



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – INGENIERIA SISMICA

**CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS
ASIMÉTRICOS DISEÑADOS CON LOS REGLAMENTOS DE MÉXICO Y
CHILE**

TESIS

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:

Ing. Alberto Alfredo Teranishi Castillo

DIRECTOR DE TESIS:

M. I. Octavio García Domínguez

FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO D.F. ENERO DE 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Amado Gustavo Ayala Milian.
Secretario: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante
Vocal: M. en I. Octavio García Domínguez.
1^{er}. Suplente: Dr. Oscar López Bátiz.
2^{do}. Suplente: Dr. Darío Rivera Vargas.

Lugar donde se realizó la tesis:

Facultad de ingeniería, UNAM, circuito escolar exterior, Cd universitaria, Coyoacán, México, DF.

TUTOR DE TESIS:

M. EN I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

Dedicatorias.

Esta tesis la dedico:

A mi Esposa María Magdalena por darme una nueva visión y compartir nuevas etapas de nuestras vidas.

A mis Padres Alberto y Margarita que en forma desinteresada me han respaldado y guiado en mi vida.

A mis hermanas Sachiko y Keiko, mí cuñado Claudio y mis sobrinas Renata y Martina que en la distancia siempre los llevo en mi corazón.

A la Familia Aguilar Rivera por su apoyo en todo momento.

A mis Amigos de Chile y de México, por sus consejos y amistad.

Agradecimientos.

Esta tesis esta dedicada las siguientes personas e instituciones:

Al M. I. Octavio García Domínguez por su guía en mis estudios, como también su gran calidad como persona.

Al Dr. Gustavo Ayala Milian, Dr. Juan José Pérez Gavilán, Dr. Oscar López Bátiz y Dr. Darío Rivera, por sus sugerencias, recomendaciones y comentarios, que contribuyeron en mejorar la tesis.

A los profesores de la UNAM tanto de la Especialidad como de Maestría A los profesores de la UNAM de la Especialidad y Maestría por transmitirme sus conocimientos y experiencias profesionales, Muchas Gracias.

Al Concejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico recibido durante mis estudios de Maestría.

Al Ingeniero Carlos Arroyo Vega por su disposición en ayudar a crecer tanto en el plano profesional como personal.

A Dios por las pruebas y bendiciones que me ha dado en mi vida.

INDICE.

RESUMEN.....	1
ABSTRACT.....	1
I. INTRODUCCIÓN.	2
II. FORMAS ESTRUCTURALES.....	7
II.1 ESTRUCTURACIONES ANTES Y DESPUÉS DE 1985.	7
II.2 EVOLUCIÓN DE LAS HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.	34
II.3 NUEVAS TENDENCIAS ESTRUCTURALES CON DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.	38
III. DAÑOS ESTRUCTURALES.	45
III.1. GRIETA HORIZONTAL/PÉRDIDA DE MATERIAL EN MUROS ESTRUCTURALES DE PISOS INFERIORES O PRIMEROS SUBTERRÁNEOS.....	56
III.2. FRACTURA DE ARMADURAS LONGITUDINALES EN MUROS.	58
(FRACTURA DE BARRA DE REFUERZOS VERTICALES EN MUROS)	58
III.3. DESAPLOMO.....	59
III.4. AGRIETAMIENTO DE LOSAS.....	60
III.5. DAÑO SEVERO EN ELEMENTOS SECUNDARIOS O NO ESTRUCTURALES.....	61
III.6. DAÑO EN DINTELES.	62
(DAÑO EN PRETIL)	62
III.7. OTROS.....	63
III.8. COMENTARIOS.....	64
IV. NORMATIVIDAD Y SISMICIDAD.....	66
IV.1. SISMICIDAD Y PELIGRO SÍSMICO.....	66
IV.2. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS RCDF – 2004 (MÉXICO).....	77
IV.2.1 Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.	77
IV.2.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.	79
IV.2.3 Evolución de los coeficientes de diseño sísmico.	90
IV.3. NORMAS NCH (CHILE).....	94
IV.3.1 NCh 1537 Of2009 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.	94
IV.3.2 NCh 433 Of 1996 modificación 2009 Diseño sísmico de edificios.....	96
IV.3.3 NCh 2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.	116
IV.3.4 Decreto Supremo 117.....	116
IV.3.5 Decreto Supremo 61.....	126
IV.3.6 Evolución de los coeficientes de diseño sísmico.	141
IV.4. COMENTARIOS.....	142
V. PERFIL BÍO-SÍSMICO.	143
V.1. INDICADORES DE RIGIDEZ.....	144
V.1.1 Altura total / periodo primer modo traslacional.	144
V.1.2 Efecto $P - \Delta$	144
V.1.3 Desplazamiento del nivel superior.	145
V.1.4 Desplazamiento máximo entrepiso en centro de gravedad.....	145
V.1.5 Desplazamiento adicional máximo entrepiso en puntos extremos.	146
V.2. INDICADORES DE ACOPLAMIENTO.....	147
V.2.1 Periodo rotacional / Periodo traslacional.	147
V.2.2 Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.	147
V.2.3 Excentricidad Dinámica / Radio de giro basal.	148
V.2.4 Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.	148
V.2.5 Corte basal acoplado / Corte basal directo.....	149

“Caracterización del comportamiento sísmico de edificios asimétricos diseñados con los reglamentos de México y Chile.”

V.2.6	Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo.....	149
V.3.	INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD.....	149
V.3.1	Número de elementos estructurales en la resistencia sísmica.....	149
V.3.2	Factor de Reducción Espectral Efectivo.....	150
V.4.	NUEVOS INDICADORES.....	150
V.4.1	Altura total / Periodo ordenado por aporte al corte basal.....	150
V.4.2	Esbeltez.....	151
V.4.3	Relación altura total / periodo primer modo rotacional.....	151
V.4.4	Densidad de muros.....	151
V.5.	COMENTARIOS.....	152
VI.	CASO DE ESTUDIO: DISEÑO DE UN EDIFICIO APLICANDO LOS REGLAMENTOS DE NTC RCDF Y NCH.....	154
VI.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	154
VI.1.1	Torre Chile.....	154
VI.1.2	Torre México.....	158
VI.2.	ANÁLISIS DE CARGAS.....	163
VI.2.1	Torre Chile.....	163
VI.2.2	Torre México.....	164
VI.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL – ESPECTRAL.....	164
VI.3.1	Torre Chile.....	164
VI.3.2	Torre México.....	181
VI.4.	MODELO CON SISTEMA DE PISO RÍGIDO.....	185
VI.4.1	Torre Chile.....	186
VI.4.2	Torre México.....	188
VII.	PRESENTACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS DINÁMICOS.....	190
VII.1.	COMPROBACIÓN DE CARGAS.....	190
VII.1.1	Torre Chile.....	190
VII.1.2	Torre México.....	191
VII.2.	PERIODOS DE VIBRAR.....	192
VII.2.1	Torre Chile.....	192
VII.2.2	Torre México.....	194
VII.3.	CORTANTES DE ENTREPISO Y FUERZAS SÍSMICAS.....	196
VII.3.1	Torre Chile.....	196
VII.3.2	Torre México.....	198
VII.4.	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y DERIVAS DE ENTREPISO.....	200
VII.4.1	Torre Chile.....	200
VII.4.2	Torre México.....	208
VII.5.	PERFIL BIO-SÍSMICO.....	216
VII.5.1	Altura total / periodo primer modo traslacional.....	216
VII.5.2	Efecto $P - \Delta$	217
VII.5.3	Desplazamiento del nivel superior.....	218
VII.5.4	Desplazamiento máximo entrepiso en centro de gravedad.....	219
VII.5.5	Desplazamiento adicional máximo entrepiso en puntos extremos.....	220
VII.5.6	Periodo rotacional / Periodo traslacional.....	221
VII.5.7	Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.....	222
VII.5.8	Excentricidad Dinámica / Radio de giro basal.....	223
VII.5.9	Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.....	225
VII.5.10	Corte basal acoplado / Corte basal directo.....	226
VII.5.11	Momento volcante (volteo) basal acoplado / Momento volcante (volteo) basal directo.....	227
VII.5.12	Número de elementos estructurales en la resistencia sísmica.....	228
VII.5.13	Factor de Reducción Espectral Efectivo.....	228
VIII.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	230
VIII.1.	TORRE CHILE.....	230
VIII.1.1.	Diseño de losa.....	230
VIII.1.2.	Diseño de muro de cortante.....	230
VIII.1.3.	Diseño de trabe.....	232

“Caracterización del comportamiento sísmico de edificios asimétricos diseñados con los reglamentos de México y Chile.”

VIII.1.4. Diseño de dinteles.	233
VIII.2. TORRE MÉXICO.....	234
VIII.2.1. Diseño de losa.	234
VIII.2.2. Diseño de muro de cortante.....	234
VIII.2.3. Diseño de trabe.....	236
VIII.2.4. Diseño de dinteles.	237
IX. CONCLUSIONES.....	238
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	244
REFERENCIAS FOTOGRÁFICAS.....	247
APÉNDICE A: TABLA PARA DISEÑO DE LOSAS.	248
APÉNDICE B: ARMADO DE SECCIONES.	251
ANEXO FOTOGRÁFICO.....	255
ANEXO MAPAS.....	255

RESUMEN.

En esta tesis se hace una comparación de los criterios y filosofías de diseño establecidos en los reglamentos de construcción de México (RCDF – 2004 y sus NTC) y de Chile (NCh 433 – 2009, DS 117 – 2011 y DS 61 – 2012), para el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado y se correlacionan con los tipos de daños experimentados en las estructuras, como consecuencia de los terremotos ocurridos el 3 de marzo de 1985 (Chile), el 19 de septiembre de 1985 (México) y el 27 de febrero de 2010 (Chile). Además, se presentan los resultados del análisis dinámico y diseño de una edificación de 20 niveles a base de marcos y muros de concreto reforzado, empleando la normatividad vigente en ambos países. Para este caso de estudio se trató de mantener una estructuración similar, aunque por las características de ambos códigos, la densidad de muros fue diferente. Se tomaron en cuenta las propiedades nominales de los materiales de acuerdo a la normatividad usada en cada caso.

Para evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones estudiadas, se tomó en consideración el concepto de “Perfil Bío–Sísmico”, en el cual se propone hacer una revisión de los parámetros dinámicos más importantes de un edificio para estimar su posible comportamiento ante sismos intensos.

También, se comparan y discuten las características de las formas estructurales empleadas en México y Chile, considerando los diseños tradicionales y modernistas; finalmente se comparan los resultados del análisis y diseños de los edificios estudiados, derivados de la aplicación de la normatividad de diseño sísmico de ambos países.

ABSTRACT

In this thesis, a comparison of philosophies and design criteria established by the building regulations of Mexico (RCDF – 2004 and NTC) and Chile (NCh 433 – 2009, DS 117 – 2011 and DS 61 – 2012) for seismic design of reinforced concrete buildings and correlate with the types of damage experienced in the structures as a result of earthquakes occurred on March 3, 1985 (Chile), on 19 September 1985 (Mexico) and 27 February 2010 (Chile). It also presents the results of dynamic analysis and design of a building of 20 levels, based on frames and reinforced concrete walls, using the current regulations in both countries. For this case study we tried to maintain a structure similar, although the characteristics of both codes, wall density was different. It took into account the nominal properties of the materials according to the regulations used in each case.

To evaluate the seismic performance of buildings studied, took the concept of "Bio–Seismic Profile", in which it is proposed to revise the most important dynamic parameters of a building to estimate their possible behavior before strong earthquakes.

We compare and discuss the characteristics of structural forms used in Mexico and Chile, considering traditional and modernist designs. Finally we compare the results of the analysis and design of the buildings studied, resulting from the application of seismic design regulations of both countries.

I. Introducción.

La teoría denominada “**Tectónica de placas**” fue presentada por primera vez a mediados del siglo XX; en ella se muestra la manera en que el planeta está dividido en piezas, las cuales forman un rompecabezas, por consiguiente cada placa tiene su propio movimiento, provocando que el choque entre ellas generen la ocurrencia de sismos. Una de las zonas con mayor actividad sísmica del planeta es el “**Anillo o Cinturón de Fuego del Pacífico**” (Fig. 1.1) donde se ubican países tales como Chile, parte de Argentina, parte de Bolivia, Perú, Ecuador, Colombia, otros de Centroamérica, México, costa este de los Estados Unidos, parte de Canadá, Islas Aleutianas, costas e islas de Rusia, Japón, Taiwán, Filipinas, Indonesia, Papúa Nueva Guinea y Nueva Zelanda. Es en esta zona fue donde se registró el sismo de mayor magnitud en la historia moderna de la humanidad de una magnitud de 9.6 grados en la escala de Richter en el año de 1960 (Chile). (Ref. i)

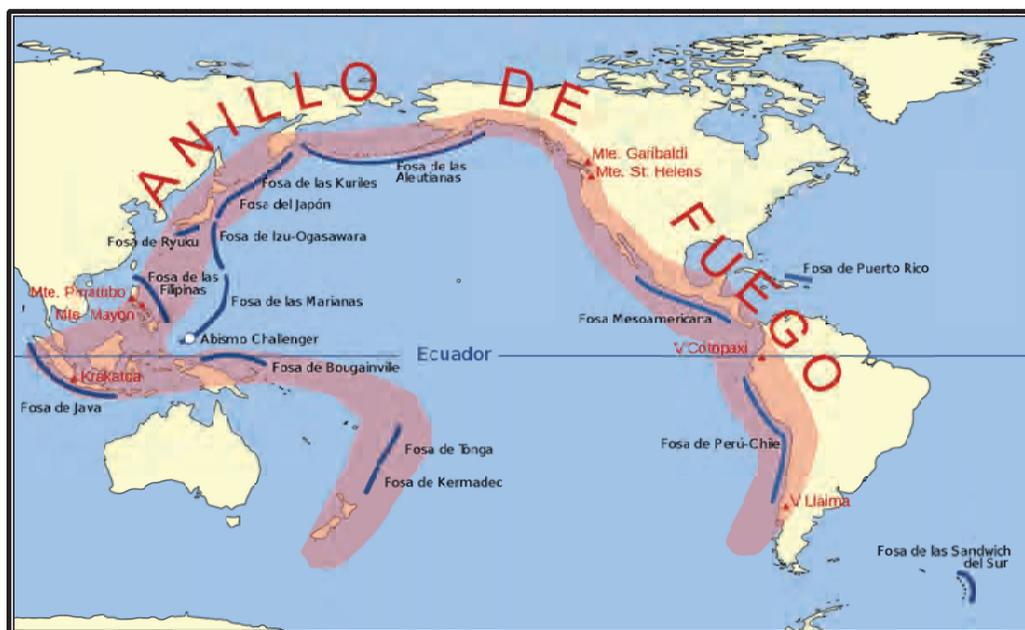


Figura 1.1: Anillo o Cinturón de fuego del pacífico.

La actividad sísmica dominante en Chile (Fig. 1.2) es consecuencia directa de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. Si se excluye la sismicidad superficial de Argentina y Bolivia y de ciertas zonas aisladas en el Centro de Chile, prácticamente todos los sismos se producen en la zona de acoplamiento entre las placas o en el interior de la placa de Nazca. Se identifican así cuatro diferentes tipos de sismicidad: de la zona exterior a la fosa, de la zona de contacto entre las placas, de extensión en el interior de la placa de Nazca y a más de 40 Km. de profundidad. Los sismos más peligrosos desde el punto de vista del riesgo, son naturalmente los grandes terremotos de subducción que alcanzan magnitudes de hasta 9 grados en la escala de Richter en diversos puntos del país. Otros temblores de menor intensidad son originados a profundidades intermedias en el interior de la placa de Nazca, aunque en algunos lugares como Chillán en 1939 o en el Norte de Chile en 1950 sobrepasaron la magnitud 8 grados en la escala de Richter. (Ref. 11)

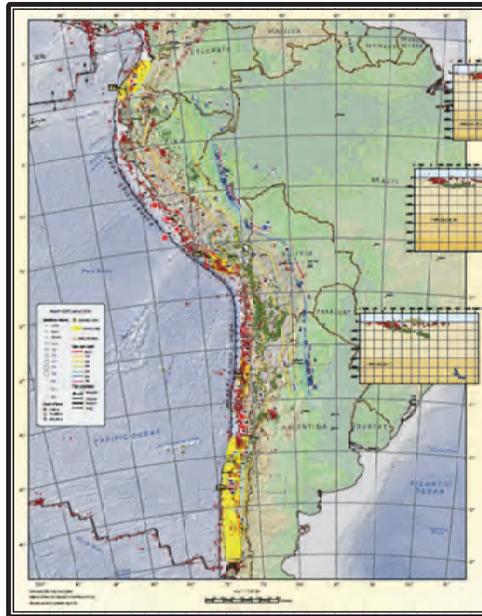


Figura 1.2: Sismicidad de Chile.

Para México (Fig. 1.3) la actividad sísmica más importante también está ligada al fenómeno de subducción de la placa de Cocos bajo la placa Norteamericana. La mayoría de los sismos localizados se concentran a lo largo de las fronteras entre las placas tectónicas, sin embargo, pueden notarse unos pocos sismos al interior del continente, en regiones alejadas de estas fronteras tectónicas, principalmente a lo largo de la faja volcánica, donde se concentra la mayor población de México. El mayor peligro se presenta en los sismos que tienen lugar a lo largo de las costas del Pacífico, entre las ciudades de Puerto Vallarta y Tapachula; no solo se producen sismos con gran frecuencia, sino también los de mayores magnitudes registradas en México. Estos sismos, que por su cercanía a las costas representan un grave peligro a las poblaciones costeras, afectan también al Valle de México, como se ha constatado durante los grandes sismos de 1911, 1957, 1979 y 1985. La influencia de los sismos costeros sobre la Ciudad de México, encontrada a más de 200 Km. de la costa, se debe a las condiciones particulares del suelo sobre el que se construyó la ciudad. (Ref. v)



Figura 1.3: Sismicidad de México.

Capítulo I: Introducción.

Como se ha mencionado, en ambos países el origen de los sismos es el mismo, pero presentan diferencias asociadas a la profundidad de ocurrencia, cercanía y condiciones del subsuelo. Así, para Chile se tienen registros sísmicos con frecuencias altas, mientras que para la Ciudad de México se presentan frecuencias bajas.

Dependiendo de las condiciones y características particulares de sismicidad de una zona o región, los reglamentos de construcción tienen implícita cierta filosofía de diseño. Verbigracia, para el caso de México, su normatividad pone especial atención en la capacidad dúctil de las conexiones que permita a las estructuras disipar energía sísmica, con objeto de evitar que estas experimenten por las acciones de diseño, daños importantes y/o colapsos. En el caso de otros reglamentos como el chileno, a través de las experiencias derivadas de sismos pasados se optó por el uso de sistemas estructurales en base a muros de cortante de concreto reforzado y a su vez con una alta densidad de estos en las construcciones para proporcionarles suficiente rigidez y resistencia.

Las primeras recomendaciones sobre el diseño sísmico fueron en el año de 1942 para México y por la misma época en Chile, en ellas se indicaba el coeficiente sísmico de diseño y la forma de distribución en elevación en la estructura.

En la historia moderna de ambos países, se ha presentado una evolución en su infraestructura civil asociada al crecimiento de grandes urbes, combinada con el desarrollo económico y social. Este crecimiento ha traído como consecuencia la necesidad de construir grandes edificaciones cuyas formas estructurales también han evolucionado con el paso de las experiencias derivadas de los sismos ocurridos en los años recientes. Actualmente es posible observar la aparición, cada vez más frecuente, de formas estructurales asimétricas tanto en planta como elevación. Por tal motivo, uno de los objetivos iniciales de este trabajo es hacer una recopilación y descripción de las formas estructurales tradicionales y modernistas que están desarrollando en ambos países y comparar el comportamiento que han experimentado con la ocurrencia de sismos recientes. Para ello, se comparan los daños típicos ocurridos en los elementos estructurales de estructuras representativas de las edificaciones de ambas regiones.

Como sucede en sismos de gran magnitud, se presentan daños y/o colapsos en las estructuras. En el caso de México, en 1985, se produjeron una gran cantidad de colapsos en edificaciones, principalmente debido a que fue rebasado el umbral de diseño y, en consecuencia, los elementos estructurales sufrieron grandes demandas de ductilidad, las cuales excedieron la capacidad de muchas estructuras. Otra causa importante de daño en edificios, fueron los efectos de torsión experimentados por la presencia de distribuciones asimétricas en rigideces y en masas que produjeron excentricidades estructurales importantes y por tanto, fuerzas constantes no consideradas en distintos elementos estructurales.

Para el caso de Chile, derivado del sismo ocurrido en 1985, solo se tuvo la necesidad de demoler un edificio y otros tantos presentaron daños que fueron reparados. Sin embargo, para el sismo del 2010, además de daños importantes, se produjo el colapso de varios edificios debido a problemas como la estructuración de piso blando, práctica estructural ocasionada por una tendencia arquitectónica en muchos países y debido a la aparición de edificaciones modernistas con asimetrías importantes tanto en planta como en elevación.

Con base a lo anterior se propuso hacer una revisión de los principales daños causados por los terremotos del 3 de marzo de 1985 (Chile), el 19 de septiembre de 1985 (México) y el 27 de febrero de 2010 (Chile) fundamentalmente en edificios de concreto reforzado tales como: Grieta

Capítulo I: Introducción.

horizontal/pérdida de material en muros estructurales de pisos inferiores o primeros subterráneos, Fractura en acero de refuerzo longitudinal en muros, Desaplomo, Agrietamiento de losas, Daño severo en elementos secundarios o no estructurales y daño en dinteles, entre otros. Estos tipos de daños generalmente fueron identificados en sistemas estructurales que tienen “piso blando” o “soft floor”.

Por otra parte, la evolución de los equipos y programas de cómputo especializados, ha hecho posible el desarrollo de proyectos poco convencionales y altamente complejos, por lo que, en esta tesis resultó de interés comparar las tendencias actuales en el diseño sísmico de estructuras en Chile y en México, tomando en cuenta sus condiciones de sismicidad.

Así, como parte fundamental de este trabajo se compararon y discutieron los criterios y filosofías para el análisis y diseño sísmico de estructuras empleadas a través del tiempo por los reglamentos RCDF (México) y NCh (Chile), considerando las últimas modificaciones sufridas por estos códigos, tales como el DS 61 aparecida en 2012.

