla (ver Fig. 11).

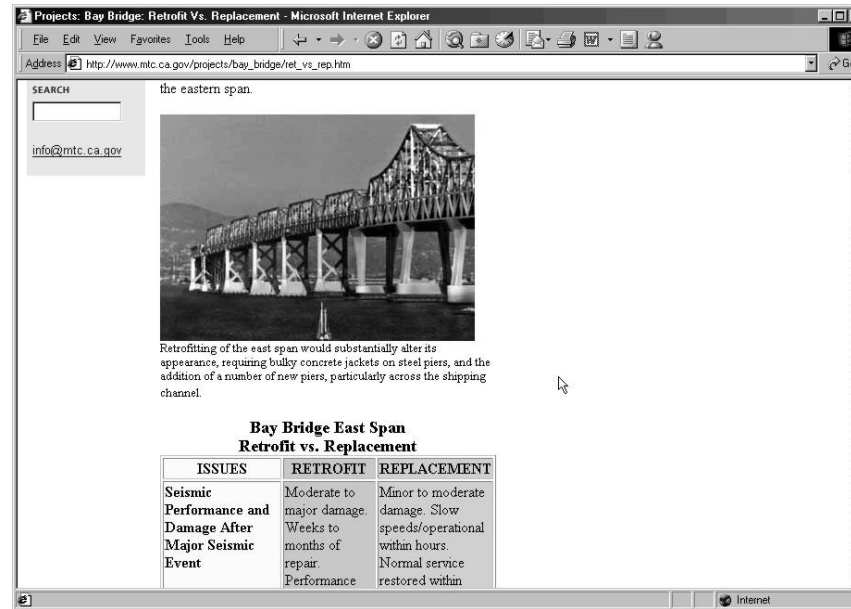


Fig. 11 Ventajas y desventajas de reforzamiento reemplazo del puente Bay Bridge en San Francisco.

## CONCLUSIONES

*Este artículo incluye algunas direcciones de páginas de Internet en las que se pueden localizar fotografías, reportes y programas relacionados con la sismología y la ingeniería sísmica. Además de las indicadas existe una gran cantidad de páginas con información que puede ser utilizada como auxiliar docente, o simplemente para conocer más respecto a los sismos y sus efectos en las estructuras. El autor recomienda que especialmente los profesores de universidades que impartan la material de ingeniería sísmica a nivel licenciatura, consulten y utilicen las herramientas disponibles en Internet, y propicien para que los alumnos consulten reportes de daños y reportes de investigación en Internet.*

Se hace una invitación para que todos aquellos profesores que hayan desarrollado trabajos y/o programas orientados a la enseñanza de la materia pongan a la disposición de otros profesores este material.

## PROPUESTA PARA LA PONENCIA "LA INGENIERÍA SÍSMICA EN LA U.A.Q."

El hombre, desde sus orígenes, ha tenido que luchar contra los elementos naturales y, como resultado de esto, ha logrado crear espectaculares obras de ingeniería, las que muestran la innegable presencia de conocimientos teóricos y técnicos, que el antecesor del ingeniero ha manejado en el devenir del tiempo.

A diferencia de otras obras de ingeniería, generalmente se espera que el trabajo de los ingenieros civiles perdure, y trabajan éstos frecuentemente con la esperanza de que sus obras rebasen las expectativas planteadas. Muchas obras de ingeniería civil son tan monumentales que, al verlas, quedan los que lo hacen gratamente impresionados por estas estructuras que trascienden al tiempo por cientos y hasta miles de años, y están ahí como ventanas al pasado, ventanas que transmiten un delicioso sentimiento e invocan a una reflexión sobre el tipo de conocimiento que usaron los antiguos para realizarlas.