Como una alternativa para evaluar el comportamiento de las edificaciones, se consideró el concepto del “Perfil Bío-Sísmico”, propuesto por el Ingeniero Tomas Guendelman, destacado profesor de la Universidad de Chile, en el cual se propone hacer una revisión de los parámetros dinámicos más importantes de un edificio para estimar su posible comportamiento ante sismos intensos.

Para mostrar la aplicación del concepto del “Perfil Bío-Sísmico”, se propuso como caso de estudio en esta tesis, diseñar una edificación de 20 niveles empleando los códigos RCDF y NCh vigentes en México y Chile, respectivamente. Su estructuración fue a base de marcos y muros de concreto reforzado, tratando de mantenerla sin cambios importantes, aunque para el caso de Chile la densidad de muros fue mayor, es decir, la distribución y la posición de los diferentes elementos fue esencialmente la misma, variando espesores de muros o tamaños de columnas, como era de esperarse de acuerdo a su filosofía de diseño. Los edificios presentaron una planta rectangular con dimensiones de 24 metros y 40 metros y con alturas de entrepiso de 2.75 metros. En los análisis se tomaran en cuenta las propiedades nominales de los materiales de acuerdo a la normatividad usada en cada caso.

La modelación matemática y análisis de los edificios se realizó con el programa ETABS, que nos permite obtener directamente las derivas de entrepiso y elementos mecánicos de diseño, entre otros.

El diseño de los elementos estructurales fue realizado según los reglamentos de México (RCDF) y de Chile (ACI 318 y NCh 430) y se comparan los armados resultantes.

Finalmente se presentan las conclusiones y algunas recomendaciones para futuras investigaciones.

Esta tesis se organiza de acuerdo al siguiente capitulado, que delimita los alcances del desarrollo del tema:

- **Capítulo I: Introducción.**

Este primer capítulo está orientado al planteamiento del problema y sus objetivos; se busca introducir al tema a desarrollar.

- **Capítulo II: Formas estructurales.**

Se presentan las formas estructurales más representativas a lo largo de la historia de México y Chile.

- **Capítulo III: Daños estructurales.**

Aquí se detallan los daños más importantes en edificios de concreto reforzado producidos por los sismos de 1985 y 2010.

- **Capítulo IV: Normatividad y sismicidad.**

En este capítulo se muestran las características de los registros sísmicos ocurridos recientemente en ambos países junto con la normatividad utilizada actualmente y sus posteriores modificaciones.

- **Capítulo V: Perfil Bío-Sísmico.**

Se presenta el concepto de Perfil Bío-Sísmico, como un indicador del comportamiento sísmico que podría esperarse en un edificio.

- **Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.**

Se describen las características estructurales y geométricas de los edificios en estudio, así como también las propiedades mecánicas de sus materiales y los parámetros utilizados en su diseño.

- **Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.**

En él, se realiza una comparación de los resultados de los análisis dinámicos, tales como períodos, desplazamientos de entrepisos, entre otros, de los dos edificios, con lo cual fue posible obtener el Perfil Bío-Sísmico de cada estructura, de utilidad en el estudio de su respuesta sísmica.

- **Capítulo VIII: Diseño estructural.**

Se presenta el procedimiento empleado para el diseño de los dos edificios, es decir, el cálculo de armaduras de los elementos de ambos edificios, atendiendo a la normatividad vigente en ambos países.

- **Capítulo IX: Conclusiones.**

Se destacan los aspectos más relevantes de este trabajo y se hacen recomendaciones para futuros estudios sobre el tema abordado.

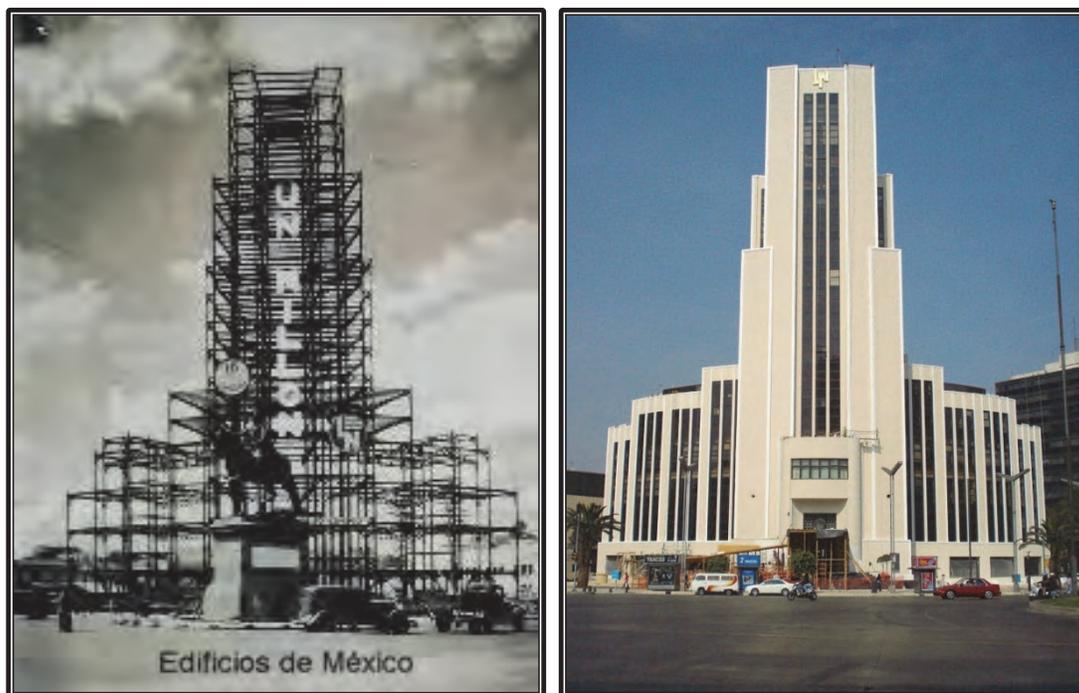
II. Formas Estructurales.

II.1 Estructuraciones antes y después de 1985.

Las primeras recomendaciones para diseño por sismo en México fueron en el año de 1942, mientras que para Chile también fue en la década de los años 40, cuando se integraron al análisis de las formas estructurales las solicitaciones dinámicas.

Existen dos tipos de filosofía con respecto a cómo enfrentar las acciones sísmicas en las estructuras que son la ductilidad y la resistencia, en el caso de México se elige la ductilidad, en tanto que para Chile se optó por el camino opuesto la resistencia.

Los edificios construidos en México antes de 1985 estaban estructurados en base a marcos rígidos de trabe–columna de secciones pequeñas, estos podían ser de acero o concreto reforzado, utilizando plantas con simetría con respecto a un eje y teniendo algunas irregularidades en elevación. De entre los edificios construidos antes de 1985 figuran el Edificio El Moro (Fig. 2.1 a 2.3), Torre Prisma (Fig. 2.4 y 2.5), Edificio La Nacional (Fig. 2.6 a 2.8), Torre Contigo (Ex Torre Anáhuac) (Fig. 2.9 y 2.10), Edificio Miguel E. Abed (Fig. 2.11 y 2.12), Torre Insignia (Fig. 2.13 a 2.15), Torre de Tlatelolco (Fig. 2.16 y 2.17), la Torre Latinoamericana (Fig. 2.18 a 2.20) y la Torre Ejecutiva Pemex (Fig. 2.21 y 2.22); algunos de ellos ubicados en el centro histórico de Ciudad de México.



Figuras 2.1 y 2.2: Edificio El Moro, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.3: Edificio El Moro, México, DF.



Figuras 2.4 y 2.5: Torre Prisma, México, DF. (Ref. I)



Figuras 2.6 y 2.7: Edificio La Nacional, México, DF. (Ref. I)

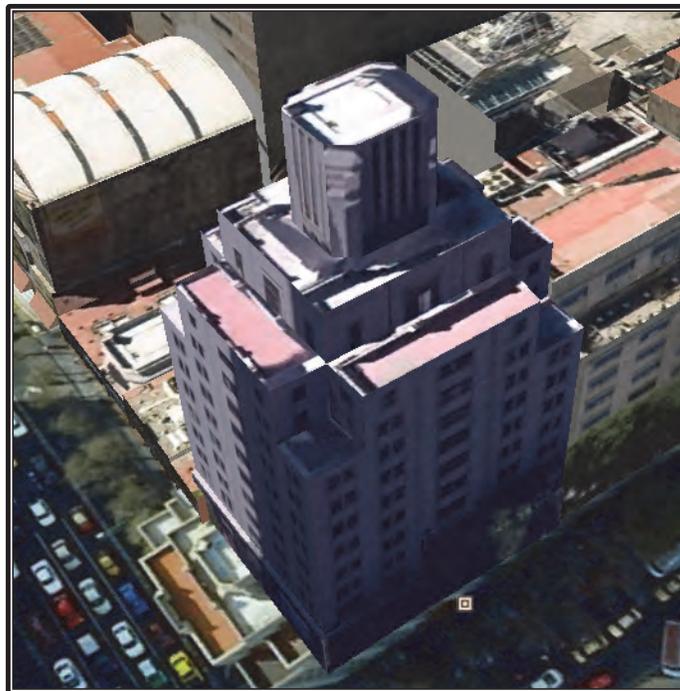
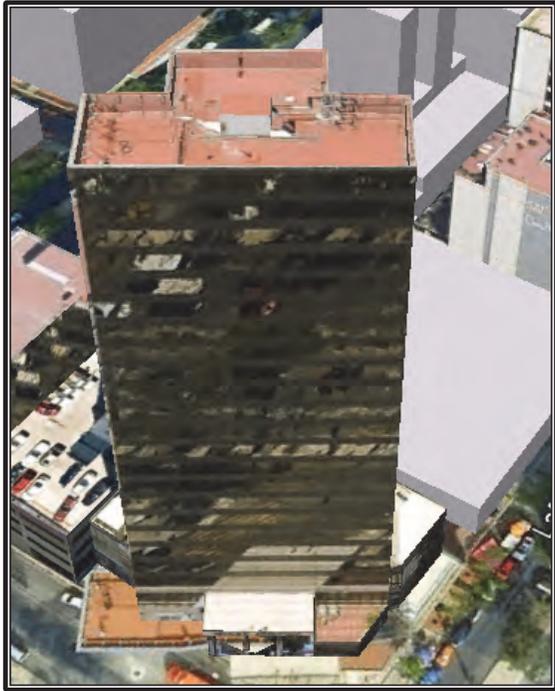
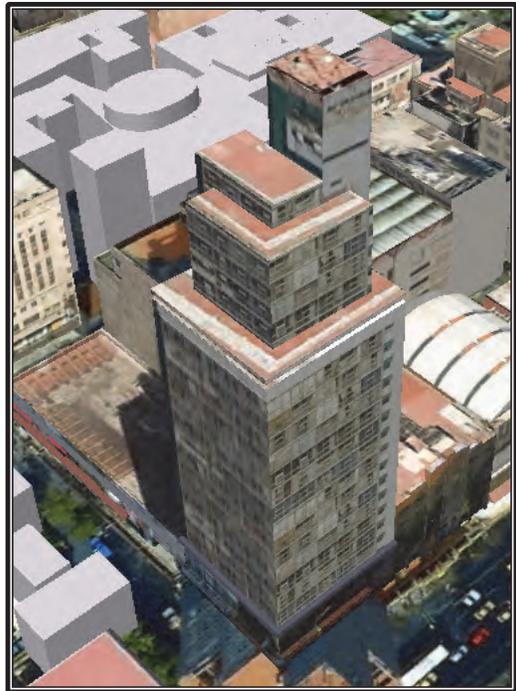


Figura 2.8: Edificio La Nacional, México, DF.



Figuras 2.9 y 2.10: Torre Contigo, México, DF. (Ref. I)



Figuras 2.11 y 2.12: Edificio Miguel E Abed, México, DF. (Ref. I)



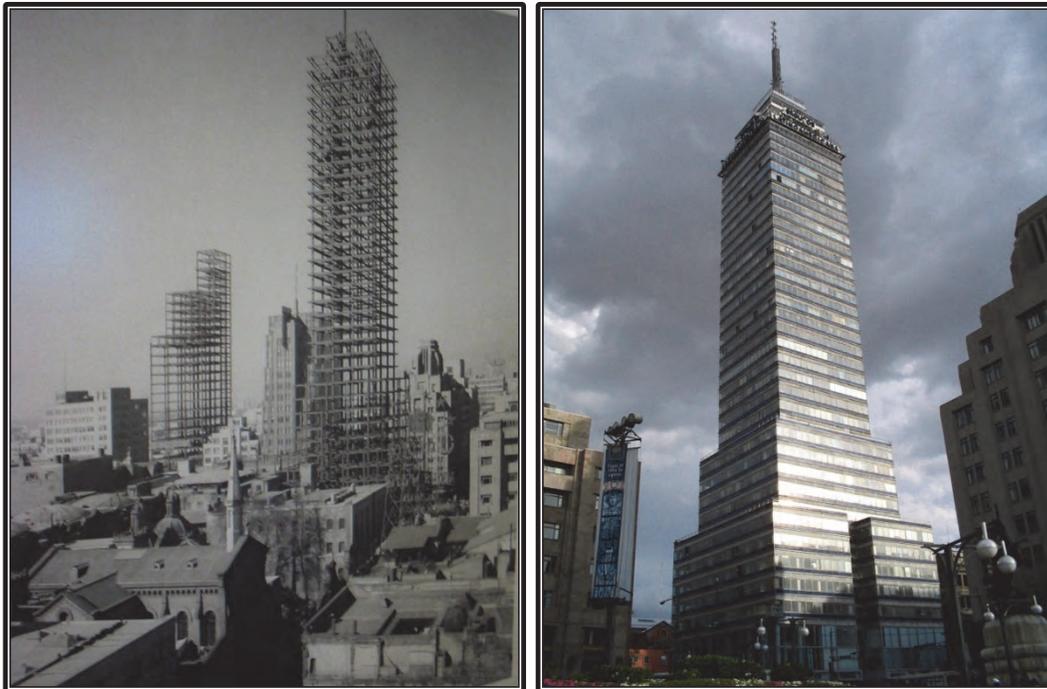
Figuras 2.13 y 2.14: Torre Insignia, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.15: Torre Insignia, México, DF.



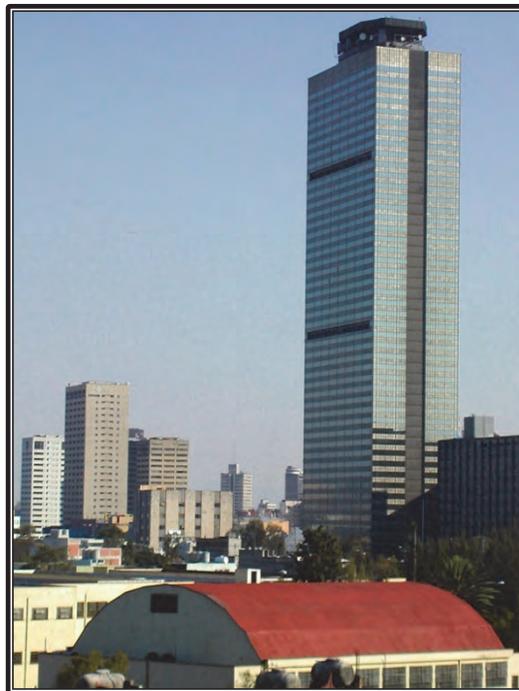
Figuras 2.16 y 2.17: Torre de Tlatelolco, México, DF. (Ref. I)



Figuras 2.18 y 2.19: Torre Latinoamericana, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.20: Torre Latinoamericana, México, DF.



Figuras 2.21 y 2.22: Torre Ejecutiva Pemex, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.23: Torre Ejecutiva Pemex, México, DF.

Otro punto a destacar es la utilización de multifamiliares como es el caso del “Conjunto Urbano Presidente Adolfo López Mateos de Nonoalco Tlatelolco” (Fig. 2.24 a 2.26), inaugurado en el año de 1964.



Figura 2.24: Conjunto Urbano Presidente Adolfo López Mateos de Nonoalco Tlatelolco, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.25: Conjunto Urbano Presidente Adolfo López Mateos de Nonoalco Tlatelolco, México, DF. (Ref. I)

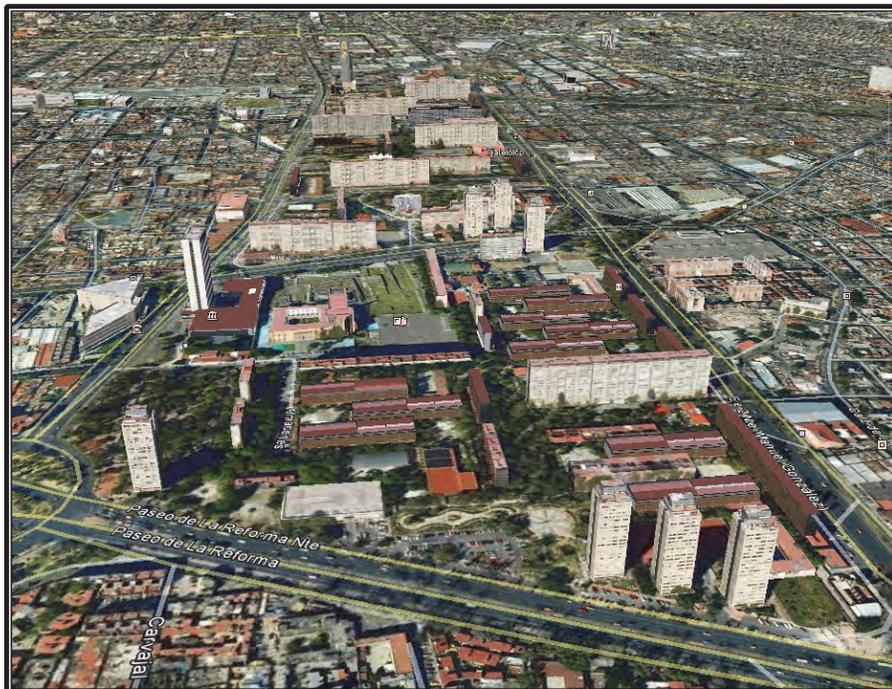


Figura 2.26: Conjunto Urbano Presidente Adolfo López Mateos de Nonoalco Tlatelolco, México, DF.

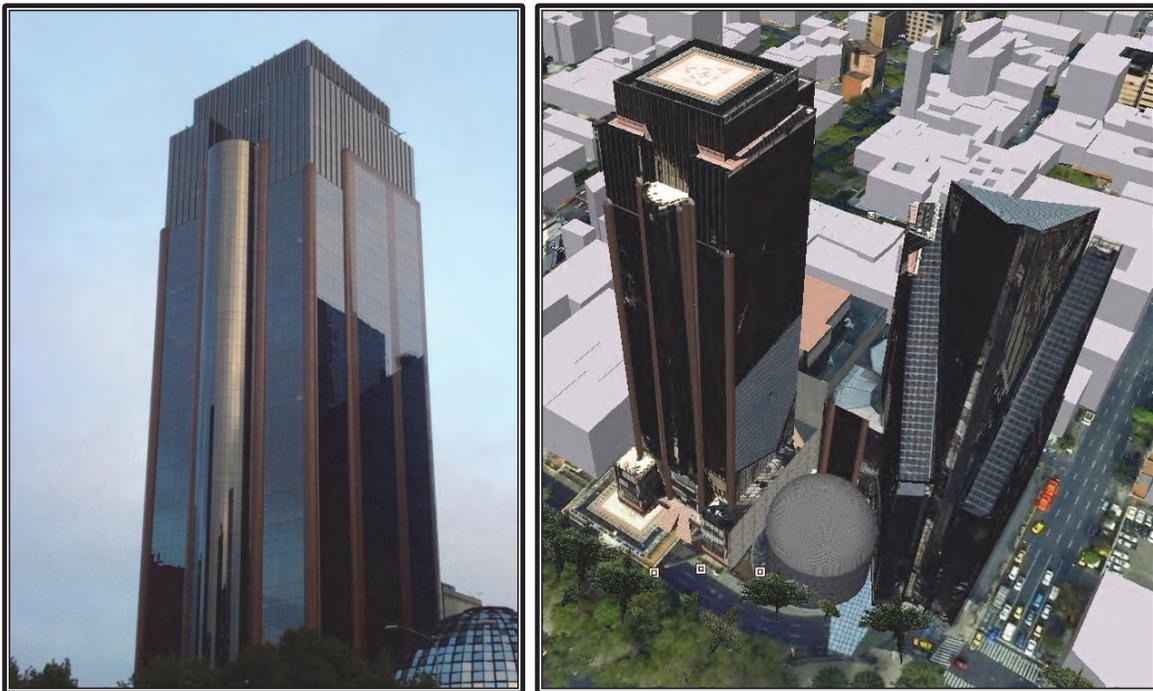
Capítulo II: Formas Estructurales.

Datos de los edificios mostrados anteriormente.

Edificio	Ciudad	Año	Numero de pisos	Numero de subterráneos	Uso	Altura
Edificio El Moro	DF	1946	20	6	Oficinas	107 m
Torre Prisma	DF	1971	28	0	Oficinas	120.4 m
Edificio La Nacional	DF	1933	13	0	Oficinas	55 m
Torre Contigo	DF	1946	24	1	Oficinas	125.4 m
Edificio Miguel E Abed	DF	1955	29	15	Oficinas	125 m
Torre Insignia	DF	1966	25	8	Oficinas	128 m
Torre de Tlatelolco	DF	1970	24	4	Corporativo	102 m
Torre Latinoamericana	DF	1972	45	3	Oficinas	188 m
Torre Ejecutiva Pemex	DF	1983	52	8	Corporativo	214 m

Después del terremoto del 19 de septiembre de 1985, se modificaron algunas cosas con respecto a la estructuración de edificios con marcos rígidos haciendo que las secciones sean mayores y que se cumplan con algunas condiciones de ductilidad, siempre siguiendo una línea de arquitectura donde hay irregularidades tanto de masas, elevaciones y plantas.

Ejemplo de edificios construidos después de 1985 son: el Edificio Reforma 265 (Torre Reforma Axtel) (Fig. 2.27 y 2.28), Residencial del Bosque 1 y 2 (Fig. 2.29 y 2.30), La Torre Libertad (Torre St. Regis Hotel) (Fig. 2.31 y 2.32), Torre HSBC (Fig. 2.33 y 2.34), y la Torre New York Life (que está en construcción) (Fig. 2.35 y 2.36).



Figuras 2.27 y 2.28: Edificio Reforma 265, México, DF. (Ref. I)



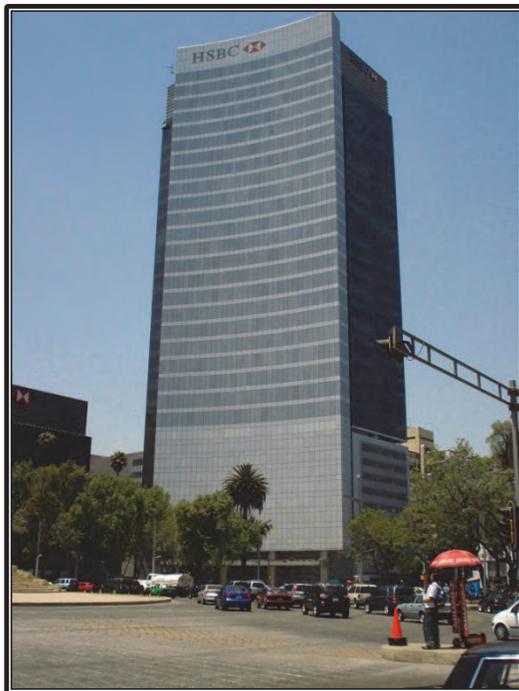
Figura 2.29: Residencial del Bosque 1 y 2, México, DF. (Ref. I)



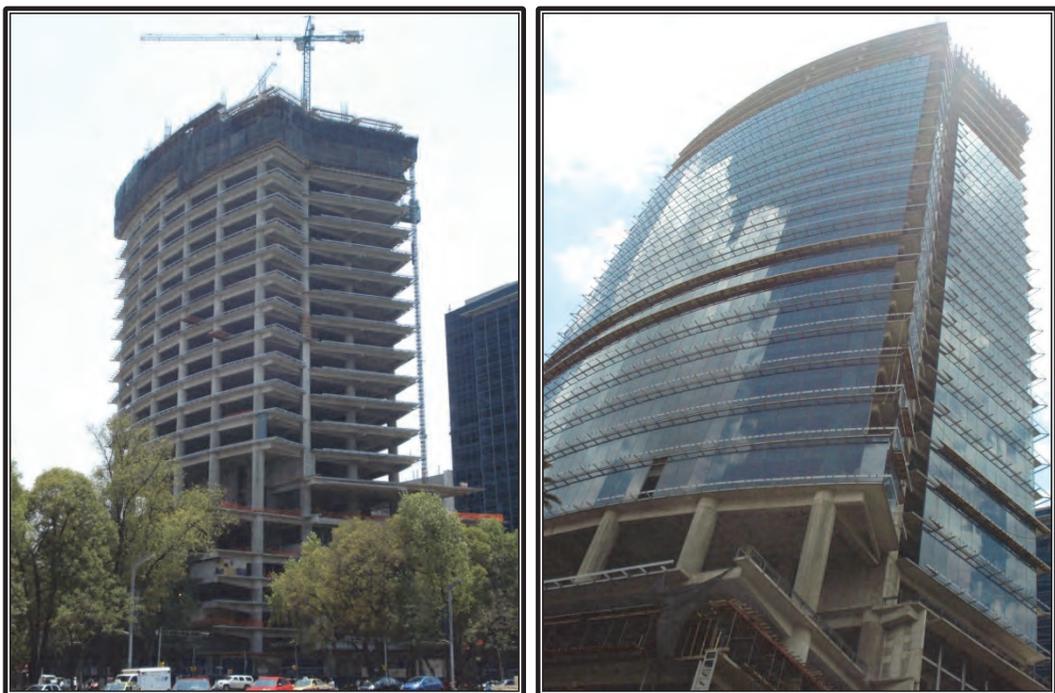
Figura 2.30: Residencial del Bosque 1 y 2, México, DF.



Figuras 2.31 y 2.32: Torre Libertad, México, DF. (Ref. I)



Figuras 2.33 y 2.34: Torre HSBC, México, DF. (Ref. I)



Figuras 2.35 y 2.36: Torre New York Life, México, DF. (Ref. I)

Datos de los edificios mostrados anteriormente:

Edificio	Ciudad	Año	Numero de pisos	Numero de subterráneos	Uso	Altura
Edificio Reforma 265	DF	1996	30	13	Corporativo	128 m
Residencial del Bosque 1 y 2	DF	1999	30	14	Habitacional	128 m
Torre Libertad	DF	2008	33	7	Hotel - Habitacional	150 m
Torre HSBC	DF	2005	36	12	Oficinas	136 m
Torre New York Life	DF	2012	32	5	Comercial	150 m

Al considerar la ductilidad como forma de disipar energía ante sollicitaciones sísmicas, las zonas con mayor demanda son las uniones trabe–columna; los edificios construidos antes de 1985, mostrados en las figuras, se han comportado muy bien con respecto a la generación de daños, éstos han sido controlados sin llegar al colapso y han soportado los sismos posteriores en Ciudad de México, ello producto de una buena estructuración en base a marcos rígidos, sin embargo, para el terremoto de 1985 se tuvo cerca de 30000 estructuras destruidas y 68000 con daños parciales, debido a que el sismo superó el umbral de diseño. Los edificios que presentaron mayores daños fueron los de mediano y alto periodo ya que estos igualaron el periodo del suelo, provocando una resonancia, lo cual implicó que el edificio no pudiera desarrollar la ductilidad con la que había sido diseñado, para edificios de bajo periodo sus daños fueron relativamente menores.

Capítulo II: Formas Estructurales.

El suelo de la Ciudad de México es un factor de gran importancia debido a que tiene en algunas zonas el periodo dominante es del orden de los 2 segundos. Esto no está relacionado con que el código del año 1976 o anterior sea superior o mejor que el del año 2004 o viceversa, lo importante es un buen criterio sobre la estructuración entregara un buen comportamiento ante cualquier sollicitación dinámica.

Para el caso de Chile, las casas utilizan distintos tipos de materiales como adobe, madera y mampostería; todas estas construcciones se basan en muros de carga que resistan las sollicitaciones producidas por acciones accidentales (sismo y viento). Cabe mencionar que para el caso de la mampostería hasta el año 1939, se utilizaba sin confinamiento, posteriormente se modificaron hacia la mampostería armada con castillos interiores y mampostería reforzada con dalas y castillos.

Para las casa de adobe (Fig. 2.37) su porcentaje aumenta en la zona norte y central de Chile mientras que en la zona sur es muy baja, podemos encontrar casas con una data de más de 100 años.



Figura 2.37: Casa de Adobe, San Pedro de Atacama, Chile.

Las casas de madera se utilizan en todo el país, siendo el mayor porcentaje en la zona sur del país; también podemos encontrar casas con más de 100 años de antigüedad como es el caso de la "Casa Strauch" (Fig. 2.38).



Figura 2.38: Casa Strauch, camino Los Bajos, Región de los Lagos, Chile. (Ref. VII)

Las casas de albañilería se utilizan en todo el país, siendo la utilización de la albañilería confinada con castillos y dalas la de mayor construcción, mientras que la albañilería armada (dalas interiores) es de menor uso. Originalmente se construía toda la casa con mampostería, tanto el primer y segundo piso, con el paso del tiempo se ha hecho que solo el primer piso sea de mampostería y el segundo pueda ser de madera o de perfiles laminados en frío, en simples palabras una estructura liviana, como podemos ver en la figura 2.39.



Figura 2.39: Casa de Mampostería, Valdivia, Chile.

Para el caso de edificios el 99% de ellos son de concreto reforzado mientras que el 1% es de acero. La estructuración de mayor utilización es el de muros de cortantes la cual ocupa entre el 2% al 5% del área de la planta, para edificios de acero es la utilización de marcos rígidos.

Capítulo II: Formas Estructurales.

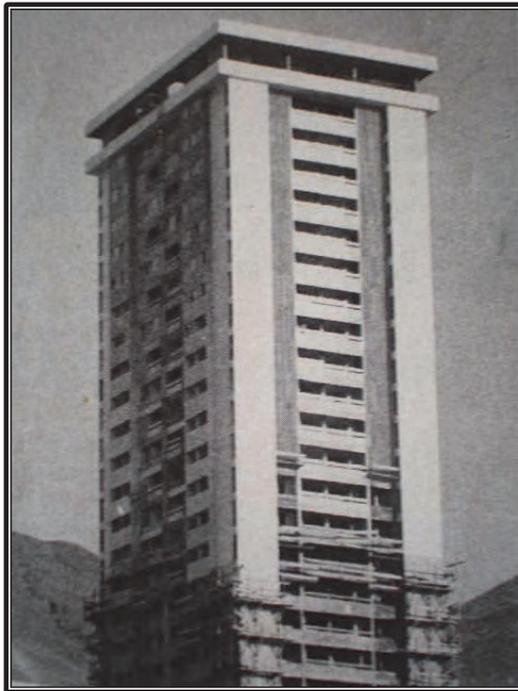
Hasta el año 1985 los edificios de concreto reforzado estaban entre los 4 a 20 pisos con plantas muy regulares y con una alta densidad de muros, por ejemplo: el Edificio Torre de Tajamar (Fig. 2.40 y 2.41), la Torre Edmundo Pérez Zujovic (Fig. 2.42 y 2.43), el Edificio Torre 6 San Borja (Fig. 2.44 y 2.45), como siempre, se cumple “las excepciones que rompen la regla” están los Edificios Torre Santa María (Fig. 2.46 y 2.47), Hanga Roa (Fig. 2.48 y 2.49), Acapulco (Fig. 2.50 y 2.51) y otro ubicado en Av. Providencia (Fig. 2.52 y 2.53).



Figura 2.40: Edificio Torre de Tajamar, Santiago, Chile. (Ref. VIII)



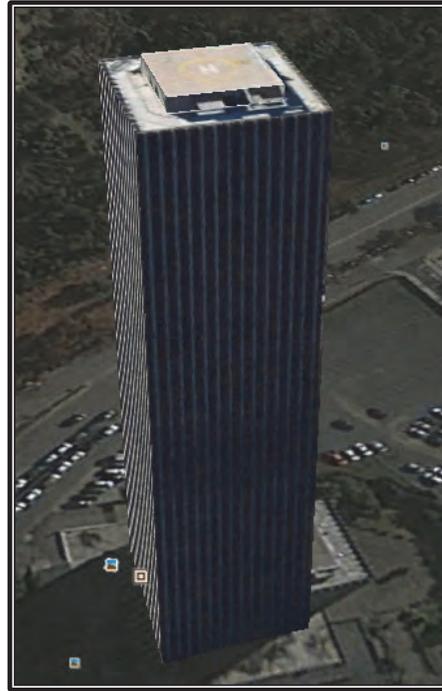
Figura 2.41: Edificio Torre de Tajamar, Santiago, Chile.



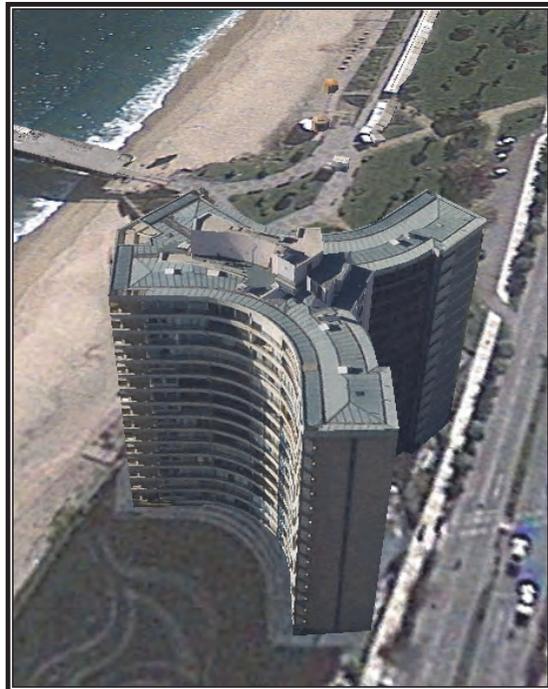
Figuras 2.42 y 2.43: Torre Edmundo Pérez Zujovic, Antofagasta, Chile. (Ref. I)



Figuras 2.44 y 2.45: Edificio Torre 6 San Borja, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figuras 2.46 y 2.47: Torre Santa María, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figuras 2.48 y 2.49: Edificio Hanga Roa, Viña del Mar, Chile.



Figura 2.50: Edificio Acapulco, Viña del Mar, Chile. (Ref. I)



Figura 2.51: Edificio Acapulco, Viña del Mar, Chile.



Figura 2.52: Edificio en Providencia, Santiago, Chile.

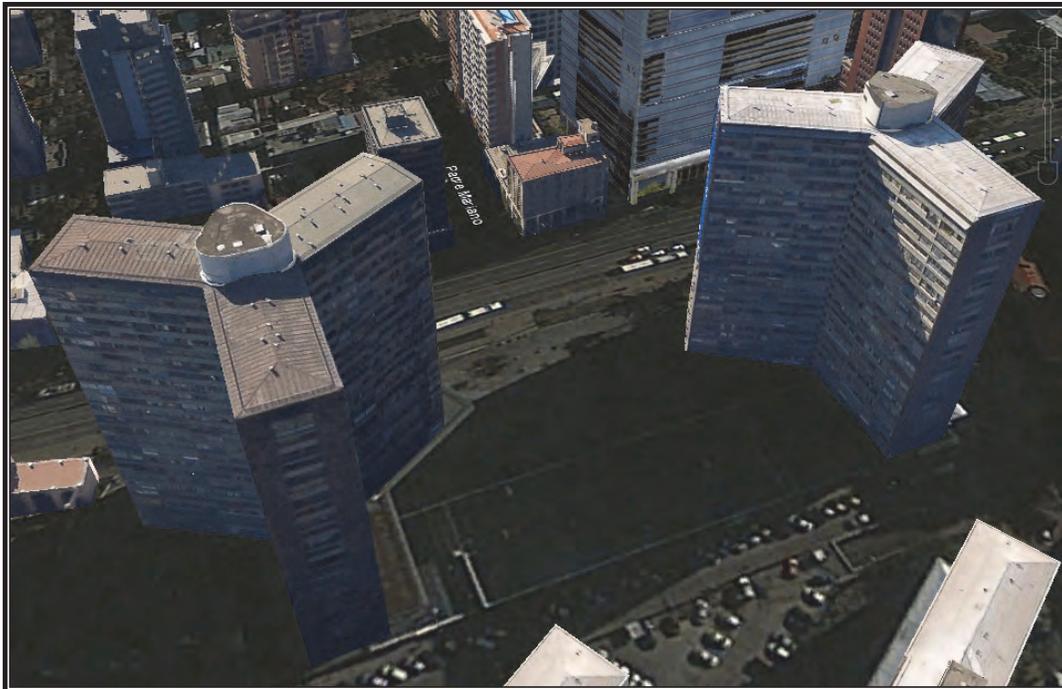


Figura 2.53: Edificio en Providencia, Santiago, Chile.

Capítulo II: Formas Estructurales.

Al igual que en México, en Chile se utilizaron proyectos de “multifamiliares” entre el que se destaca la Villa Frei (Fig. 2.54 y 2.55), Villa Portales y la Remodelación San Borja.



Figura 2.54: Villa Frei, Santiago, Chile.



Figura 2.55: Villa Frei, Santiago, Chile.

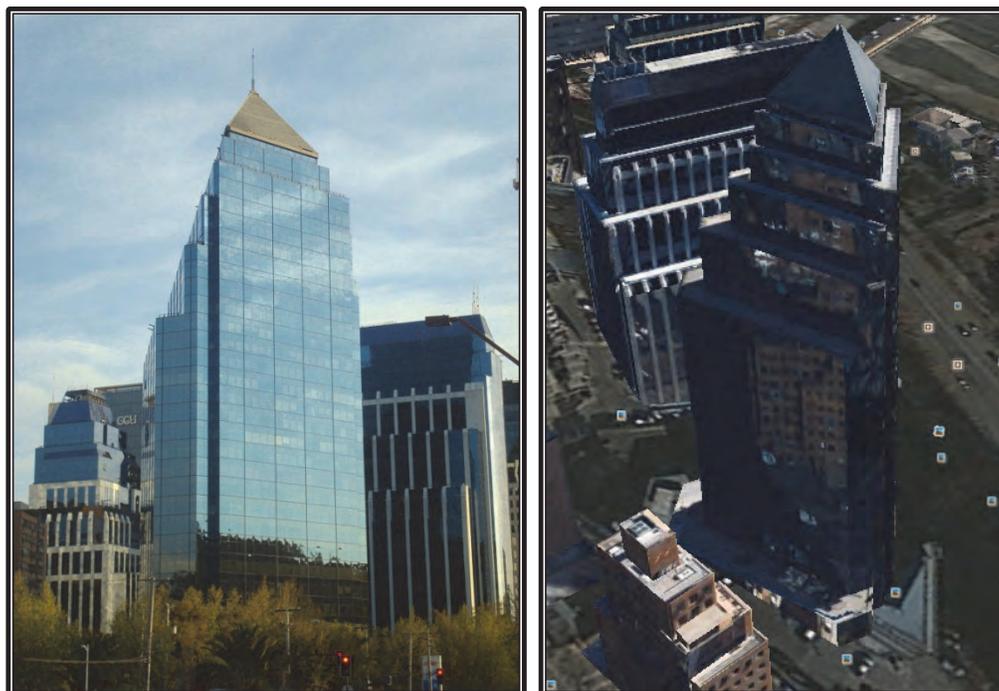
Capítulo II: Formas Estructurales.

Datos de los edificios mostrados anteriormente:

Edificio	Ciudad	Año	Numero de pisos	Numero de subterranos	Uso	Altura
Edificio Torre de Tajamar	Santiago	1967	28	0	Habitacional	128 m
Torre Edmundo Pérez Zujovic	Antofagasta	1978	24	0	Habitacional	92 m
Edificio Torre 6 San Borja	Santiago	1977	28	0	Habitacional	128 m
Torre Santa María	Santiago	1980	33	0	Habitacional	110 m
Edificio Hanga Roa	Viña del Mar	1970s	15	0	Habitacional	
Edificio Acapulco	Viña del Mar	1970s	14	1	Habitacional	

Al ver los edificios de las figuras 2.40 a 2.55 advertimos que se cumple la tendencia de muros de cortante, posteriormente al sismo de 1985 y con el avance de los computadores se ha tenido una tendencia de cambiar lo que había funcionado bien, como disminuir el porcentaje de muros de cortante, aumentar los claros especialmente en edificios corporativos, entre otros cambios son las irregularidades de masa como ubicar la alberca en la azotea. Ello lo podemos ver en los siguientes edificios: Torre de la Industria (Fig. 2.56 y 2.57), Torre Telefónica Chile (Fig. 2.58 a 2.60), Boulevard Kennedy Santiago Marriot Hotel (Fig. 2.61 y 2.62), Grand Hyatt Santiago (Fig. 2.63 y 2.64) y Torre Isidora 3000 (Fig. 2.65 a 2.67).

Otro ejemplo de lo anterior, es la Torre Gran Costanera, ubicada en Santiago de Chile (Fig. 2.68 a 2.71) tendrá 300 metros altura y 70 niveles, además de 7 niveles de estacionamiento, empero cabe destacar que este edificio no tendrá un sistema de protección sísmica.



Figuras 2.56 y 2.57: Torre de la Industria, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figuras 2.58 y 2.59: Torre Telefónica Chile, Santiago, Chile. (Ref. I)

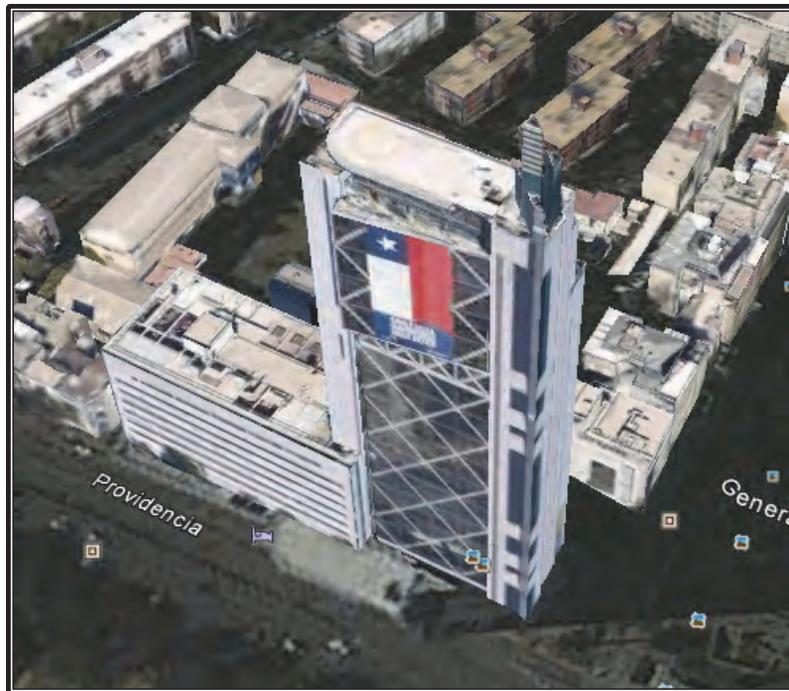
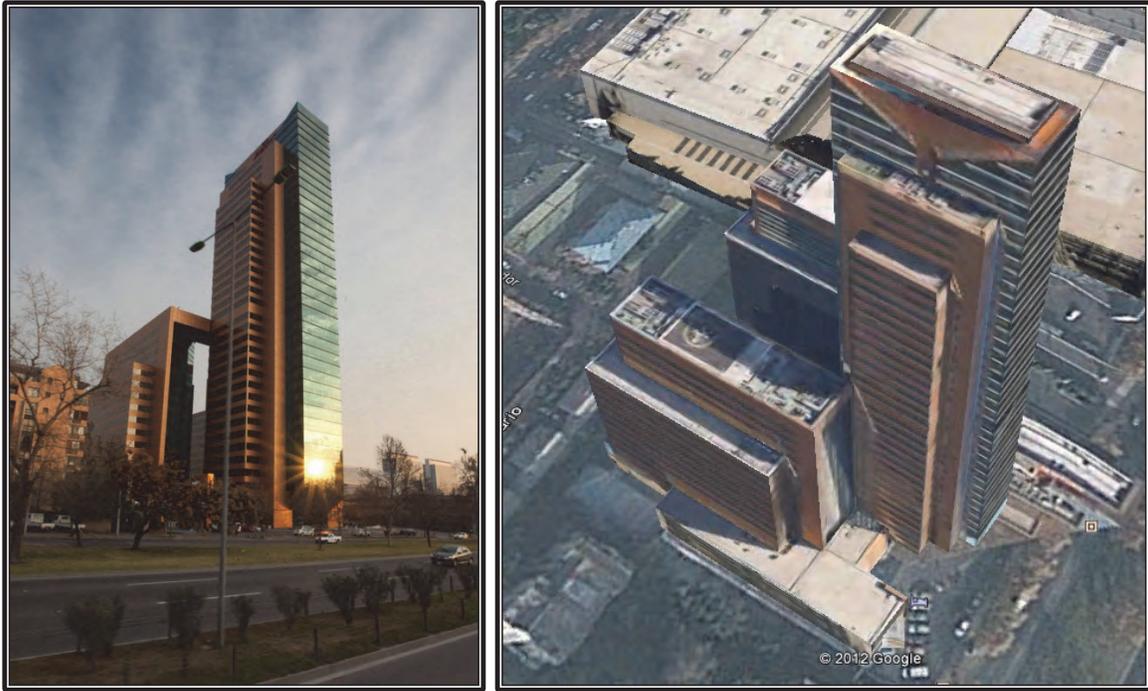


Figura 2.60: Torre Telefónica Chile, Santiago, Chile.