Importante parece, a la mayoría de ingenieros contemporáneos, poder tener conciencia de los conocimientos, que fueron aplicados para realizar tan espléndidas obras. Lamentablemente no se dispone de evidencias que muestren los conocimientos, así como tampoco la génesis de éstos, que el antecesor del ingeniero manejó para lograr resolver sus problemas, cuando de edificación y seguridad estructural se trató. Algunos dicen que fueron las matemáticas las que permitieron dichos logros, otros dicen que fue sobre la base de una aplicación continua de prueba y error. Sin embargo, por un lado, Parafraseando al Doctor Meli, a muchos les resultará sorprendente que los desarrollos notables de las matemáticas y la física realizados a lo largo de siglos, incluyendo la mecánica de sólidos, no fueron llevados a la aplicación de aquellas, para determinar las dimensiones y las formas de las estructuras y, también que las técnicas utilizadas, por ejemplo para izar monolitos egipcios, requirieron para su planteamiento más que la trivial metodología de prueba y error. La ciencia moderna, a partir del momento en que el mito y la verdad compaginaban en uno, se ha desarrollado tortuosamente. Pues ya en Tales de Mileto, en el V siglo ac. Se encuentra el germen de la ciencia moderna, mientras que en Arquímedes encontramos al antecesor del ingeniero. Posteriormente a la humanidad se sumió en la más profunda obscuridad durante siglos, hasta el momento en que Galileo a la ciencia Aristotélica y las estructuras sociales de su tiempo, contradiciendo la idea de que el estado de los cuerpos es el reposo, por otra quizás menos natural a la percepción humana, pero más cercana a la realidad física. "Todo cuerpo permanece en estado de movimiento a menos que alguna fuerza lo altere" Después Newton consolidará un esquema de explicaciones y, mientras que en Einstein alcanzará la ciencia alturas insospechadas.

Antes de los tiempos de Tales, las explicaciones sobre los fenómenos físicos como el viento, las mareas y los terremotos, se planteaban atribuyendo las causas de éstos a los dioses. Tales de Mileto cambia el esquema de dichas

explicaciones, al dejar de atribuir los fenómenos físicos a los dioses, intentando encontrar una causa natural de éstos; así, "... explicó los sismos diciendo que son movimientos del mar sobre el cual flota la tierra; la explicación puede ser falsa pero lo importante de ella, como señala Krantz, es que no era Poseidón quien la sacudía, y a partir de Tales los filósofos trataron de buscar la explicación de los fenómenos en la materia de las cosas y no como acciones de dioses humanizados" (pág. 3, Manuel Rojas Garcidueñas, AGT Editor S

Las fuerzas de la naturaleza en comparación con la que pudiera tener el ser humano, son tremendamente contrastantes. En especial el fenómeno físico motivo de este Simposium, los sismos, han azotado con un efecto devastador a la especie humana. Cada año en nuestro planeta se producen centenares de terremotos; así podemos afirmar que prácticamente toda la humanidad está sujeta al peligro de los terremotos. Las acciones destructivas relacionadas con este fenómeno de la naturaleza, son muy variadas. Entre estas podemos citar las erupciones volcánicas que como la correspondiente al Vesubio destruyó en un momento la ciudad de Pompeya, sin dar posibilidades de que los habitantes pudieran escapar a dicho acontecimiento. Los maremotos han cobrado también su cuota destructiva. Como mi especialidad es la hidráulica les recordaré el hecho ocurrido el 8 de agosto de 1868, en la ciudad chilena de Arica, que fue destruida ese día por un temblor; esta ciudad contaba con su puerto. y se encontraba llegando del mar barco <Woteri>; el teniente del mismo describió la tragedia: al término del fenómeno se decidió ayudar a la población, por prevención se mandó bajar el ancla de reserva, amarrar los cañones y tender sogas salvavidas. Entonces un fragor sordo llamó la atención; al mirar hacia la orilla, se observó que en el lugar donde un instante antes se encontraba el muelle ennegrecido por la gente agolpada en él, ¡no había más nada; en un momento todo había sido tragado inesperadamente por el mar que afluyó. Nadie notó en el barco esta subida del océano; al mismo tiempo vimos la chalupa con nuestro marinero, atraído con una fuerza incontenible por el mar directamente hacia el elevado peñasco vertical, el Moro; la ola rompió contra la roca y el bote con el marinero desapareció en la espuma blanca.

En este instante tuvo lugar una nueva sacudida, acompañada en la costa por un ruido sordo; vimos como por la tierra, de derecha a izquierda corrían olas; en esta oportunidad el mar se retiró tan lejos que el barco encalló. El fondo del mar quedó al descubierto; los barcos con casco ovalado quedaron acostados, pero el <Woteri> quedó directamente sobre su piso plano.

Continuó el maremoto: una gran ola se trago la embarcación inundándolo con masa de agua y arena; durante algún tiempo se quedó bajo el agua, pero se consiguió salir a flote (algunos hombres resultaron gravemente heridos); estudios modernos han explicado que gracias a la construcción especial de la nave, el agua se desagotaba de la cubierta casi con igual rapidez que una balsa, logró salvarse.