Figuras 2.61 y 2.62: Boulevard Kennedy Santiago Marriot Hotel, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figura 2.63: Grand Hyatt Santiago, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figura 2.64: Grand Hyatt Santiago, Santiago, Chile.



Figura 2.65: Torre Isidora 3000, Santiago, Chile. (Ref. X)



Figura 2.66: Torre Isidora 3000, Santiago, Chile. (Ref. IX)

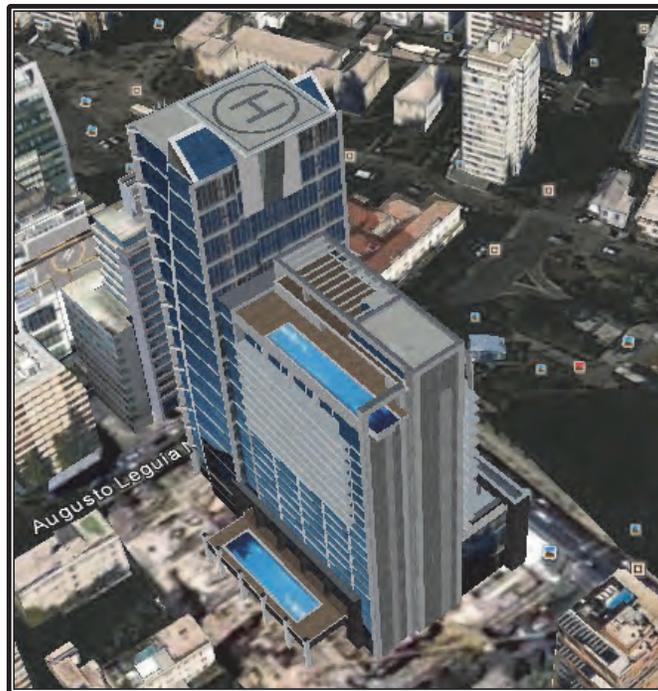
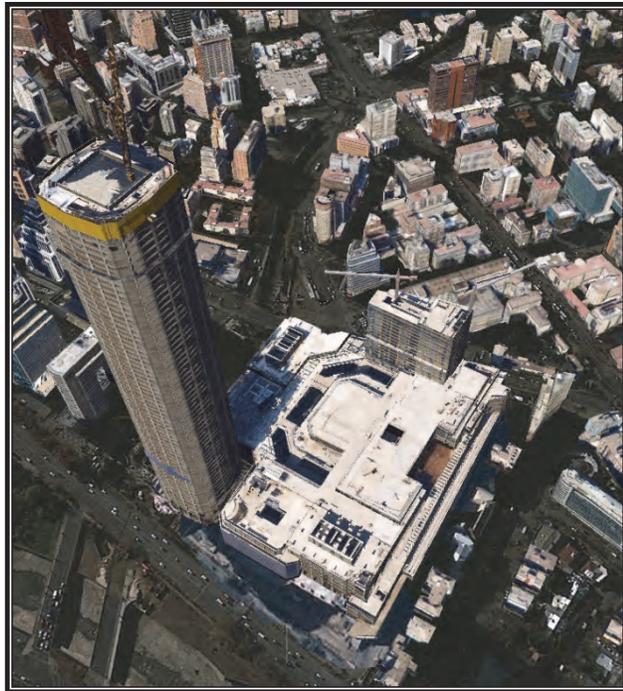
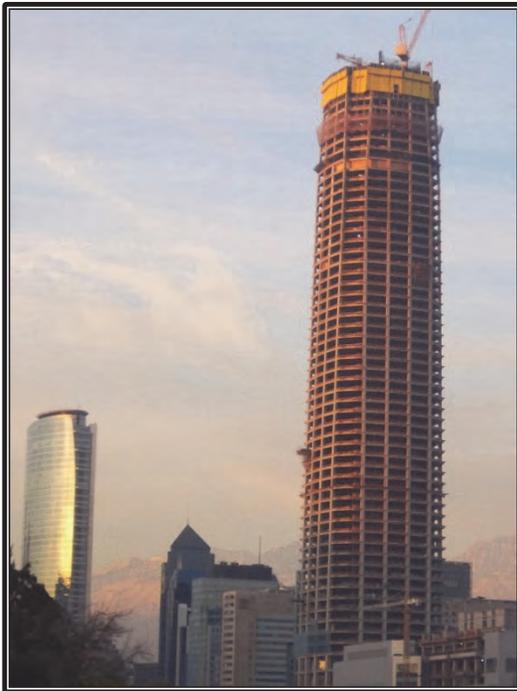


Figura 2.67: Torre Isidora 3000, Santiago, Chile.



Figuras 2.68 y 2.69: Torre Gran Costanera, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figuras 2.70 y 2.71: Torre Gran Costanera, Santiago, Chile. (Ref. I)

Datos de los edificios mostrados anteriormente:

Edificio	Ciudad	Año	Numero de pisos	Numero de subterráneos	Uso	Altura
Torre de la Industrias	Santiago	1994	33	0	Corporativo	120 m
Torre Telefónica Chile	Santiago	1996	34	0	Corporativo	143 m
Boulevard Kennedy Santiago Marriot Hotel	Santiago	1999	40	2	Hotel	145 m
Grand Hyatt Santiago	Santiago	1992	24	0	Hotel	100 m
Torre Isidora 3000	Santiago	2010	31	0	Mixto	118 m
Torre Gran Costanera	Santiago	2013	71	6	Oficinas	303 m

Como se aprecia, los edificios construidos antes de 1985, se han comportado muy bien ante sismos a lo largo de su historia, debiendo resaltar que algunos de ellos su acero de refuerzo en muros es menor al exigido por el código de diseño de concreto reforzado ACI 318 lo cual implica que no cumplen con la cuantía mínima; si han tenido buen comportamiento es porque su estructuración fue concebida con criterio ingenieril, la estadística de daños para este sismo fue de algunos edificios dañados y solo uno fue declarado con daños irreparables y posteriormente demolido. En cuanto a las viviendas 142,489 resultaron destruidas y otras obras civiles resultaron con graves daños como lo fue el puerto de San Antonio. Lamentablemente con el sismo del 27 de febrero de 2010 edificios relativamente nuevos con una edad menor de 5 años fallaron ello debido a una mala estructuración como lo es el “Piso Blando”.

II.2 Evolución de las herramientas de análisis y diseño.

Aspecto importante a tratar, dado el creciente avance de la tecnología lo cual se encuentra directamente relacionado con los programas informáticos de análisis estructural, los cuales hace que los modelos matemáticos sean más refinados. A pesar de las facilidades que ellos otorgan, también representan problemas, ya que se aplican ciertos elementos que en realidad no cumplen con sus hipótesis, como es el caso de los diafragmas rígidos.

Al respecto, ante la posibilidad de tener una planta irregular de forma de “U”, aplicamos el diafragma rígido y analizamos al checar sus resultados vemos que todo cumple sin problema, pero en realidad no se está asegurando el comportamiento del sistema de piso como diafragma.

De esa forma, se tiende a pensar que al realizar el modelo matemático se solucionan todos los problemas y que la estructura se comportará de la forma en que se idealizó, pero en realidad si alguna de las hipótesis no cumple esto, invalida el modelo matemático. Así, representa un error de la gran mayoría de los estudiantes al considerar más productivo dedicar tiempo al estudio y la práctica del software, que las bases teóricas de éste.

En esas condiciones, se han edificado inmuebles que no cumplen con algunas hipótesis de análisis y por consiguiente se construyen sin ningún temor ante sollicitaciones sísmicas.

Capítulo II: Formas Estructurales.

Las formas estructurales actuales son muy atrevidas, ello propiciado por la factibilidad de los programas estructurales, algunas edificaciones con este tipo de construcción, son el Estadio Nacional de Pekín o Nido de Pájaro (Fig. 2.72 a 2.74) y el Centro Acuático de Pekín o Cubo de Agua (Fig. 2.75 a 2.77).



Figura 2.72: Estadio Nacional de Pekín, Pekín, China. (Ref. v)

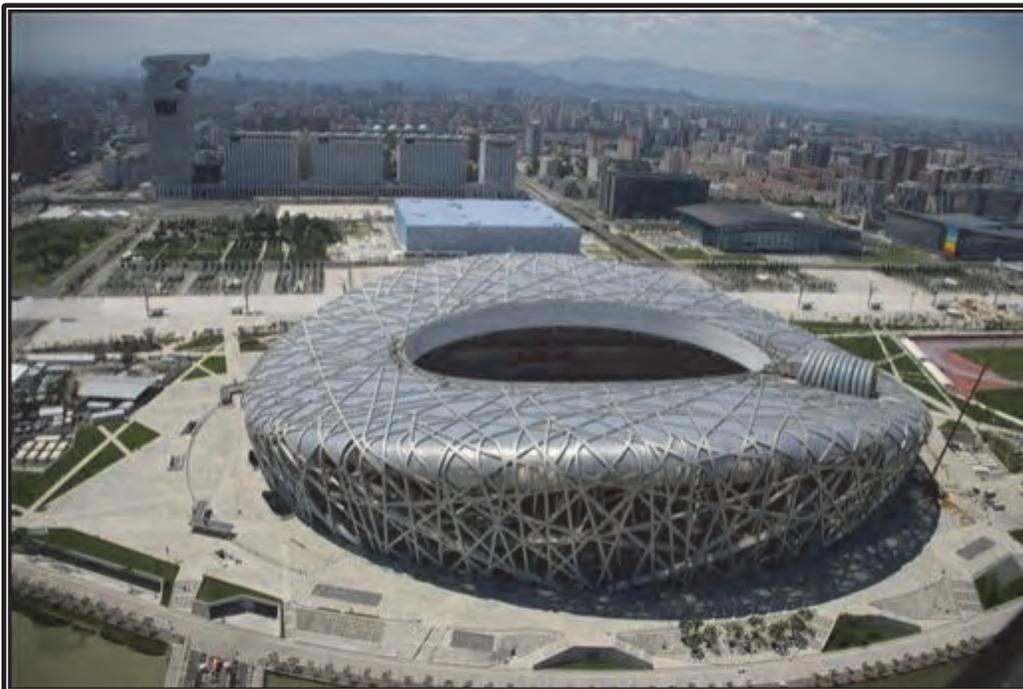


Figura 2.73: Estadio Nacional de Pekín, Pekín, China. (Ref. v)

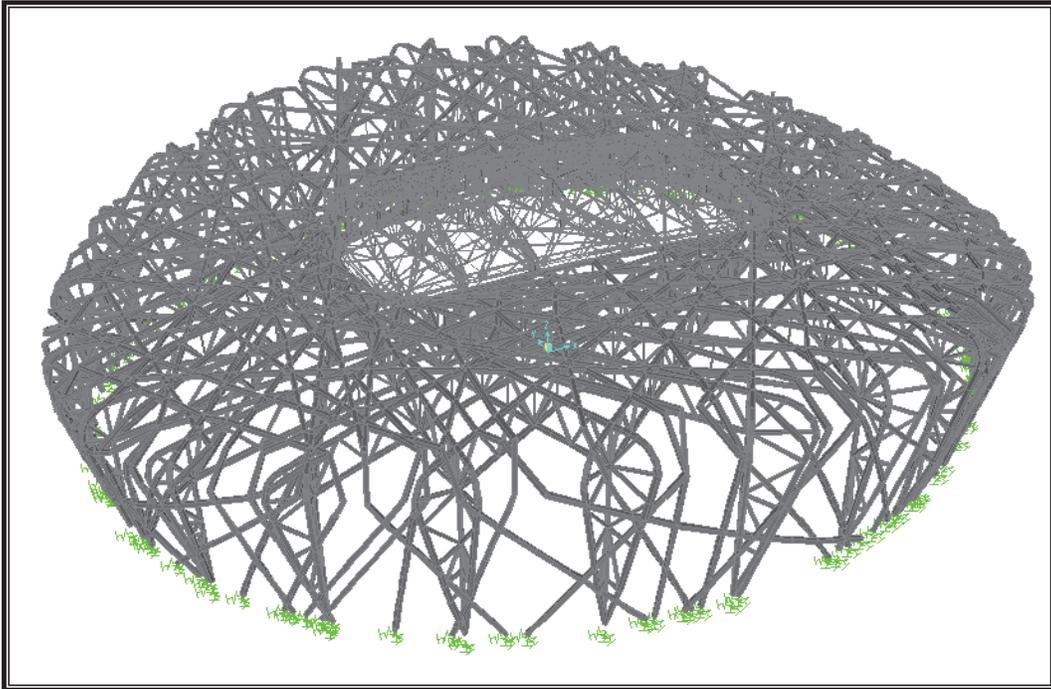


Figura 2.74: Modelo matemático del Estadio Nacional de Pekín, Pekín, China.



Figura 2.75: Centro Acuático Nacional de Pekín, Pekín, China. (Ref. I)



Figura 2.76: Centro Acuático Nacional de Pekín, Pekín, China. (Ref. I)

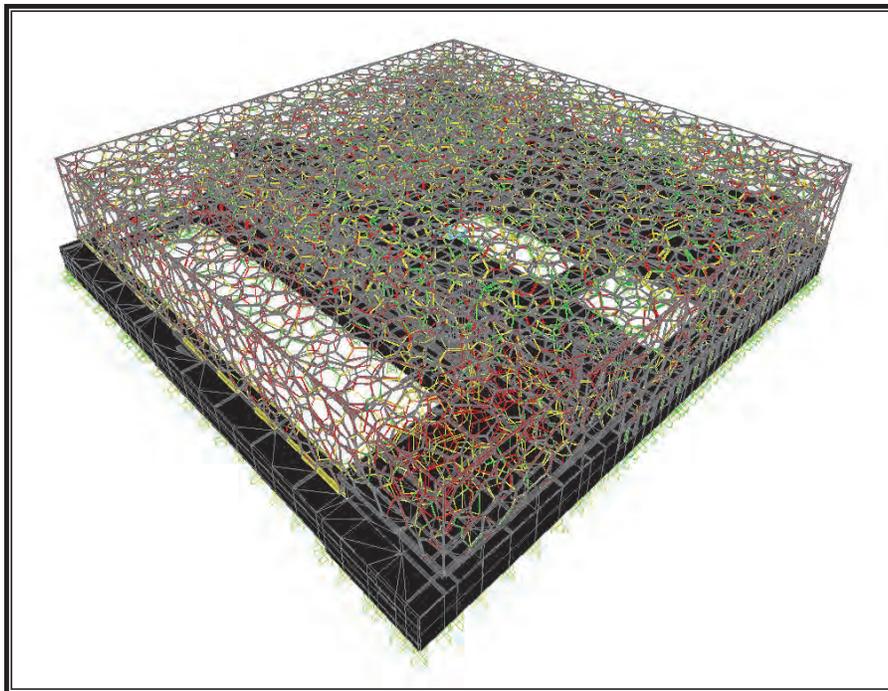
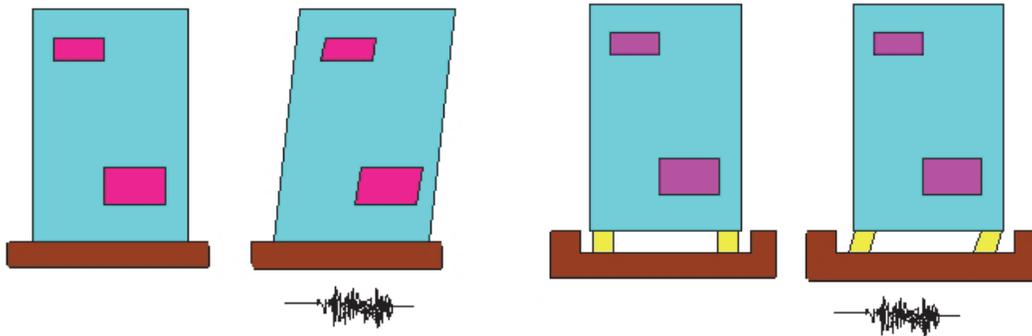


Figura 2.77: Modelo matemático del Centro Acuático Nacional de Pekín, Pekín, China.

II.3 Nuevas tendencias estructurales con dispositivos de protección sísmica.

Debido a los crecientes avances tecnológicos, se empieza a utilizar en forma experimental estructuras con protección sísmica, lo cual hace que la estructura tenga un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas (Fig. 2.78). Frente a este tipo de sollicitaciones tenemos dos tipos de dispositivos de aislación sísmica (Ref. ii):

- a. Aislación sísmica de base.
- b. Disipación de energía.



Figuras 2.78: edificios sin y con aislación sísmica basal.

- a. Aislación sísmica de base.

Fundamentada en la idea de aislar una edificación del suelo mediante elementos estructurales que reduzcan el efecto de los sismos sobre ella. Tales auxiliares, se denominan aisladores sísmicos y son dispositivos que absorben mediante deformaciones elevadas la energía que un terremoto transmite a una estructura.

Fue en Japón, donde se inició el estudio de la *aislación sísmica basal* dando paso a la creación de distintos dispositivos tanto de forma, como tipo, siendo los más conocidos los basados en goma de alto amortiguamiento, goma con núcleo de plomo, neoprénicos o friccionales. Su aplicación en Chile, tuvo lugar en 1982, año en el que se aplicó por primera vez en una casa pequeña con la finalidad de fomentar el uso de la aislación sísmica de base como herramienta de protección antisísmica. En 1992 se construyó un edificio habitacional sobre un conjunto de 6 aisladores de goma de alto amortiguamiento que lo conectan a los cimientos. Cada uno de estos aisladores está formado por un conjunto de láminas de goma intercaladas con placas metálicas. (Fig. 2.79 y 2.80). (Ref. ii)



Figura 2.79: Amortiguador de goma de alto amortiguamiento. (Ref. ii)

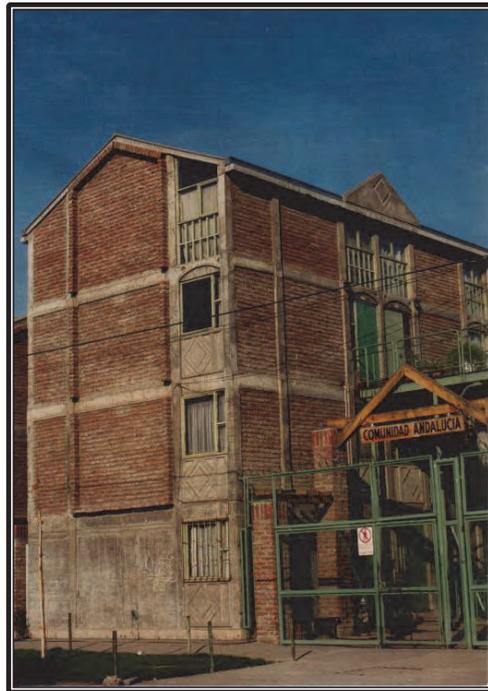


Figura 2.80: Edificio Comunidad Andalucía, Santiago, Chile. (Ref. ii)

b. Disipación de energía.

Consiste en colocar en la estructura dispositivos destinados a aumentar la capacidad de perder energía de una estructura durante un terremoto. Toda estructura disipa o elimina la energía de un sismo mediante deformaciones. Al colocar un dispositivo de disipación de energía en una estructura, estos van a experimentar fuertes deformaciones con los movimientos de la estructura durante un sismo. Mediante estas fuertes deformaciones se incrementa notablemente la capacidad de disipar energía de la estructura con una reducción de las deformaciones de la estructura. Estos dispositivos se conocen como disipadores de energía o amortiguadores sísmicos y pueden ser de diversas formas y principios de operación. Los más conocidos son en base a un elemento viscoso que se deforma o con un elemento metálico que logra la fluencia fácilmente. (Ref. ii)

El primer edificio en América Latina que utilizó este tipo de protección sísmica fue la Torre Mayor (Fig. 2.81 a 2.85) ubicada en el Distrito Federal, México, que tiene 230,4 metros de altura con 55 pisos y 4 subterráneos de estacionamientos.

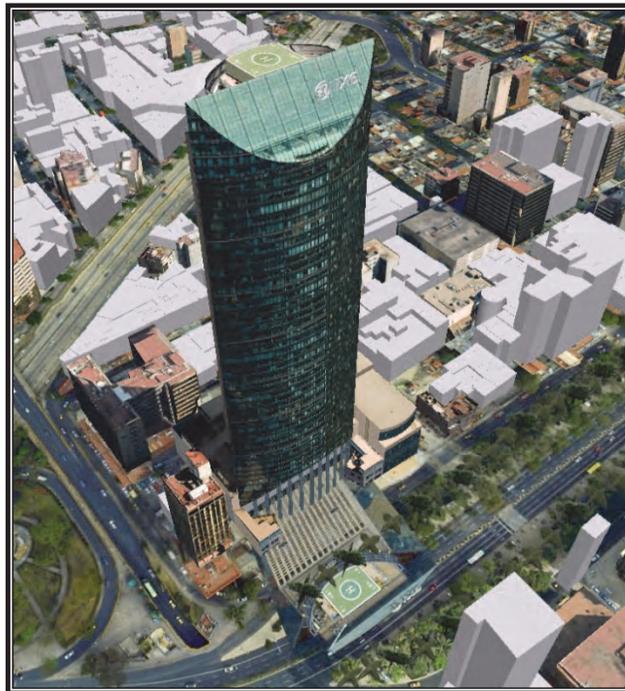


Figura 2.81: Torre Mayor, México, DF.