Así como el suceso que he comentado y que ocurrió en el siglo XIX también en México hemos tenido y sufrido los efectos de este tipo de fenómenos, tal es el caso de sobra conocido como el que ocurrió en la Ciudad de México en 1985 dónde tuvimos la amarga experiencia de un sismo devastador que causó pérdidas materiales y humanas inmensurables.

Querétaro, a diferencia del Distrito Federal, muestra un comportamiento diferente en relación a los sismos y no obstante esto, la Facultad de Ingeniería de este Estado está seriamente interesada en que sus alumnos aprendan todo lo

relacionado con la Ingeniería sísmica de una manera efectiva para que contribuyan con su actividad profesional a minimizar los efectos que causan este tipo de fenómenos.

Para profundizar en esta discusión académica sobre la Ingeniería Sísmica, me permito solicitarle al Ing. Abraham Martínez Baini, profesor del área de Estructuras de la Facultad de Ingeniería de la UAQ, para que participe y no se expongan algunos puntos de vista relacionados con este tema.

.-----Abraham participa-----

El Ing. Jorge Martínez Carrillo, director de la Facultad de Ingeniería de la UAQ, retoma la palabra y menciona lo siguiente:

En la Facultad de Ingeniería de la UAQ estamos seriamente interesados en abordar la problemática que provoca la Ingeniería Sísmica y debido a ello hemos realizado diversas actividades académicas tendientes a profundizar en el conocimiento de esta área de la Ingeniería y en las cuales han participado profesionales de diversas disciplinas tales como Físicos, Geofísicos, Ingenieros Civiles, etc., todos reunidos bajo un objetivo común en cuanto a abordar y profundizar en aspectos relacionados con la sísmica; como resultado de estas actividades académicas se tiene que en la Universidad Autónoma de Querétaro ya se realizan investigaciones importantes en cuanto a aspectos relacionados con la Ingeniería Sísmica baste nombrarles las cartas de fallas e iso-períodos que conjuntamente hemos realizado con la UNAM y la cual está concluida; los resultados de esta investigación ya se han ofrecido a la sociedad queretana.

Para comentar sobre esta actividad académica participará el Ing. Moisés Arroyo Contreras.

-----Participación Moisés-----

Como parte del ambiente académico en el Área de Estructuras de esta Facultad, se está trabajando en tres niveles de formación: Licenciatura Carrera de Ingeniería Civil, Posgrado con la Maestría en Ciencias Línea terminal Estructuras y Doctorado con Línea de investigación en Modelación analítica y experimental.

Cursos formales de Ingeniería Sísmica en estos niveles de formación no existen en los programas de estudios. Sin embargo si se están realizando actividades y trabajos de investigación en esta línea, en particular:

- Están por terminarse dos tesis de maestría sobre zonificación sísmica de la ciudades de Santiago de Querétaro, Qro., Celaya, Gto. y Aguascalientes, Ags.
- Un proyecto de investigación sobre el riesgo sísmico en Querétaro. Como parte de este proyecto se instaló una Estación Sísmica en el Centro Universitario, Cerro de la Campanas, donde se han estado monitoreando los eventos sísmicos que tienen influencia en esta región. A la fecha sólo tres eventos de importancia se han podido registrar en los últimos tres años.

Por otro lado, con el afán de mantener actualizados a los ingenieros de la región se han realizado dos diplomados en Estructuras, en los últimos tres años, donde se han abordado los temas de sismicidad y análisis y diseño sísmico de la estructuras. Además, con fines de titulación, varios alumnos de esta Facultad han tomado estos diplomados, y algunos alumnos de maestría han tomado también estos diplomados como tema especial.

Como una iniciativa de los profesores e investigadores de esta Facultad se instauró la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Delegación Querétaro. Esta Sociedad en colaboración con el Colegio de Ingenieros Civiles de Querétaro mantiene una estrecha relación con las autoridades gubernamentales como los Municipios de Querétaro, Villa Corregidora, El Marques, la Secretaría de Obras del Gobierno de Estado, Protección Civil, entre otros, sobre la necesidad de mantener actualizados los Reglamentos de Construcción y medidas preventivas ante sismo.

Finalmente, se están promoviendo eventos como este Simposio que permitan mantener la atención de la sociedad en la importancia del riesgo sísmico en el País.