Figuras 2.82 y 2.83: Torre Mayor, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.84: Torre Mayor, México, DF. (Ref. I)



Figura 2.85: Amortiguadores sísmicos de la Torre Mayor, México, DF.

En Chile en el año 2008, se ocuparon estos dispositivos en la Torre Titanium La Portada, siendo la utilización en edificios de gran altura su principal objetivo.

La Torre Titanium La Portada (Fig. 2.86 a 2.90) tiene 200 metros altura y 55 niveles además de 7 niveles de estacionamiento, está ubicada en Santiago de Chile.



Figuras 2.86 y 2.87: Torre Titanium La Portada, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figuras 2.88 y 2.89: Torre Titanium La Portada, Santiago, Chile. (Ref. I)



Figura 2.90: Amortiguadores sísmicos de la Torre Titanium La Portada, Santiago, Chile. (Ref. XI)

Estos dispositivos tienen sus limitantes, por ejemplo para los dispositivos de aislación basal están diseñados para edificios pequeños a medianos, mientras que los de amortiguadores lo están para edificios grandes o de gran altura.

Varios puntos importantes son donde está emplazado el edificio, sus propiedades dinámicas y los registros sísmicos. Para el caso de México sus sismos presentan mayor demanda para edificios de periodo medio y alto, motivo por el cual convendría tener un sistema de protección sísmico, para Chile los sismos afectan especialmente a edificios de bajo periodo implicando que cuando el edificio tenga un periodo alto es posible que no necesite protección sísmica en toda la altura del edificio, sino en solo la mitad de la altura del edificio.

De sus propiedades dinámicas al tener un edificio de gran altura su coeficiente sísmico de diseño es el mínimo ya que el periodo del edificio es alto, al utilizar amortiguamiento sísmico este hace que el periodo del edificio baje y la rigidez aumente provocando el aumento del cortante basal, por tal motivo se debe de justificar completamente el uso de estos dispositivos, además no se garantiza que en los niveles superiores los amortiguadores trabajen en forma histerética, como decíamos tal vez los amortiguadores que están cerca de la azotea del edificio solo trabajen en forma elástica y no tienen otra función que de contraventeos.

III. Daños Estructurales.

Los principales daños causados por los terremotos del 3 de marzo de 1985 (Chile), el 19 de septiembre de 1985 (México) y el 27 de febrero de 2010 (Chile) principalmente en edificios de hormigón armado son los siguientes:

- Grieta horizontal/pérdida de material en muros estructurales de pisos inferiores o primeros subterráneos.
- Fractura de acero de refuerzo longitudinal en muros.
- Desaplomo.
- Agrietamiento de losas.
- Daño severo en elementos secundarios o no estructurales.
- Daño en dinteles.
- Otros.

Estos tipos de daños generalmente son registrados en sistemas estructurales que tienen “piso blando” o “soft floor”, como vemos en la figura 3.1 es un problema que se viene de años y que todavía seguimos repitiendo este tipo de estructuración en edificios.



Figura 3.1: Micasa Comercial S.A., Managua, Nicaragua (Terremoto 1972).

El “piso blando” se presenta cuando un nivel tiene una rigidez mucho menor que el resto, y es más crítico cuando este se encuentra en el primer nivel. La diferencia de rigideces en los entrepisos se puede deber a que entre las columnas se construyan muros unidos a ellas y de esta manera hacen más rígidos los marcos; y en planta baja no existen muros, esto crea una diferencia muy grande de rigideces. En el cambio de rigideces, que es la transición del nivel uno con el superior se concentran esfuerzos muy grandes en las columnas que rebasan la capacidad a cortante de las ellas.

Para el sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile, distintos edificios tuvieron daños como el Edificio Hanga Roa (Fig. 3.2 y 3.3), Edificio Acapulco (Fig. 3.4 a 3.8) y Edificio El Faro (Fig. 3.9 y 3.10) ubicados en Viña del Mar.

Capítulo III: Daños Estructurales.

El edificio Hanga Roa (Fig. 3.2 y 3.3) tiene 15 pisos y su estructuración se basa exclusivamente en muros resistentes. El terremoto del 3 de marzo ocasionó en este edificio múltiples y severos daños. Los muros curvos se fisuraron prácticamente en toda su extensión, en todos los pisos del edificio.

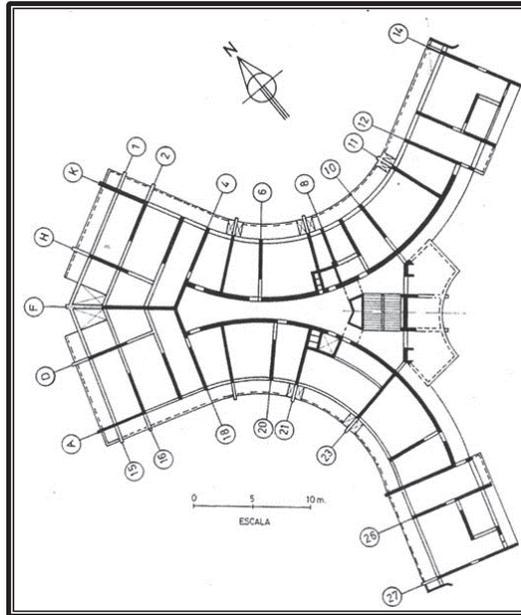


Figura 3.2: Planta Edificio Hanga Roa, Viña del Mar, Chile.



Figura 3.3: Edificio Hanga Roa, Viña del Mar, Chile.

El Edificio Acapulco (Fig. 3.4 a 3.8) de concreto reforzado, de 14 pisos y 1 subterráneo, está estructurado en base a un gran muro longitudinal y a numerosos muros transversales, en forma oblicua con respecto al primero. La componente más intensa del movimiento del suelo fue aproximadamente transversal al edificio. El edificio resultó dañado en varios de sus muros resistentes, así como agrietamiento de las losas de piso junto a los muros longitudinales de dirección.

Capítulo III: Daños Estructurales.

El edificio Acapulco experimentó daño en los terremotos de 1965 y 1971. Sin embargo, los daños estructurales no fueron reparados, sino que, al igual que el edificio Hanga Roa, sus manifestaciones se escondieron bajo simples recubrimientos. Los daños observados después del 3 de marzo, llegaron a mil metros lineales de grietas en elementos estructurales de concreto reforzado.

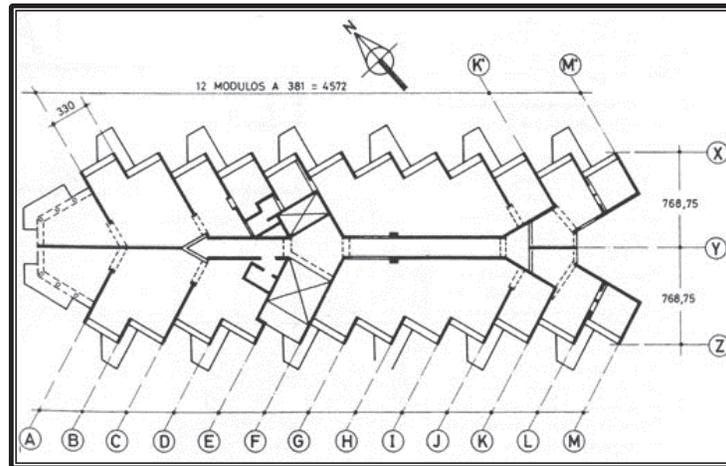
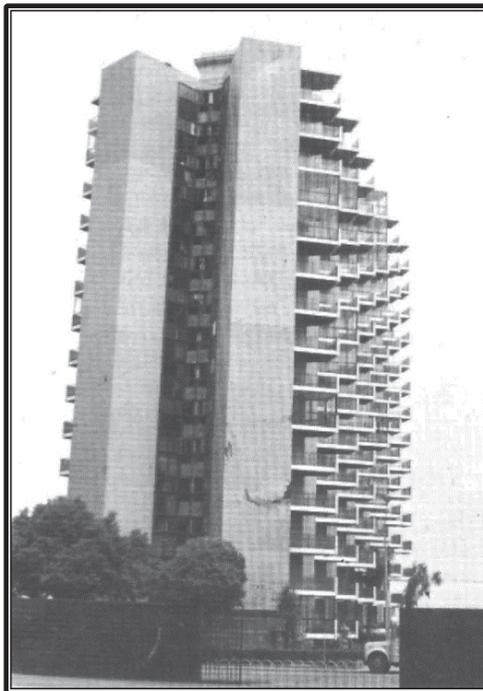


Figura 3.4: Planta Edificio Acapulco, Viña del Mar, Chile.



Figuras 3.5 y 3.6: Daños en Edificio Acapulco, Viña del Mar, Chile.



Figuras 3.7 y 3.8: Daños en Edificio Acapulco y en la actualidad, Viña del Mar, Chile.

El mayor desastre ocurrido durante el terremoto se registró en el Edificio El Faro (Fig. 3.9 y 3.10). Este edificio de 8 pisos y un subterráneo, construido en 1981 y emplazado en la parte alta de Reñaca, podía verse desde cualquier punto de la zona turística. El edificio, estructurado en base a muros de corte, sufrió daños que fueron considerados irreparables, quedando en una posición inclinada. Por su estado de colapso inminente, la Municipalidad de Viña del Mar lo declaró en ruina y decretó su demolición. El edificio fue dinamitado por personal de la Armada de Chile en la madrugada del 7 de marzo de 1985.

Como fue el único edificio demolido en el sismo de 1985, ha sido caso de estudio en la Universidad Técnica Federico Santa María donde se construyó un modelo a escala y fue sometido a pruebas en la mesa vibradora utilizando el registro del mismo terremoto que lo dañó. Los resultados que se obtuvieron fueron interesantes, ya que el modelo a escala presentó la misma falla en el muro de concreto reforzado que tuvo el edificio real.



Figuras 3.9 y 3.10: Daños y Modelo a escala del Edificio El Faro, Viña del Mar, Chile.

Debido al sismo del 19 de septiembre de 1985, en la Ciudad de México, se produjeron colapsos en más de 30,000 estructuras, las más emblemáticas el Edificio Nuevo León del Multifamiliar Tlatelolco (Fig. 3.11 y 3.12), el Hospital General de México (Fig. 3.13), los edificios A1, B2 y C3 del Centro Urbano Presidente Juárez (Fig. 3.14 y 3.15), una de las torres del Conjunto Pino Suárez (Fig. 3.16 y 3.17) y Hotel Regis (Fig. 3.18 y 3.19) ubicados en México, DF.

Las principales causas de los colapsos y daños de los edificios mencionados fueron problemas con su cimentación como es el caso del edificio Nuevo León del Multifamiliar Tlatelolco (Fig. 3.11 y 3.12), además de algunas anomalías en el proceso de su construcción. Otro factor fue que el periodo fundamental del edificio estaba muy cerca del periodo natural del suelo causando una resonancia y posterior colapso de la estructura. Al no tener la suficiente separación entre edificios, estos chocaban provocando el colapso del edificio de mayor altura, como es el caso del Hotel de Carlo (Fig. 3.21).

En los edificios de esquina donde se producen asimetrías de masa y cargas en planta los efectos de torsión fueron mayores a los esperados provocando daños o colapsos en los niveles superiores como se muestra en la figura 3.20.



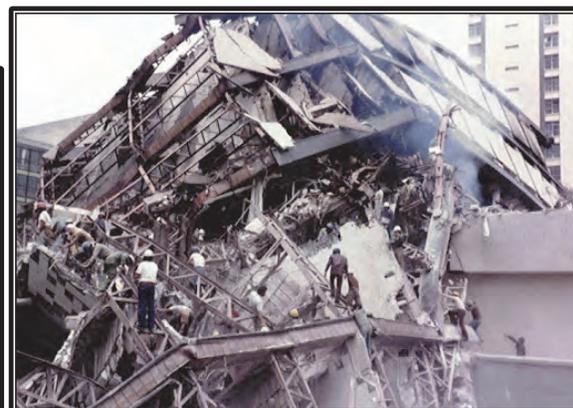
Figuras 3.11 y 3.12: Colapso del Edificio Nuevo León del Multifamiliar Tlatelolco, México, DF. (Ref. VI)



Figura 3.13: Colapso del Hospital General de México, México, DF. (Ref. V)



Figuras 3.14 y 3.15: Centro Urbano Presidente Juárez, antes y después de terremoto del 19 de septiembre de 1985, México, DF. (Ref. V)



Figuras 3.16 y 3.17: Conjunto Pino Suárez, antes y después de terremoto del 19 de septiembre de 1985, México, DF. (Ref. V)



Figuras 3.18 y 3.19: Hotel Regis, antes y después de terremoto del 19 de septiembre de 1985, México, DF. (Ref. VI)



Figura 3.20: Edificio ubicado en Av. Insurgentes y Av. Álvaro Obregón, después de terremoto del 19 de septiembre de 1985, México, DF. (Ref. VI)



Figura 3.21: Hotel de Carlo, después de terremoto del 19 de septiembre de 1985, México, DF. (Ref. VI)

Capítulo III: Daños Estructurales.

A continuación se muestran algunas edificaciones que colapsaron por piso blando con el sismo del 2010 en Chile, como los edificios Don Tristán (Fig. 3.22 y 3.23) y Don Luis (Fig. 3.24 y 3.25).



Figuras 3.22 y 3.23: Edificio Don Tristán (antes y después del terremoto de 2010), Maipú, Santiago, Chile.



Figuras 3.24 y 3.25: Edificio Don Luis (antes y después del terremoto de 2010), Maipú, Santiago, Chile.

El Edificio Emerald (Fig. 3.26 a 3.29) también tuvo daños en los sótanos por piso blando, dejando el edificio en una situación muy inestable.



Figura 3.26 y 3.27: Edificio Emerald (antes y después del terremoto de 2010), Ñuñoa, Santiago, Chile.



Figura 3.28 y 3.29: Edificio Emerald, Ñuñoa, Santiago, Chile. Daños en el subterráneo.

El Edificio Alto Rio (Fig. 3.30 y 3.31) su colapso se produjo por el momento de volteo, muchas de las causas de esto fue una mala clasificación de suelo y anomalías en el proceso de su construcción.



Figuras 3.30 y 3.31: Edificio Alto Rio (antes y después del terremoto de 2010), Concepción, Chile. (Ref. IV)

Otros edificios que colapsaron o sufrieron daños pero sin llegar a colapsar, no tan solo por piso blando, sino por irregularidades en planta y elevación (Torre O'Higgins, Edificio GeoCentro Amunátegui), y una mala supervisión en su construcción (Edificio Regina Oriente).



Figuras 3.32 y 3.33: Edificio Torre O'Higgins (antes y después del terremoto de 2010), Concepción, Chile. (Ref. IV)

En el edificio Torre O'Higgins (Fig. 3.32 y 3.33), se presentó el siguiente inconveniente que incrementó las asimetrías de planta y elevación, le fueron removidas algunas columnas lo cual ocasionó que el edificio colapsara desde el nivel 10 hacia la azotea.



Figuras 3.34 y 3.35: Edificio GeoCentro Amunátegui (antes y después del terremoto de 2010), Santiago, Chile.

El Edificio GeoCentro Amunátegui (Fig. 3.34 y 3.35) tenía problemas debido a su irregularidad en planta. El edificio tiene forma de L y no tenía junta constructiva. El diafragma no se comportó como un elemento rígido, provocando una falla por flexo-compresión en el Muro Eje K Piso 1, Pandeo local de barras verticales y desprendimiento de recubrimiento, haciendo que se disminuyera en un 5% la resistencia lateral del edificio.



Figuras 3.36 y 3.37: Edificio Regina Oriente, Ñuñoa, Santiago, Chile.

En el edificio Regina Oriente (Fig. 3.36 y 3.37) la falla se produjo por no poner los estribos en el borde del muro, lo cual produjo una disminución del 10% de la resistencia lateral del edificio.

III.1. Grieta horizontal/pérdida de material en muros estructurales de pisos inferiores o primeros subterráneos.

Este tipo de falla se presentó en varios edificios con piso blando, principalmente por el hecho que los muros no soportaban los esfuerzos de tensión y/o compresión lo cual indica que es una falla por flexión (Fig. 3.38), como en algunos casos faltaban los estribos sísmicos en el armado del muro.

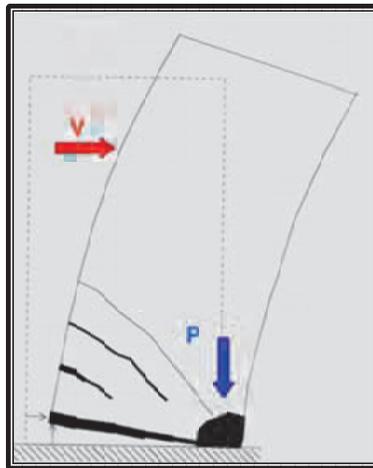


Figura 3.38: Falla por flexión. (Ref. XV)



Figura 3.39: Edificio Regina Oriente, Ñuñoa, Santiago, Chile.



Figura 3.40: Edificio Centro Mayor, Concepción, Chile. (Ref. IV)



Figura 3.41: Edificio Centro Mayor, Concepción, Chile. (Ref. IV)

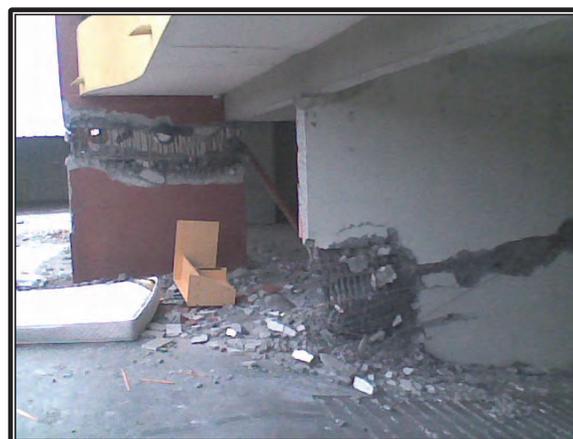


Figura 3.42: Edificio Centro Mayor, Concepción, Chile. (Ref. IV)

Esta falla se caracteriza por el balanceo del muro en torno a sus extremos, transmitiéndose gran parte de la carga vertical hacia el extremo comprimido, lo que podría originar la trituration del concreto con el subsiguiente pandeo del refuerzo vertical, en caso no exista confinamiento en los extremos (caso común en los edificios chilenos, Fig. 3.39 a 3.42).

III.2. Fractura de armaduras longitudinales en muros. (Fractura de barra de refuerzos verticales en muros)

Como en los bordes de los muros de concreto reforzado no tienen suficientes estribos o ganchos sísmicos para dar confinamiento al refuerzo longitudinal se produce la fractura ante las sollicitaciones sísmicas, esta falla se produce por la compresión.



Figura 3.43 Edificio Vista Hipódromo, Santiago, Chile.



Figura 3.44: Edificio Centro Mayor, Concepción, Chile. (Ref. IV)

III.3. Desaplomo. (Desalineamiento vertical)

El desaplomo se relaciona con la pérdida de verticalidad y aplomo de los elementos verticales resistentes, esto refleja la fragilidad del piso blando (Fig. 3.45 y 3.46).



Figura 3.45: Edificio Centro Mayor, Concepción, Chile. (Ref. IV)



Figura 3.46: Edificio Don Luis, Maipú, Santiago, Chile.

III.4. Agrietamiento de losas.

El sistema de piso en los edificios de concreto reforzado en Chile es base de losas macizas, que son coladas *in situ*. El agrietamiento de las losas es un fallo típico en pasillo de edificios de vivienda con puertas de acceso a los departamentos y losas que unen los muros de la estructura (Fig. 3.47 y 3.48).



Figura 3.47: Edificio Don Manuel, Macul, Santiago, Chile.



Figura 3.48: Edificio Don Manuel, Macul, Santiago, Chile.

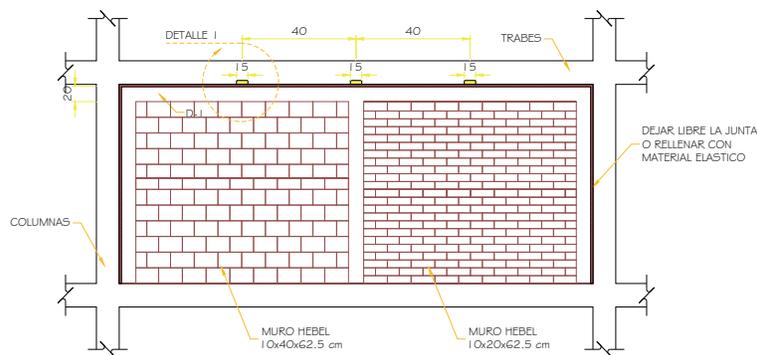
III.5. Daño severo en elementos secundarios o no estructurales.

Este tipo de fallas se debe a que estos elementos no estructurales (ENE) no están completamente desligados de la estructura y trabajan en conjunto con la estructura principal (Fig. 3.49 y 3.50).



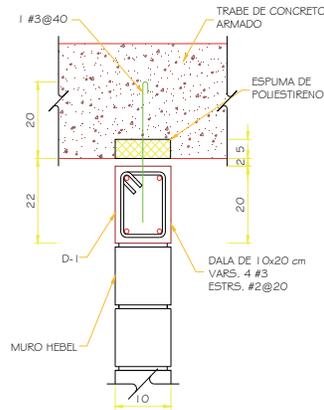
Figuras 3.49 y 3.50: Condominio Sol Oriente I y II, Macul, Santiago, Chile.

Una propuesta para el desligue de un muro de tabique a un marco de concreto, consiste en dejar una junta para posteriormente ser rellenada con un material elástico en todo el borde del marco de concreto (Fig. 3.51), y dejando varillas de anclaje antes de colar la trabe de concreto esto es para evitar que el muro de tabique se caiga en sentido perpendicular al marco (Fig. 3.52), cuando ocurra el evento sísmico.