Con los comentarios anteriores queremos hacer mención que en la Universidad Autónoma de Querétaro estamos seriamente convencidos de la importancia de profundizar y difundir el conocimiento de la Ingeniería sísmica con el objetivo de que nuestros alumnos estén preparados académicamente en ésta área así como también se pretende influir en los profesionales que existan en la región para que se difunda este conocimiento y por tal motivo, los cuerpos académicos de la Facultad de Ingeniería actualmente analizan la forma y pertinencia de inclusión de materias optativas en el plan de estudios de la licenciatura de ingeniería civil que versen sobre temas de dinámica estructural y dónde se enseñe desde la dinámica del cuerpo rígido hasta la de Lagrange, así mismo se considera la inclusión de un curso introductorio sobre sísmica; debo comentar que en la actualidad el plan de estudios de ingeniería civil no contempla estos temas como tales, por lo que es de imperiosa necesidad que a la brevedad posible sean incluidos para incidir en la solución de esta problemática.

Asimismo, en la actividad académica que realizamos en el posgrado es indispensable y necesario incrementar materias de dinámica, tanto de sistemas físicos como la estructural y aplicaciones como mecanismos, la sísmica y hasta diseño de estructuras eólicas.

Reiteramos nuestro convencimiento que la ingeniería sísmica es y seguirá siendo un valuarte de la ingeniería mexicana y por tal motivo, no enseñarla repercutirá negativamente en la calidad de los egresados de la U.A.Q.

GRACIAS POR SU ATENCION.

## LA PRESENCIA DE LA INGENIERIA SISMICA EN LA OBRA.

Ing. Carlos López Navarrete  
Vicepresidente de Proyectos

Grupo Rioboo

Av. Coyoacán 131, Col. Del Valle  
México D.F.  
Tel. 55.43.75.09 fax 55.23.87.66  
[riobprov@iwm.com.mx](mailto:riobprov@iwm.com.mx)

### RESUMEN

*La importancia de la detección de los defectos en las obras y su consiguiente seguimiento permite a los ingenieros estructuristas e ingenieros constructores reducir las deficiencias constructivas que redundarán en la seguridad durante el proceso constructivo así como en los trabajos de mantenimiento de la obra terminada. Las estadísticas muestran que la mayor parte de los accidentes que sufren las personas ocurren durante la construcción de la misma más que durante su servicio. Adicionalmente se establece la importancia de la participación del ingeniero proyectista durante la construcción, y la conveniencia de la capacitación y entrenamiento de los ingenieros constructores. Al final se presentan dos casos prácticos que ejemplifican lo aquí presentado.*

### SUMMARY

Determination and understanding of the causes of structural failure that occur during construction reduces construction deficiencies, therefore increase safety during the construction process and reduces maintenance during service. Statistics shows most fatalities occurs during construction instead during the building service. Participation of structural engineers during construction process as well as education and training are important issues under this article. Two practical cases are presented.

### INTRODUCCIÓN

Dentro del desarrollo de todo proyecto de construcción se encuentran tres elementos que conforman el equipo de trabajo : El cliente, los proyectistas y el contratista o ingeniero constructor. Dentro de los proyectistas se encuentran principalmente el arquitecto, el ingeniero estructurista y los ingenieros que integran las especialidades eléctrica, hidráulica, aire acondicionado, etc. Para el desarrollo del presente artículo nos concentraremos en los ingenieros estructuristas y los ingenieros constructores.

Las deficiencias estructurales en las obras no es selectiva. Estas ocurren tanto en despachos de diseño de gran experiencia como en constructoras importantes en tamaño y reputación. Podemos decir que entre los arquitectos, ingenieros estructurales e ingenieros constructores se comparte la responsabilidad de la integridad de diseño y construcción de la obra. Los problemas estructurales que existen en toda obra de construcción tienen efectos que van desde los financieros y en

reputación de los participantes, hasta costos en vidas. En muchas ocasiones las responsabilidades que se desprenden de estos defectos no permiten que la información acerca de las causas que los generaron sean del conocimiento público con la facilidad que se deseara.

## DEFICIENCIAS CONSTRUCTIVAS.

Al hablar en este título las deficiencias constructivas nos estamos refiriendo a las deficiencias constructivas de carácter estructural.