ANCLAJE DE MUROS HEBEL A ESTRUCTURA

Figura 3.51: Detalle de anclaje, cortesía de CAFEL INGENIERIA S.A. de C.V.



DETALLE I

ESC. 1:10

Figura 3.52: Detalle de anclaje, cortesía de CAFEL INGENIERIA S.A. de C.V.

III.6. Daño en dinteles. (Daño en pretil)

Estos elementos tuvieron una mayor demanda de fuerza axial, cortante y flexión, con la que había sido diseñada.



Figuras 3.53: Torre O'Higgins, Concepción, Chile. (Ref. IV)

III.7. Otros.

En esta sección se presentan algunos daños en traveses y columnas, en el caso de traveses sus daños se refieren a la mala construcción, esto se refiere a que no se coloca el armado completo como corresponde (Fig. 3.54), en donde falta el primer estribo y para el caso de columnas, estas tienen el comportamiento de columna corta (Fig. 3.55).



Figura 3.54: Edificio Centro Mayor, Concepción, Chile. (Ref. IV)



Figura 3.55: Edificio del Condominio Los Jazmines, Maipú, Santiago, Chile.

III.8. Comentarios.

Como hemos visto en este capítulo se repite en muchos de los edificios la falla por piso blando, aunque en otro tipo de fallas se debe a la alteración de la estructuración como es el caso de Torre O'Higgins en que una empresa privada retiró algunas columna del piso 11 (Fig. 3.56) para tener una planta más limpia lo que incrementó los daños provocados por el terremoto que finalmente hizo que el edificio quedara colapsado y con orden de demolición (Fig. 3.57), trabajos que están por finalizar.



Figuras 3.56 y 3.57: Torre O'Higgins, Concepción, Chile.

Otro factor que influyó en algunos daños, fue la mala construcción de algunos edificios como Edificio Regina Oriente que a pesar que en los planos se indicaban los estribos o ganchos sísmicos estos no fueron colocados en el armado del muro en su construcción, obviamente queda la pregunta abierta si con esos estribos el muro hubiera resistido.

Como consecuencia del terremoto del 27 de febrero de 2010 (magnitud 8.8 en la escala de Richter), además de otros factores ya comentados, como la irregularidad de masas, plantas y elevaciones, se incrementó el número de edificios dañados y por consiguiente por demoler, mientras que para el sismo de 1985 solo se tuvo que demoler un solo edificio.

Finalmente, en estos dos mapas se indican los edificios más dañados en Santiago (Fig. 3.58) y Concepción (Fig. 3.59) debido al terremoto del 27 de febrero de 2010.

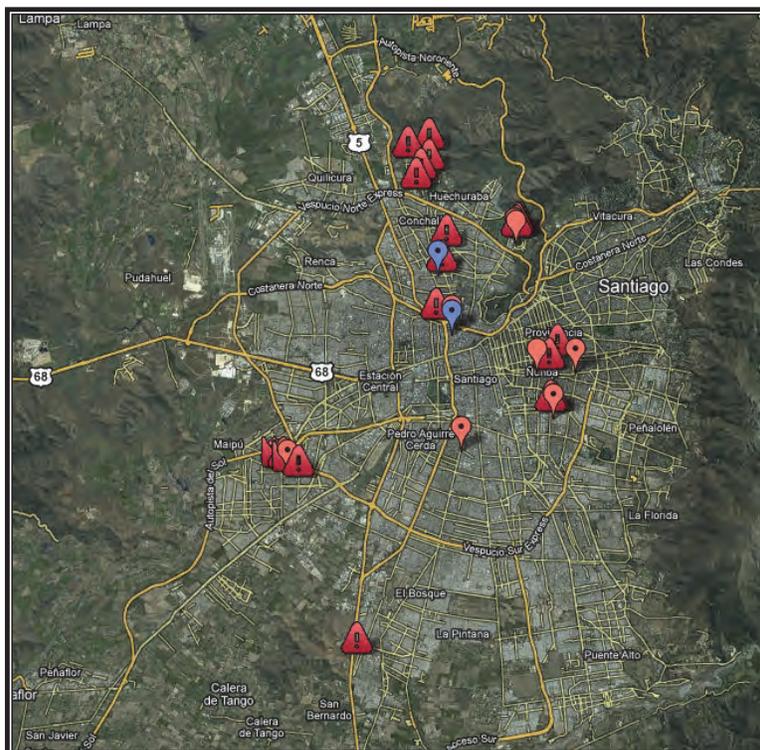


Figura 3.58: Mapa de los edificios más dañados en Santiago, Chile.

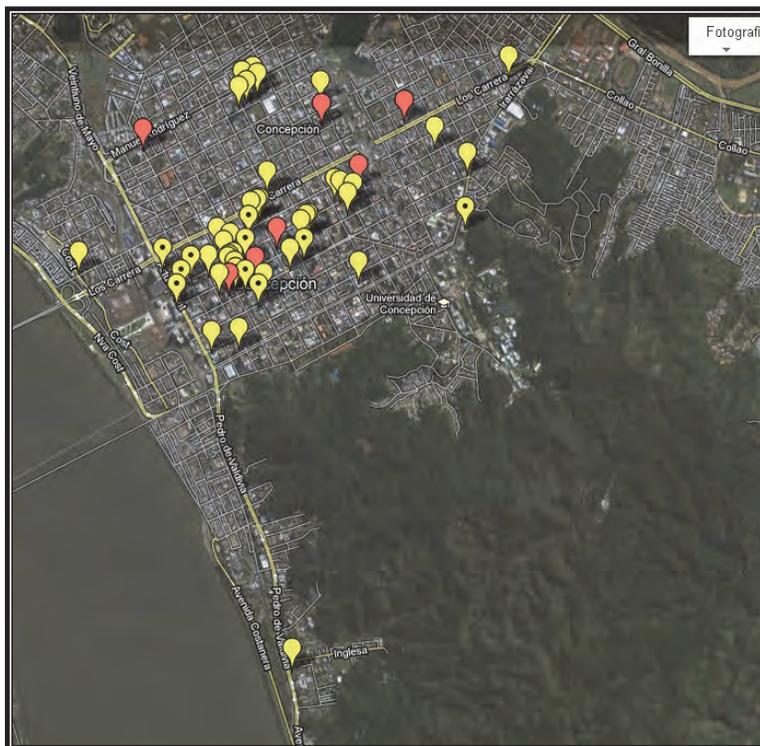


Figura 3.59: Mapa de los edificios más dañados en Concepción, Chile.

IV. Normatividad y Sismicidad.

IV.1. Sismicidad y peligro sísmico.

Sismicidad en México y en Chile

Por su ubicación geográfica, México se encuentra sujeto a diversos fenómenos naturales que pueden derivar en casos de desastre; entre estas calamidades a las que está expuesto resaltan los sismos que, en el transcurso de la historia, han sido de significación especial, tanto por su frecuencia como por los daños que han ocasionado, particularmente los ocurridos frente a las costas de Guerrero y Michoacán en septiembre de 1985.

La sismicidad de México se ha visto afectada por la presencia de fallas geológicas activas y la acción de las placas tectónicas (figura 4.1). En la ciudad capital, y en otras ciudades del país, a estos elementos se adicionan características adversas del subsuelo y gran densidad poblacional, que incrementan el riesgo sísmico.

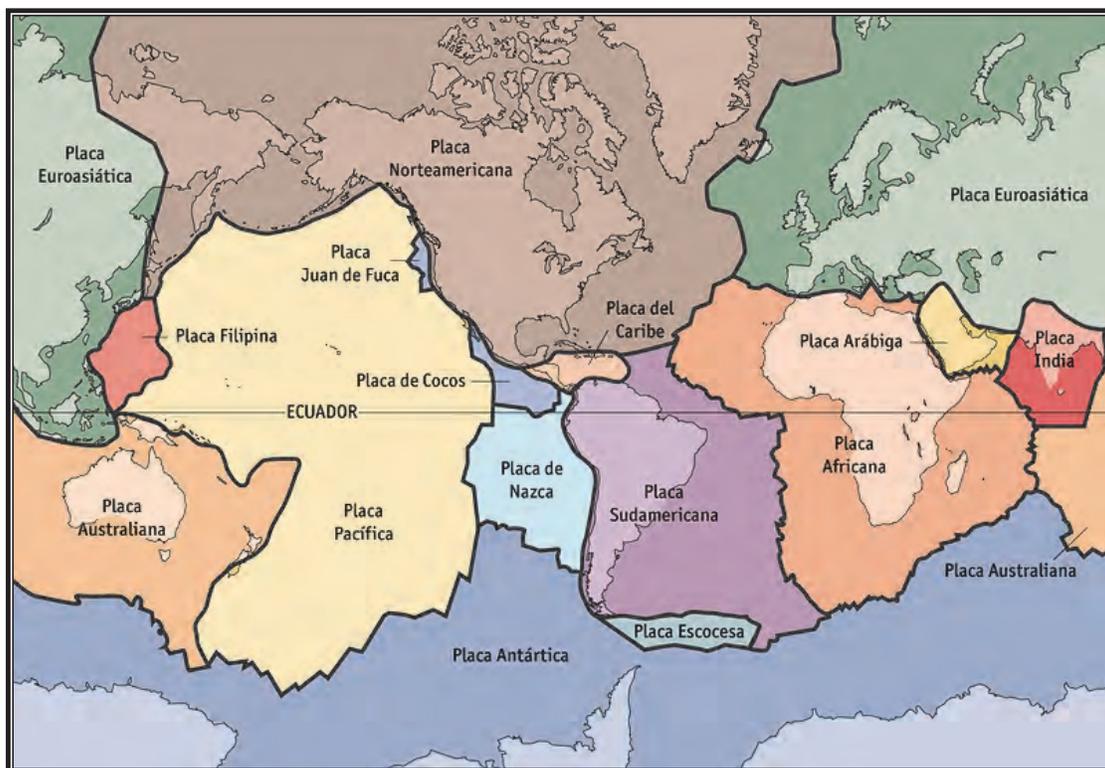


Figura 4.1: Mapa de las placas tectónicas. (Ref. i)

El origen de los temblores en México, se produce por la subducción entre la Placa de Cocos y Placa de Norteamérica. En Chile al igual que en México, el origen es por la subducción de la Placa de Nazca y la Placa de Sudamérica, como se muestra en las figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

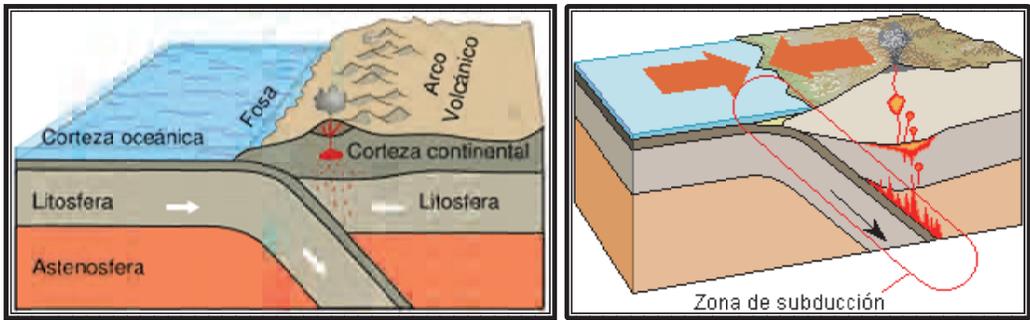


Figura 4.2 y 4.3: Fenómeno de subducción entre las Placas. (Ref. i)

Chile es el país de mayor actividad sísmica del mundo. Tiene una frecuencia en terremotos 3 veces más alta que Japón, país que le sigue y en 1960 fue afectado por un sismo de una magnitud de 9.6 grados en la escala sismológica de Richter, que resultó ser el de mayor magnitud registrado en el siglo XX. A pesar de ello, la destrucción de obras industriales y edificios, la paralización de actividades y las pérdidas humanas que se registran en la historia sísmica de Chile, son considerablemente menores que en países desarrollados como Estados Unidos, la ex Unión Soviética, Nueva Zelanda o México.

En 1985 coincidentemente ocurrió en México (Septiembre) y Chile (Marzo) un sismo de gran magnitud que causaron grandes daños a las edificaciones, (figuras 4.4 a 4.7) lo que ocasionó la revisión y/o actualización de la normatividad sísmica. Las aceleraciones registradas en México fueron de 0.168 g horizontal, mientras que la componente vertical en prácticamente nula y en Chile fueron particularmente altos en la costa siendo los de mayor registro los de la estación Llolleo: 0.669 g horizontal y 0.852 g vertical.

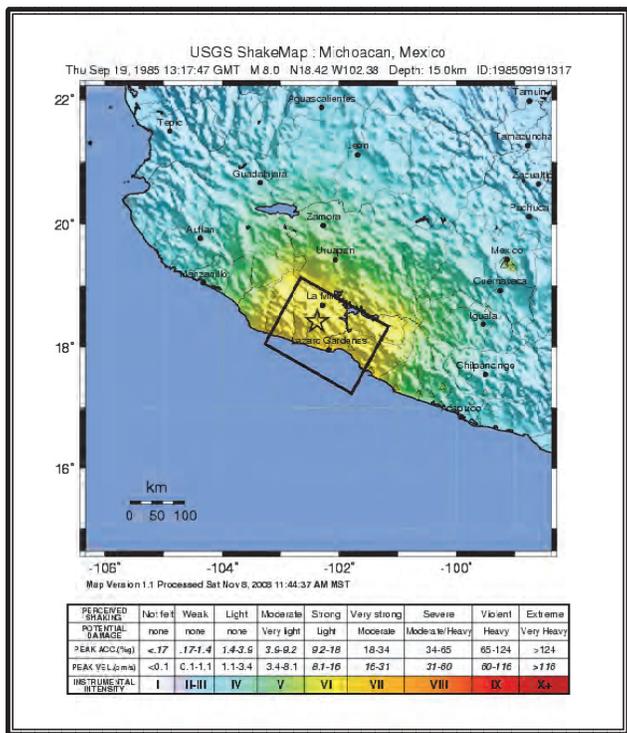


Figura 4.4: Epicentro del sismo registrado el 19 de Septiembre de 1985 en México. (Ref. vii)

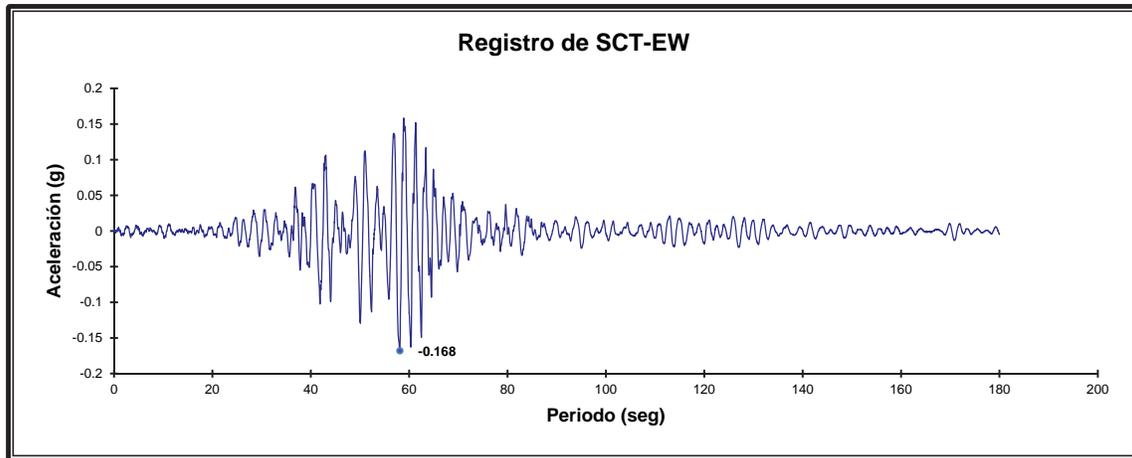


Figura 4.5: Registro de aceleraciones características del sismo registrado el 19 de Septiembre de 1985 en México.

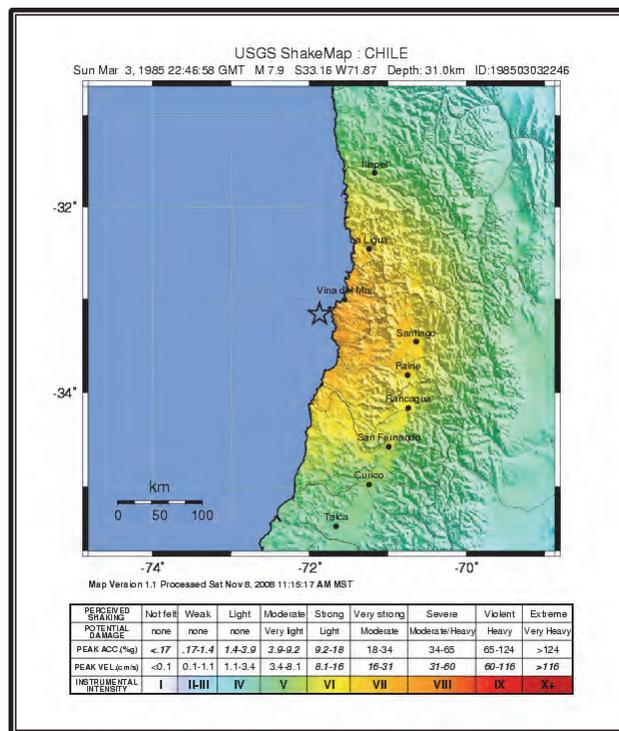


Figura 4.6: Epicentro del sismo registrado el 3 de Marzo de 1985 en Chile. (Ref. vii)

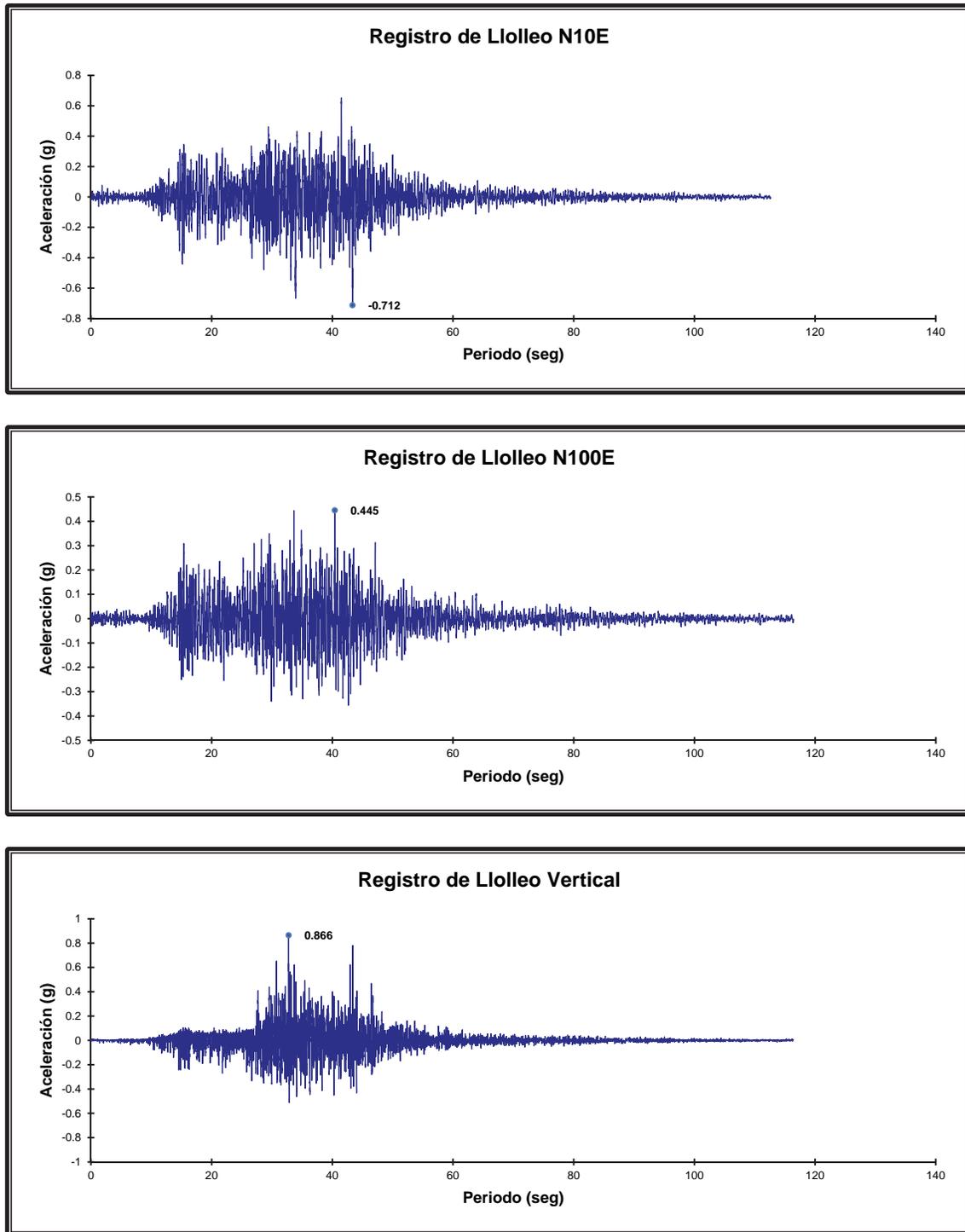


Figura 4.7: Registros de aceleraciones características del sismo registrado el 3 de Marzo de 1985 en Chile, estación Lolloe.

El 27 de febrero de 2010 se produjo un sismo de magnitud de 8.8 en la escala de Richter (figura 4.8 a 4.10), que trajo como consecuencia graves daños en edificios relativamente nuevas, provocando la modificación de la norma NCh 433.Of96 modificación 2009.