Los cuatro elementos principales de un proyecto de construcción son :

1. Concepto
2. Diseño
3. Ejecución
4. Utilización de la obra.

Cada uno de estos cuatro elementos debe incluir en su ejecución tres elementos principales:

1. Conocimiento.
2. Capacidad.
3. Calidad.

En el caso del conocimiento se debe considerar como parte de la educación y capacitación del ingeniero. La capacidad se debe entender como la experiencia en la etapa tanto de proyecto como de construcción. Finalmente la calidad se entiende como el control que debe existir en la ejecución de cada etapa. La carencia de alguno de estos tres elementos no puede ser compensada por la ejecución adecuada de los dos restantes.

Las deficiencias constructivas ocurren con una mayor frecuencia de lo que nos damos cuenta o admitimos. Existen innumerables deficiencias que no llegan a formar parte del conocimiento de las partes involucradas en el proceso de todo proyecto. Solamente aquellas deficiencias que se manifiestan en consecuencias posteriores son tomadas en cuenta y contabilizadas. En ocasiones las deficiencias se manifiestan a las pocas horas o en algunos casos hasta que los requerimientos sísmicos las delatan varios años, o décadas después. En el caso del sismo de septiembre de 1985, se presentaron colapsos en muros de rigidez, por los que pasaban tuberías de drenaje, las cuales fueron colocadas varias décadas anteriores a que se manifestara su presencia en estos elementos estructurales.

Es un hecho que las deficiencias constructivas pueden ser eliminadas en su totalidad en cualquier proyecto de construcción, y también que no podremos tomar cuenta de todas ellas, aún cuando tengamos el mayor control posible.

El subcomité llamado “Subcommittee on Investigations and Oversight of the House Committee on Science and Technology” en 1982 publicó los seis factores principales para prevenir fallas estructurales:

1. Comunicación y Organización.
2. Inspección en la obra por parte del ingeniero estructurista.
3. Calidad general en el diseño.
4. Detallado de conexiones y planos de taller.
5. Adecuada selección de ingenieros.
6. Distribución de información técnica a tiempo.

Las famosas cinco recomendaciones para la prevención de fallas estructurales establecidas por la “Santa Barbara Science Foundation” :

1. Utilizar la ductilidad, continuidad y redundancia dentro del diseño que mejoren la integridad de la estructura.

2. Certificación por un ingeniero certificado que todos los elementos de seguridad han sido cubiertos. La responsabilidad del ingeniero estructurista debe abarcar el aseguramiento de la seguridad estructural en el diseño, detallado, planos de taller y supervisión de campo de los mismos.
3. Revisión del proyecto estructural por un tercero para todos aquellos edificios de importancia.
4. Establecimiento de documentación que determine y reparta las responsabilidades.
5. Establecimiento de estándares de seguros contra riesgos que cubra a todos los miembros del equipo del proyecto bajo un solo contrato.

Desde luego que estas cinco recomendaciones van encaminadas a cubrir las necesidades del mercado norteamericano. Sin embargo algunas de las mismas se han establecido en México mediante las figuras creadas a partir de los sismos de septiembre de 1985 como son los Corresponsable en Seguridad Estructural , Directores Responsables de Obra, etc.

En ninguno de los dos casos anteriores se establece la enseñanza y capacitación como un medio para reducir y prevenir vicios estructurales.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal establece que :

“Director Responsable de Obra es la persona física que se hace responsable de la observancia de este reglamento en las obras en las que otorgue su responsiva”

así mismo establece que “Corresponsable es la persona física con los conocimientos técnicos adecuados para responder en forma solidaria con el Director Responsable de Obra, ...”

Desafortunadamente en los casos de fallas estructurales nos referimos a “fallas en el material” o bien a que “falló la soldadura”, etc. (en un sentido amplio se considera una falla estructural cuando el elemento deja de trabajar satisfactoriamente). Sin embargo en todos estos casos se trata de errores humanos, en el caso de la falla de una soldadura se puede deber a un diseño escaso o bien a la errada aplicación de la misma, pero en cualquiera de ambos casos el material se comportó acorde con sus propiedades.

Existen otro tipo de fallas estructurales causadas por eventos de la naturaleza, entre los que en México se encuentran los sismos. Estos eventos pueden sacar a la luz deficiencias constructivas no detectadas. El sismo es el supervisor al que no se le escapa ninguno de nuestros errores y deficiencias, tanto en el diseño como en la construcción. En este caso corresponde al ingeniero estructurista el reducir los efectos de tales eventos en las estructuras hasta un mínimo económicamente aceptable, aun cuando nunca serán eliminados estos efectos por completo.

Si definimos al error como una desviación del valor verdadero o falta de precisión podemos establecer que las deficiencias estructurales se debe a errores humanos, los cuales se han clasificado en tres tipos principales:

1. Errores por ignorancia.
2. Errores por negligencia y falta de cuidado.
3. Errores intencionales.

**Errores por ignorancia.** Es el resultado de falta de educación o enseñanza, capacitación o experiencia. La falta de comunicación entre el ingeniero proyectista y el ingeniero constructor se puede establecer como una forma de ignorancia que afecta ambas partes.

La falta de información correspondiente a los ingenieros de campo relativa a las cargas consideradas durante los procedimientos constructivos por parte del proyectista, así como la retroalimentación correspondiente a la calidad de la construcción hacia el ingeniero proyectista es un ejemplo que ocurre frecuentemente en nuestro medio.

**Errores por negligencia.** Se incluyen errores en los cálculos o bien a la falta de detallado en el proyecto. Errores en la interpretación de los planos y especificaciones o bien a defectos en la construcción o en la calidad del trabajo.

**Errores intencionales.** Son errores que ocurren con pleno conocimiento. En ocasiones estos errores son pasados por alto ya que se tiene que cumplir con un programa o con fechas de inauguración.

Podemos establecer que solamente los errores por ignorancia pueden ser resueltos mediante la enseñanza y capacitación tanto en el área de proyectos como en la obra.

En el ejemplo correspondiente al armado en columnas al final ejemplifican los errores antes mencionados.

Debido a su ocurrencia los errores se pueden clasificar en dos :

1. Accidentales.
2. Sistemáticos.

Errores accidentales. Son errores que se distribuyen de manera aleatoria de acuerdo a las leyes de probabilidades.

Errores sistemáticos. Son errores estandarizados cuya magnitud es similar en todos los casos.

### **Inexactitudes.**

Las inexactitudes ocurren por falta o mal entendimiento de los factores en la toma de decisiones. Las inexactitudes pueden ocurrir por dos razones:

1. Aceptación de información faltante.
2. Falta de experiencia.

Asumir lo que no conocemos como si lo conociéramos es un error que puede llevarnos a fallas de elementos estructurales. El considerar la carga que resistirá una losa sin realmente conocerla y diseñarla con esa carga es una inexactitud por falta de información.

Así mismo el reemplazar la experiencia por la intuición es algo que puede llevarnos a errores importantes.

### **Conclusiones.**

Una vez establecidos los las formas de error y deficiencias constructivas mencionadas es posible establecer varias conclusiones:

- Aun cuando se han establecido probabilidades de falla en el diseño sísmico de la estructura durante su vida útil, no se han establecido probabilidades de falla de una estructura durante su proceso de construcción.
- El considerar un mayor factor de seguridad en el diseño de las estructuras no reemplaza, ni cubre los errores u omisiones de los ingenieros. La única forma de reducir los errores y omisiones es mediante la Enseñanza a nuestros estudiantes y la capacitación de nuestros ingenieros proyectistas y constructores.
- Un impulso a la comunicación entre los proyectistas y constructores es indispensable para reducir las deficiencias estructurales en las obras.

Pongamos el siguiente caso ocurrido en la practica profesional para ejemplificar lo anterior.

## **Puente Vehicular en la Ciudad de México.**

### **Antecedentes.**

La estructuración del puente se encuentra resuelta mediante columnas coladas en sitio y traveses prefabricadas.

La resistencia sísmica se logra mediante la formación de marcos en las dos direcciones principales ortogonales entre sí. Para la formación de marco dúctil se realiza el montaje de la trabe sobre la columna, manteniendo el paso de las varillas de la columna en todo el peralte de la trabe y adicionando estribos y acero de refuerzo en la conexión para cumplir los requerimientos de ductilidad del reglamento.

En algunas ocasiones la trabe requiere de un apuntalamiento temporal que permita realizar los trabajos de armado de la conexión y de la trabe transversal, para posteriormente realizar el colado y retirar el apuntalamiento.