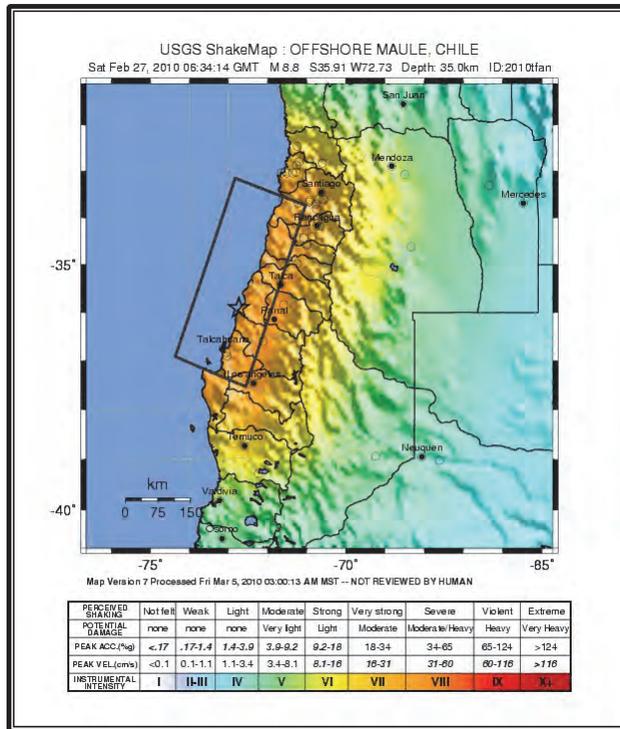


Figura 4.8: Epicentro del sismo registrado el 27 de Febrero de 2010 en Chile. (Ref. vii)



Figura 4.9: Mapa de estaciones sismográficas en el territorio de Chile.

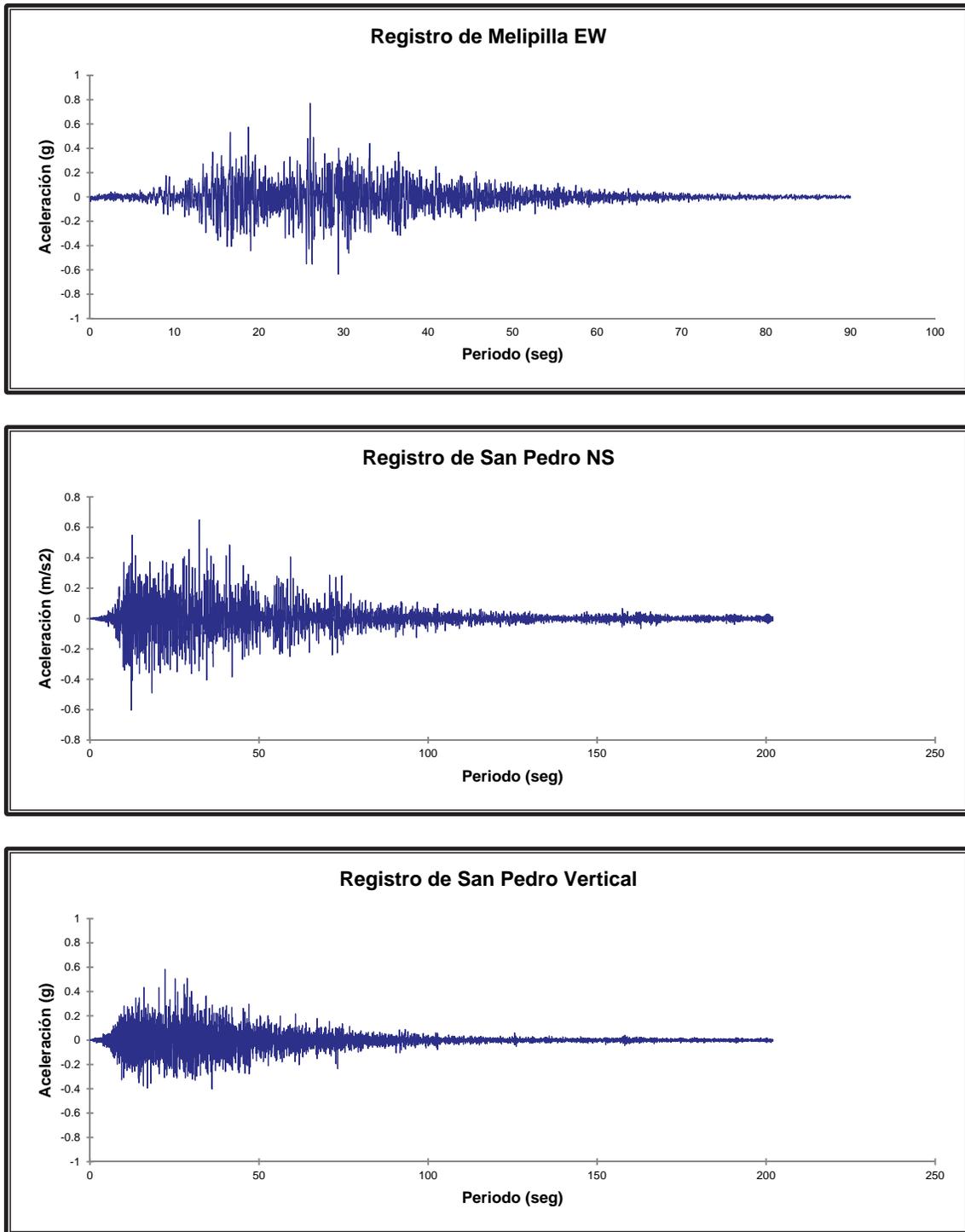


Figura 4.10: Registros de aceleraciones características del sismo registrado el 27 de Febrero de 2010 en Chile.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

Para las estaciones indicadas en la figura 4.9, la tabla 4.1 muestra, los máximos valores de aceleración registrados e intensidad.

Tabla 4.1: máximas aceleraciones registradas en el sismo de 27 de febrero de 2010

Localidad	Aceleración Máxima Horizontal NS	Aceleración Máxima Horizontal EW	Aceleración Máxima Vertical	Intensidad
Cerro Calán, Santiago	0.20 g	0.23 g	0.11 g	6.5
Campus Antumapu, Santiago	0.23 g	0.27 g	0.17 g	6.5
Cerro Santa Lucía, Santiago	0.24 g	0.34 g	0.24 g	6.5
Colegio Las Américas	0.31 g	0.23 g	0.16 g	6.5
Cerro El Roble	0.19 g	0.13 g	0.11 g	6.5
San José de Maipo	0.47 g	0.48 g	0.24 g	6.5
Melipilla	0.57 g	0.78 g	0.39 g	6.5
Olmué	0.35 g	0.25 g	0.15 g	6
Casablanca	0.29 g	0.33 g	0.23 g	6
Colegio San Pedro, Concepción	0.65 g	0.61 g	0.58 g	9

De la tabla 4.1 vemos que las aceleraciones máximas son las siguientes, Melipilla EW (0.78 g), Colegio San Pedro NS (0.65 g) y Colegio San Pedro Vertical (0.58 g).

En las figuras 4.11 a 4.13 se presentan los espectros de respuesta que se obtuvieron para los sismos de México (1985) y Chile (1985 y 2010).

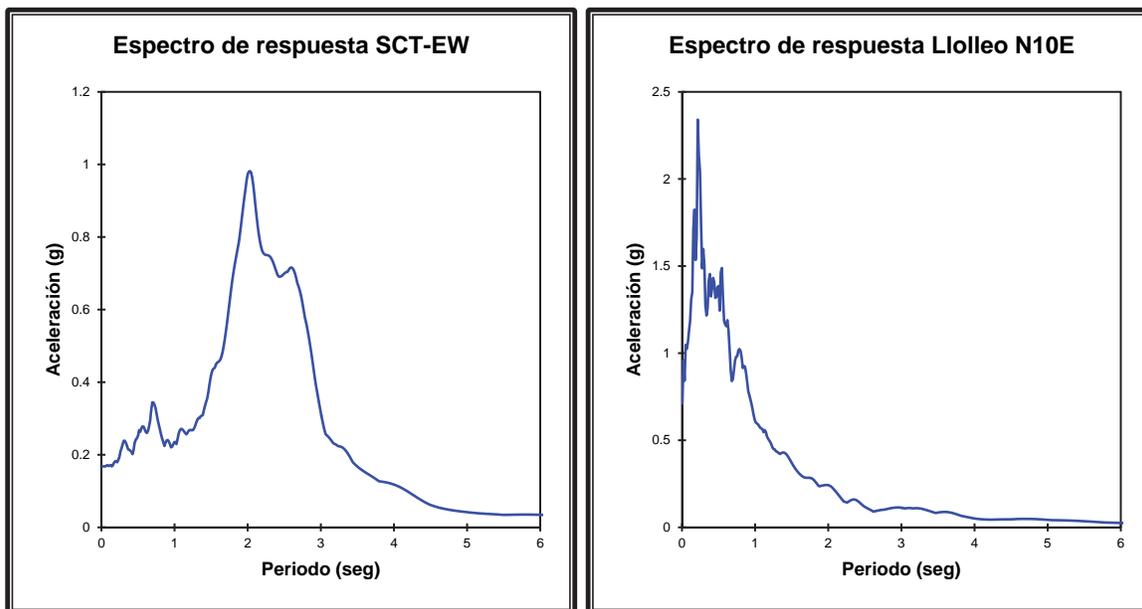


Figura 4.11: Espectros de repuesta de los sismos de México (Septiembre 1985) y Chile (Marzo 1985).

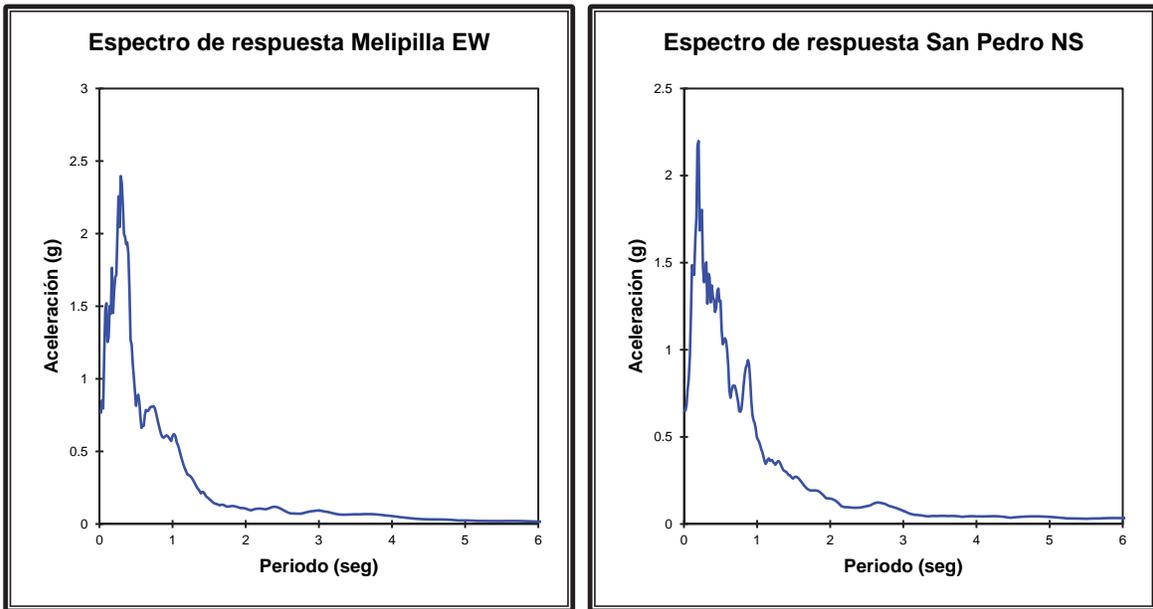


Figura 4.12: Espectros de respuesta del sismo de Chile (Febrero 2010).

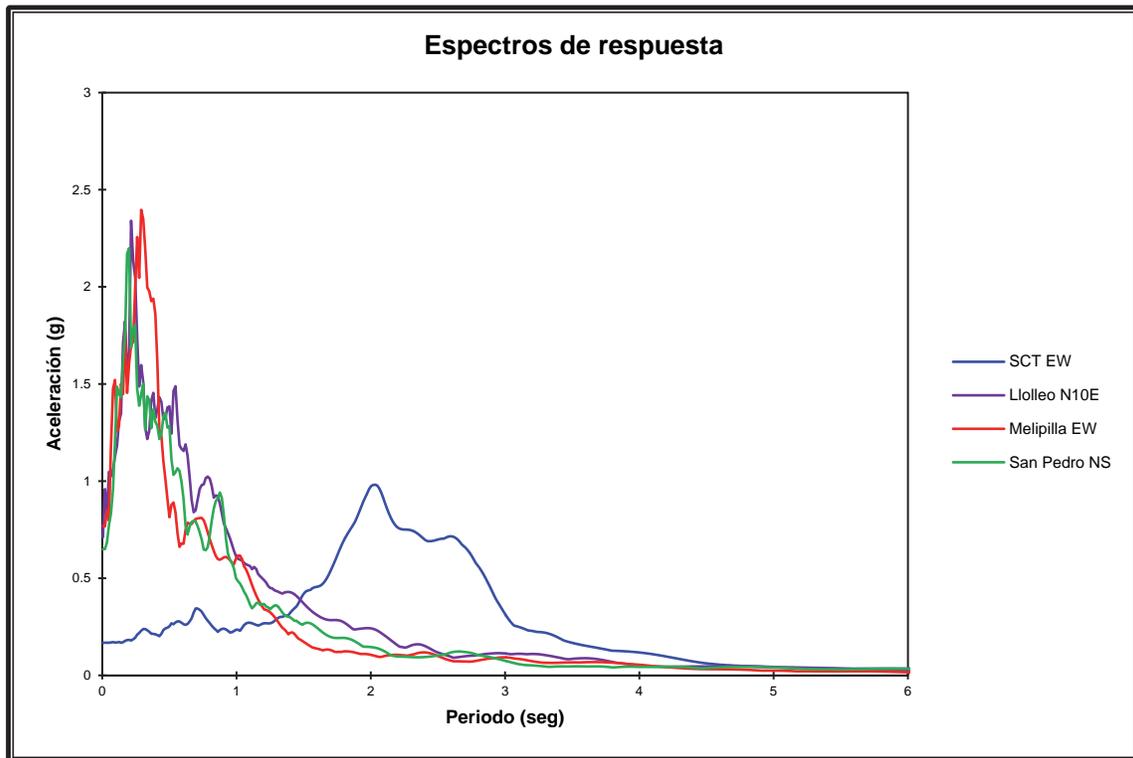


Figura 4.13: Espectros de respuesta de los sismo de México y Chile.

- **Características de las acciones sísmicas.** (Ref. 3)

Los movimientos sísmicos del suelo se transmiten a los edificios por medios de sus cimentaciones. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, pero la masa del edificio tiende a oponerse a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de la base. Por tal motivo se generan fuerzas de inercia que tienen que ser resistidas por los elementos estructurales.

Debido a la flexibilidad de edificio ante las fuerzas de inercia hace que vibre en forma distinta al suelo mismo. Las fuerzas inducidas en el edificio no son solamente función de la intensidad del movimiento del suelo, depende en forma directa de las propiedades de edificio.

El movimiento del suelo puede ser amplificado en forma importante por la vibración de la estructura, de tal manera hace que las aceleraciones puedan ser en algunos casos, ser superiores a las del suelo, esta amplificación dependerá del grado de amortiguamiento del edificio y de la relación entre el periodo fundamental de edificio y el periodo dominante del suelo.

- **Criterios de diseño sísmico.** (Ref.3)

Los criterios establecidos por diferentes reglamentos, establecen que el diseño de una estructura y cada una de sus partes, deberá satisfacer los requisitos de seguridad como los que se mencionan a continuación:

I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación. Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Los valores específicos de estos estados límite se definen en las Normas Técnicas Complementarias (NTC).

El cumplimiento de los requisitos de las NTC para Diseño por Sismo tiene como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no se presenten fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque puedan existir daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

- **Medición de Vulnerabilidad Sísmica de edificios de Concreto Reforzado.** (Ref. 1)

La medición de la vulnerabilidad sísmica de una estructura ante un sismo está directamente relacionada con el desempeño de ésta. Éste es el punto de intersección del Diagrama de Capacidad de la estructura y de la Demanda sísmica inelástica para una misma ductilidad global μ . Como se puede apreciar en la Figura 4.14 y en la Figura 4.15 los Diagramas de Capacidad son análogos a los de Demanda inelástica, por lo que se pueden dibujar todos ellos en un mismo gráfico, el cual se llama "Diagrama de Capacidad-Demanda"

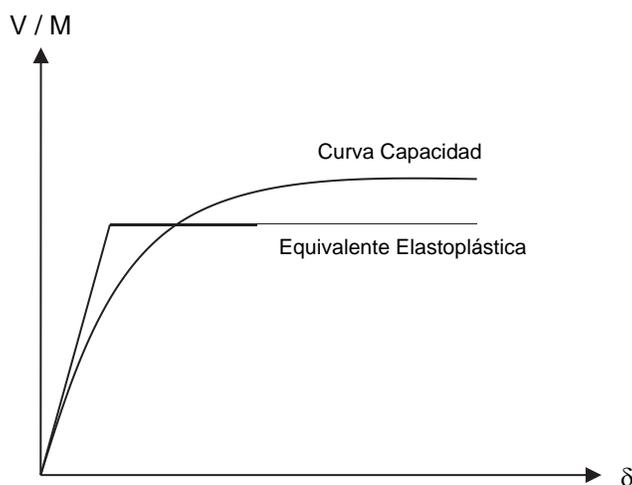


Figura 4.14: Curva elastoplástica

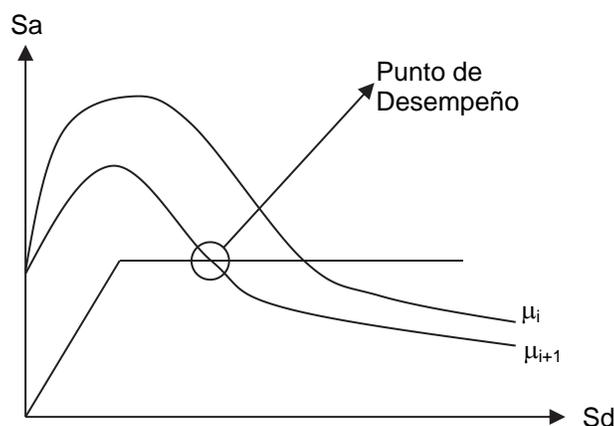


Figura 4.15: Punto de Desempeño

En la Figura 4.15 se aprecian dos demandas sísmicas inelásticas. Esto porque al transformar la demanda elástica en inelástica se utilizaron distintas ductilidades (μ), dicha transformación se realizó para destacar que la forma de la demanda inelástica también depende de la ductilidad de la estructura.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

La estructura está correctamente diseñada si el Punto de Desempeño satisface los “Estados Límite de la Estructura”, los cuales están asociados a un desplazamiento objetivo, el cual se representa por “ δ/H ”, donde δ es el desplazamiento lateral máximo del nivel superior y H es la altura de la estructura; y a la ductilidad desarrollada (μ) por la estructura para alcanzar el punto de desempeño. VISION 2000 (Ref. 22) determina distintos Estados Límites, según el tipo de estructura que se esté analizando. En el caso de los edificios estos se clasifican en cuatro estados, que se relacionan al Nivel de Desempeño del edificio: Servicio, Operación, Daño Controlado y Último. A continuación se describen las características de los Niveles de desempeños nombrados anteriormente:

Nivel de Desempeño	Desempeño Estructural	Desplazamiento Objetivo δ/H	Ductilidad μ
Servicio	Ausencia de daños, desempeño elástico	0.002	1
Operacional	La estructura no deberá experimentar daño, o estos serán mínimos, de modo tal que se garantice su normal operación	0.005	2
Daño Controlado	La estructura podrá experimentar daños significativos, pero deberá quedar una reserva adecuada para evitar el colapso	0.015	3
Ultimo	La estructura podrá experimentar importantes daños estructurales y no estructurales. Su rigidez se habrá degradado de manera significativa, pero no deberá alcanzar el colapso	0.025	4

El diseño de edificios, según la Norma Sísmica Chilena, se realiza para un estado equivalente al Nivel de Servicio (Estado de Servicio) ya que la norma exige un desplazamiento máximo entrepiso igual $0.002 \cdot H$, para una demanda sísmica dada por el espectro elástico, reducido por el Factor de Modificación de Respuesta. Sin embargo, es necesario verificar el desempeño del edificio para un estado equivalente al Nivel de Daño Controlado (Estado Último), para una demanda sísmica dada por el espectro elástico.

Para mantener la filosofía del Nivel de Servicio para el Nivel de Daño Controlado, se aplica el desplazamiento máximo entrepiso igual a $\delta/H=0.015$. La recomendación de fijar un límite para μ ($\mu \leq 3$) ha sido sugerido por “Desempeño Sísmico Implícito de Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena” (Ref. 2), para las NTCDS – 2004 se mantiene este mismo límite.

Existe un procedimiento opuesto al procedimiento Capacidad–Demanda, llamado “Método Inverso”, en el cual se determinan los espectros elásticos asociados a un punto de desempeño que cumpla con los criterios de desempeño para el Nivel de Daño Controlado.

El “Método Inverso” entrega cocientes entre las ordenadas espectrales máximas que pueden admitir las distintas estructuras de la muestra que cumplen con los criterios de desempeños escogidos y las ordenadas del espectro elástico de la Norma sísmica, este cociente se denomina Factor de Seguridad: “FS”.

IV.2. Normas Técnicas Complementarias RCDF – 2004 (México).

IV.2.1 Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

La estimación de las cargas como Peso Propio es simplemente el peso volumétrico de los materiales con que se estructuró el edificio; y Carga Muerta es por medio de un análisis de carga de los elementos que constituyen parte del sistema de piso. Pero para las Cargas Vivas se debió realizar un análisis estadístico para poder estimarlas, de este estudio se entrega la siguiente tabla.

Las cargas uniformes de la tabla 4.2 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Tabla 4.2: Cargas Vivas Unitarias kN/m^2 (kg/m^2)

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8 W_m$	$0.9 W_m$	W_m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3.0 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

¹ Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.0 + \frac{4.2}{\sqrt{A}}$$
$$\left(100 + \frac{420}{\sqrt{A}}; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500x500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

² Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$
$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}}; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m , una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500 x 500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m , cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

³ En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 1.

⁴ Para el diseño de los pretilos y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

⁵ En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicios relativos a vibraciones.

⁶ Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m² (350 kg /m²) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

⁷ Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

⁸ Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección de factores de carga.

⁹ Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m² (100 kg/m²) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección de factores de carga. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso (i) de la tabla 1 y en la nota 8.

¹⁰ Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Debido a la complejidad para determinar las cargas accidentales, ya sea de viento o sismo, se requiere hacer un planteamiento o estudio detallado para obtener valores estimados de estos, como se presentan a continuación.