### **Proceso Constructivo.**

Dentro del proceso constructivo ocurrieron las siguientes carencias constructivas que ejemplifican lo descrito anteriormente :

- El acero fue colocado inadecuadamente con respecto a la posición establecida en el proyecto.
- Al intentar montar las traveses existe conflicto en los aceros, debido a lo cual se cortan varillas de la columna para poder realizar el montaje.
- En visita al sitio se detecta por parte del proyectista el corte de las varillas y se procede a emitir una solución.

Este caso se presentó en no menos de tres puentes con diferentes contratistas. Aquí se presentan errores por ignorancia, por negligencia e intencionales, tampoco se puede determinar si todos los casos de recorte de varillas fueron detectados, o fueron coladas las conexiones sin reparar el acero cortado.



Fotografía 2 : Detalle de armado de conexión columna trabe de puente vehicular.

En el caso de los apuntalamientos temporales para la colocación de la trabe éste se dejó abierto al ingeniero constructor, entregando el proyectista los pesos y puntos de apoyo de la trabe.

El cliente solicitó al constructor el diseño del apuntalamiento, encontrando que pocos días antes del montaje, no existía diseño o revisión estructural formal de dicho apuntalamiento.

Ante estas condiciones fue solicitado al proyectista estructural de la obra que diseñara el apuntalamiento, el cual considera la eventualidad de sismo durante el montaje. Fue el proyectista cuestionado ya que el apuntalamiento resultó ser más robusto que el considerado en los costos del contratista. Cuando un mes después ocurrió un sismo de magnitud 4.5 en la escala de Richter, nadie se acordó de los cuestionamientos iniciales.



Fotografía 3: Apuntalamiento temporal en puente vehicular.

**Aprendizaje y experiencia :**

Algunas medidas practicas fueron tomadas con la base a la experiencia anterior, entre ellas el establecer juntas al inicio de la obra con los ingenieros contratistas estableciendo las siguientes prioridades:

- Importancia de la colocación del acero de refuerzo de la columna acorde con el proyecto para evitar choques de varillas durante el montaje.
- En caso de errores solicitar la presencia del ingeniero estructurista para resolver el montaje antes de cortar varillas de la columna.
- Que el proyecto contemple todas aquellas obras provisionales que requieren de diseño estructural.
- No se ha podido establecer que los ingenieros de campo tengan un mínimo de capacitación ya que esto corresponde a la empresa contratista.
- Solicitar a la contratista los cálculos o revisiones estructurales de aquellas estructuras temporales que así lo requieran.

## **Diseño Sísmico en la Obra**

### **Estructuras temporales.**

Si consideramos tenemos que diferenciar entre los que son deficiencias constructivas y errores que pueden ser reducidos en magnitud y cantidad mediante la enseñanza y capacitación estructural de los ingenieros de proyecto y de construcción, tenemos que considerar aquellas áreas que se encuentran en la frontera entre las responsabilidades de los ingenieros proyectista y las del constructor, tal es el caso de las estructuras temporales.

Las mayores causas de colapsos y fatalidades en las estructuras en proceso de construcción son:

1. Falla de la cimbra y andamios.
2. Contraventeo temporal inadecuado o inexistente.
3. Sobrecarga o impacto durante la construcción.

En el caso de las estructuras temporales como son andamios, soporte de grúas, cimbra, elementos de montaje, etc. el ingeniero estructurista normalmente no establece el diseño detallado de tales estructuras por considerarlo fuera de su alcance de trabajo. Sin embargo el ingeniero constructor deberá considerar el obtener un diseño detallado de tales estructuras ya sea del proyectista de la obra o bien de un tercero. En ocasiones este diseño se deja al criterio del residente de la obra ocasionando daños o incluso fatalidades.

Surge la pregunta, de que si las estructuras temporales que tendrán una duración de semanas deben ser diseñadas con los mismos criterios sísmicos que aquellas estructuras cuya permanencia será de 50 años. La combinación de la probabilidad de falla y el costo económico considerando los criterios sísmicos del reglamento para estructuras temporales resulta demasiado costoso, quedando en el criterio y audacia del ingeniero estructurista cual deberá ser la capacidad sísmica de las estructuras temporales. Esta falta de criterios ha llevado a los casos extremos de sistemas estructurales temporales que no consideran en absoluto la eventualidad de un sismo, o a la inversa, resultan estructuras temporales demasiado robustas para una vida útil de una semana.

### **Cargas Sísmicas en estructuras parcialmente terminadas.**

El revisar una estructura para condiciones de cargas durante el proceso de construcción puede llegar a presentar una mayor cantidad de combinaciones de carga que las combinaciones revisadas para el diseño por servicio.

La determinación de las cargas permanentes en una estructura se soporta por mediciones de campo y estudios probabilísticos, resultados que reflejan en los códigos las cargas a consideraren en el diseño para el servicio de la estructura. Sin embargo, el determinar las cargas a las que se encontrará sujeta la estructura durante su construcción puede resultar un proceso incierto con alta probabilidad de variaciones respecto a la realidad.

Adicionalmente a la incertidumbre anterior se complica la revisión si se intenta se combinar las condiciones de carga en el proceso constructivo con la eventualidad de un sismo. Resulta sorprendente ver obras en las cuales resulta claro que no se ha analizado la eventualidad de un sismo durante el proceso constructivo.



Fotografía x: Cargas temporales durante el montaje de un puente vehicular. Grúa, estructura de montaje y trabe

Veamos el caso de un edificio prefabricado. Durante el montaje de las columnas, traveses portantes y posteriormente las traveses que formarán el sistema de piso, existe un estado en el cual :

1. La estructura no cuenta con los muros de rigidez que fueron considerados durante el análisis, o lo que es peor, se encuentran parcialmente colados en planta y en elevación ya que en ocasiones no existe un procedimiento constructivo establecido por el estructurista.
2. La formación de marco con las traveses portantes aún no se ha realizado o bien el nodo no ha sido colado.
3. El diafragma formado por el colado del firme estructural no se tiene aún.
4. Tenemos cargas de construcción mayores a las consideradas de origen (gruas, materiales, etc) localizadas de manera asimétrica.

Es decir, las condiciones muestran claramente la falta de un sistema de resistencia ante caras laterales que permanece en este estado por semanas completas.

Es una clara responsabilidad del estructurista el establecer los procedimientos constructivos considerados en las revisiones de la estructura parcialmente terminada, así como comunicar estas especificaciones al constructor y verificar que éstas se apliquen durante el proceso de obra.



Fotografía 1: Las estructuras prefabricadas deben contar con contraventeos temporales.

### **Conclusiones.**

La ingeniería estructural así como la ingeniería sísmica requieren una incorporación formal dentro del proceso de construcción.

La incorporación se debe dar mediante la Enseñanza y Capacitación del personal de campo, así como por la participación del ingeniero estructurista en los procesos constructivos. La capacitación deberá sensibilizar al constructor que los problemas deben ser corregidos y no enterrados, de manera que no se tengan mayores problemas en trabajos posteriores.

Fomentar la comunicación entre los integrantes del equipo de proyecto y constructores mediante la presentación del proyecto estructural por parte del ingeniero proyectista responsable a los ingenieros de campo.

La capacitación continua por parte de los ingenieros de campo, y de aquellos profesionistas cuya área principal no es la ingeniería, pero que sin embargo participan en el proceso constructivo. Esta capacitación debe ser un requerimiento exigible como parte del currículo para estar en el equipo de proyecto.

Los ingenieros constructores debe contar con los servicios de ingenieros estructuristas capacitados para el diseño de estructuras temporales requeridas durante el proceso constructivo.

La supervisión de obra cuando mucho limitará y corregirá las violaciones flagrantes y sistemáticas a los reglamentos de construcción. Los errores y deficiencias constructivos estarán presentes en toda construcción, la Enseñanza y Capacitación es el único medio de minimizarlos.

El estudiante de ingeniería además de las materias de diseño y construcción debe incluir el estudio de casos reales de errores y fallas en el diseño y la construcción. Este resulta ser un sistema que se ha aplicado dentro de la enseñanza en otras áreas como por ejemplo las de administración de empresas, que permite al estudiante terminar sus estudios con una mayor experiencia y capacidad de reconocer posibles fallas estructurales.

## REFERENCIAS

1. Dov Kaminetzky, "Design and Construction Failures", Lessons from Forensic Investigations. Mc. Graw Hill, 1991
2. "Structural Failures in Public Facilities", Report by the House Committee on Science and Technology, March 1984.
3. "Design and Construction Error effects on Structural Reliability" ASCE Journal of Structural Engineering, February 1987.
4. "ACI Survey of concrete Structure Errors", Concrete International, December 1979
5. Primer Curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones", Septiembre 1994. CENAPRED, Secretaria de Gobernación.
6. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1997.