IV.2.2 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_0 : 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 es 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, dividida entre su altura
- 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_0 : 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_0 : 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 Criterios y Acciones 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_0 : 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
- Δ : desplazamiento lateral relativo entre dos niveles
- $\{\phi_i\}$: vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura

Zonificación

Para los efectos de estas Normas se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 170 del Reglamento.

Adicionalmente, la zona III se dividirá en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d), según se indica en la figura 4.16.

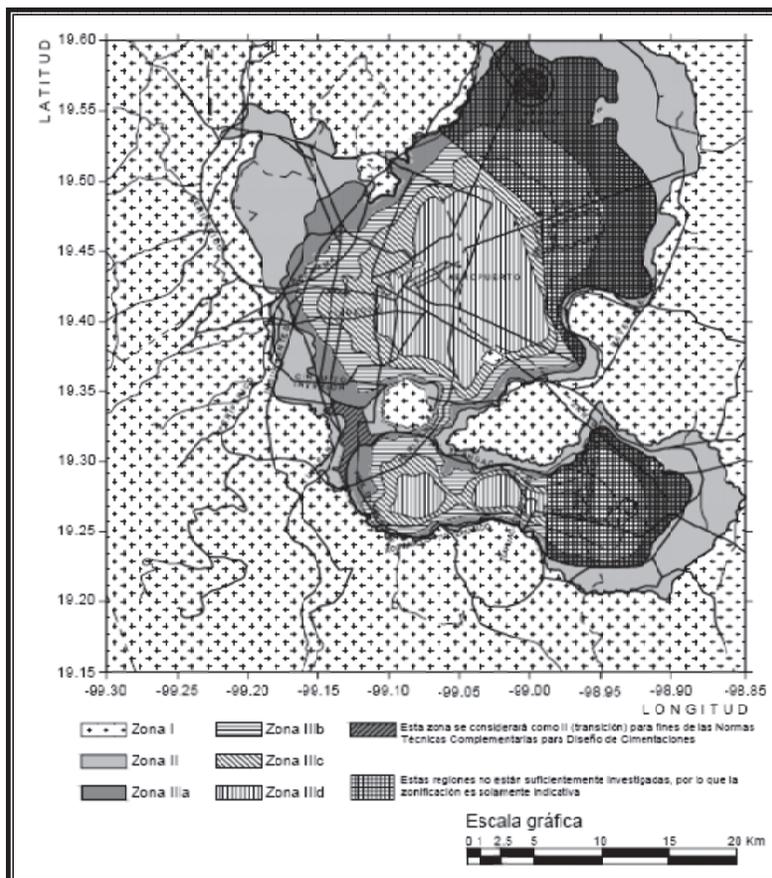


Figura 4.16: Zonificación del DF para fines de diseño por sismo.

Coefficiente 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 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 Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 139 del Reglamento se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II, 0.40 en las zonas III_a y III_c, 0.45 en la III_b y 0.30 en la III_d (ver tabla 4.2), a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fija el Capítulo 7 de la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (tabla 7.1). Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

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 de la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, 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.

Revisión de desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, 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 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.

ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

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 A, en los cuales se tienen en cuenta los periodos dominantes del terreno en el sitio de interés y la interacción suelo–estructura. Los capítulos que se hacen referencia en este apartado pertenecen a la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo.

ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 9 de la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, 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:

$$\begin{aligned}
 a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\
 a &= c; & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\
 a &= q c; & \text{si } T > T_b
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

donde

$$q = (T_b / T)^r \tag{4.2}$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III _b	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III _c	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III _d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

periodo en segundos

REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

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:

$$\begin{aligned}
 Q' &= Q; & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \\
 Q' &= 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1); & \text{si } T < T_a
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

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 de la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo.

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , a que se refiere el Capítulo 4 de la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, se adoptará los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

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 entepiso 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 trabes 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.

CONDICIONES DE REGULARIDAD

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 exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entepiso 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 trabes 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, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Estructura irregular

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

Estructura fuertemente irregular

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

1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, 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.

Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en la sección factor de comportamiento sísmico, 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 se 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.

ANÁLISIS ESTÁTICO

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. a_o y c se consignan en la tabla 8.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , resulta ser

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \frac{c}{Q'} \geq a_o \quad (4.4)$$

donde

W_i : peso de la i -ésima masa; y
 H_i : altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

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 del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

a) El periodo fundamental de vibración, T , puede tomarse igual a

$$2 \pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad (4.5)$$

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/W_o sea igual a a/Q' , calculándose a y Q' como se especifica, respectivamente, en los Capítulos 3 y 4.

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

$$F_i = W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2) \frac{a}{Q} \quad (4.6)$$

donde

$$k_1 = [1 - 0.5 r (1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (4.7)$$

$$k_2 = 0.75 r (1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad (4.8)$$

q se calcula con la ec. 4.2. El valor de a no se tomará menor que a_o .

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:

$$1.5 e_s + 0.1 b; \text{ ó } e_s - 0.1 b \quad (4.9)$$

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 $0.2b$. Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso entre en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces, y dichos elementos deben ser de la misma índole, es decir que si, por ejemplo, en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto. Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

ANÁLISIS DINÁMICO

Se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a sismos específicos.

Análisis modal

Cuando en el análisis modal se desprecie 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

$$W_{ei} = \frac{\left(\{\phi_i\}^T [W] \{J\}\right)^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (4.10)$$

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

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (4.11)$$

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

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 de la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo.

Revisión por cortante basal

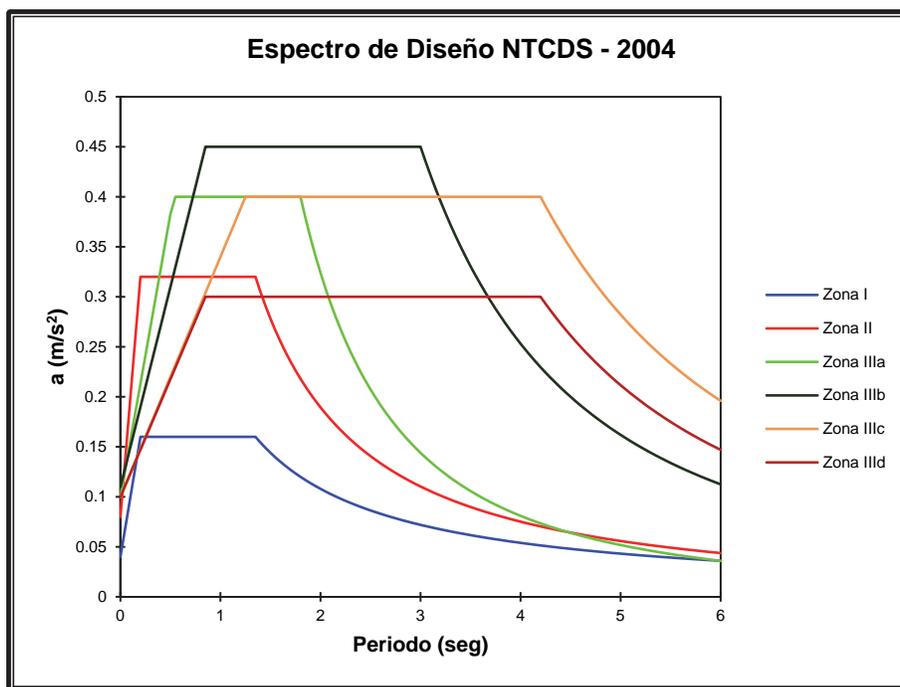
Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que

$$0.8 a \frac{W_o}{Q'} \quad (4.12)$$

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.

En ningún caso V_o se tomará menor que $a_o W_o$.

A continuación se presentan los espectros de diseño de las NTCDs – 2004.

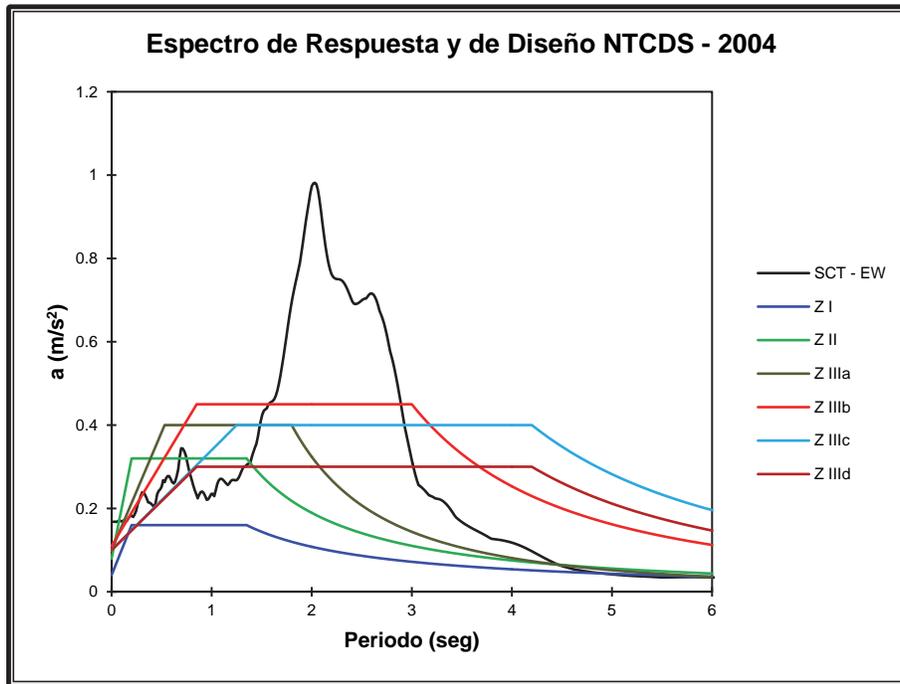


Gráfica 4.1: espectros de diseño de las NTCDs – 2004.

Dónde:

- ZI: Zona sísmica I
- ZII: Zona sísmica II
- ZIII_a: Zona sísmica III_a

ZIII_b: Zona sísmica III_b
ZIII_c: Zona sísmica III_c
ZIII_d: Zona sísmica III_d



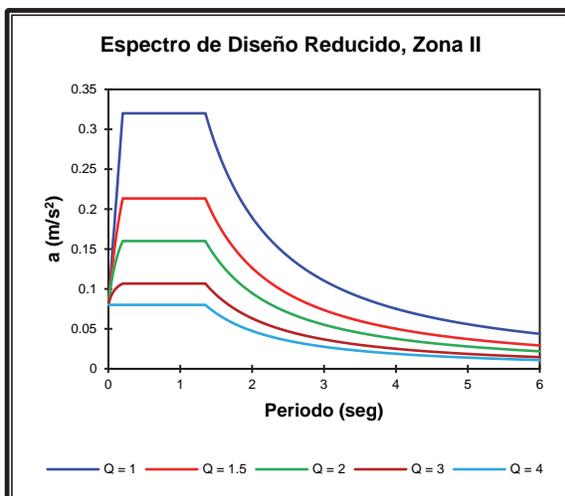
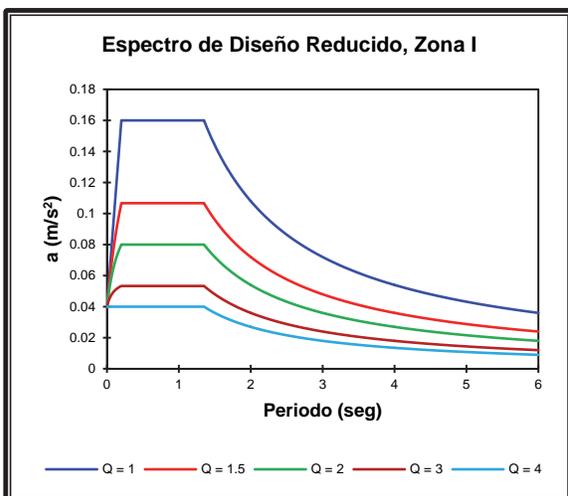
Gráfica 4.2: Espectro de respuesta y de diseño de las NTCDS – 2004.

Dónde:

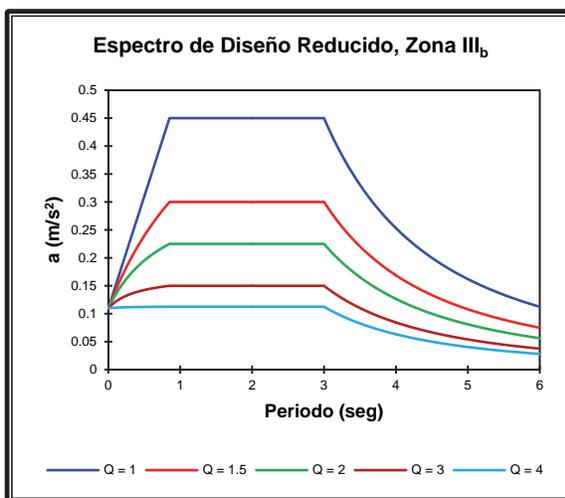
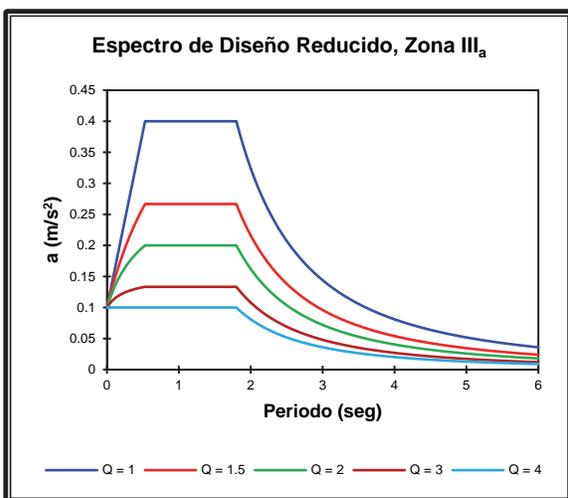
SCT – EW: Registro de aceleraciones del sismo del 19 de Septiembre de 1985, Ciudad de México.

ZI: Zona sísmica I
ZII: Zona sísmica II
ZIII_a: Zona sísmica III_a
ZIII_b: Zona sísmica III_b
ZIII_c: Zona sísmica III_c
ZIII_d: Zona sísmica III_d

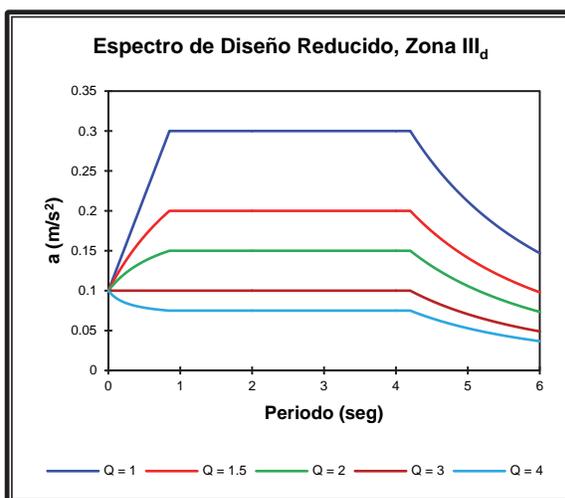
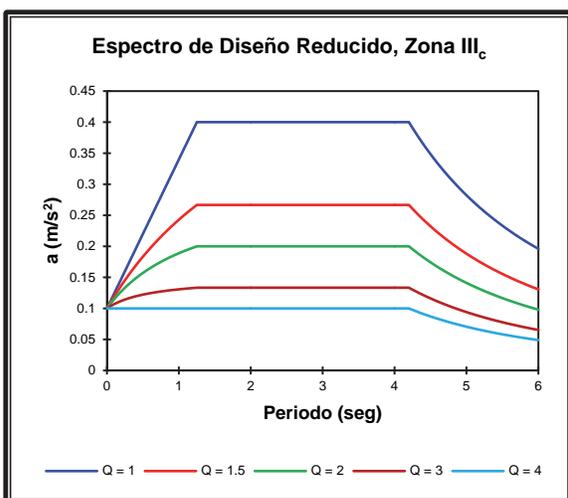
Las gráficas 4.3 a 4.8 indican los espectros de diseño reducido por Q y separadas por zona.



Gráficas 4.3 y 4.4: Espectro de diseño de las NTCDS – 2004, Zona I y Zona II.



Gráficas 4.5 y 4.6: Espectro de diseño de las NTCDS – 2004, Zona III_a y Zona III_b.



Gráficas 4.7 y 4.8: Espectro de diseño de las NTCDS – 2004, Zona III_c y Zona III_d.

IV.2.3 Evolución de los coeficientes de diseño sísmico.

Se realizó una comparación de los reglamentos de 1942 a 2004

- **Distribución de zonas sísmicas.** Donde observamos que en el reglamento del 2004 la zona III se dividirá en 4 subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d). Diferiendo de los demás.

1942	1957	1966	1976	1985	1987	1993	1997	2004
zona I								
zona II								
zona III _a								
								zona III _b
								zona III _c
								zona III _d



Figura 4.17: Mapa de zonificación de compresibilidad del reglamento de 1966

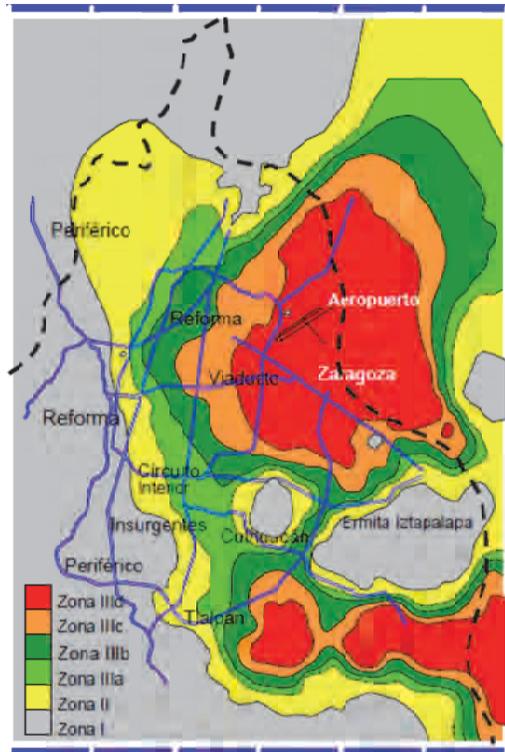


Figura 4.18: Mapa de zonificación del reglamento del 2004

- **Variación del 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_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel W_0 , para las edificaciones clasificadas como del grupo "B".

1942	1957	1966	1976	1985	1987	1993	1997	2004
zona I =0.025	zona I=0.05	zona I=0.014	zona I=0.16	zona I=0.16	zona I=0.16	zona I=0.16	zona I=0.16	zona I=0.16
zona II =0.025	zona II=0.06	-----	zona II=0.2	zona II=0.27	zona II=0.32	zona II=0.2	zona II=0.32	zona II=0.32
zona III =0.025	zona II=0.07	zona III=0.06	zona III=0.24	zona III=0.4	zona III=0.4	zona III=0.24	zona III=0.4	zona IIIa=0.4
								zona IIIb=0.45
								zona IIIc=0.4
								zona IIId=0.3

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

- **Variación del coeficiente sísmico (c)**, para edificaciones del grupo "A", se incrementará el coeficiente sísmico de la siguiente manera:

1942	1957	1966	1976	1985	1987	1993	1997	2004
ZONA I X 4 ZONA II X 2	X 2	X 1.3	X 1.3	X 1.5				

- **Variación del factor de comportamiento sísmico (q)** el cual depende de las propiedades de la estructura. El cual puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

1942	1957	1966	1976	1985	1987	1993	1997	2004
----	----	----	6,4,2,1.5,1	4,3,2,1.5,1	4,3,2,1.5,1	4,3,2,1.5,1	4,3,2,1.5,1	4,3,2,1.5,1

- **Condiciones de regularidad**

<i>Relaciones geométricas</i>	<i>Largo/Ancho</i>	<i>Altura/Dimensión menor</i>
1942	----	----
1957	----	----
1966	<2	----
1976	<2	----
1985	<2.5	----
1987	<2.5	<2.5
1993	<2.5	<2.5
1997	<2.5	<2.5
2004	<2.5	<2.5

Según el reglamento del 2004:

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.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

- 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 trabes 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.

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos será considerada 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.

IV.3. Normas NCh (Chile).

IV.3.1 NCh 1537 Of2009 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.

La estimación de las cargas como Peso Propio es simplemente el peso volumétrico de los materiales con que se estructuró el edificio y Carga Muerta es por medio de un análisis de carga de los elementos que constituyen parte del sistema de piso, pero para las Sobrecargas de Uso se debió realizar un análisis estadístico para poder estimarlas, de este estudio se entrega la siguiente tabla.

Las cargas uniformes de la tabla 4.4 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Tabla 4.4 – Cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techos

Tipo de edificio	Descripción de uso	Carga de uso L_0 kPa	Carga concentrada Q_k kN
Bibliotecas	Área de lectura	3	4,5
	Apilamiento de 'archivos <1,8 m	5	4,5
	Apilamiento extra por cada 0,3 m adicionales	0,5	-
	Pasillos	4	-
Bodegas	Áreas de mercadería liviana	6	4,5
	Áreas de mercadería pesada	12 ^{g)}	-
Cárceles	Áreas de celda	2	-
	Pasillos	4	-
Escuelas	Salas de clases	3	4,5
	Pasillos	4	4,5
Estacionamientos	Vehículos livianos	3 ^{a) b)}	^{b)}
	Buses, camiones y otros vehículos pesados	^{c)}	^{c)}
Fábricas ^{h)}	Industria liviana	6	9
	Industria pesada	12	13,5
Hospitales	Áreas de hospitalización	2	4,5
	Laboratorios/quirófanos	3	4,5
	Pasillos y salas de espera	4	4,5
Hoteles	Habitaciones	2	-
	Áreas públicas y sus pasillos	5	-
Iglesias	Con asientos fijos	3	-
	Con asientos móviles	5	-
Oficinas	Privadas sin equipos	2,5	
	Públicas o privadas con equipos	5	9
	Corredores	4	9
Teatros/estadios	Áreas con asientos fijos	3	-
	Áreas con asientos móviles o sin asientos	5	-
	Áreas para escenarios	7	-
	Áreas de uso general, lobbies, plataformas, boleterías, galerías y gradas	5	-
Gimnasios	Pisos principales y balcones	5	-
	Gradas/terrazas/accesos	5	-

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

Tipo de edificio	Descripción de uso	Carga de uso L_0 kPa	Carga concentrada Q_k kN
Tiendas	Áreas para ventas al por menor		4,5
	Áreas para ventas al por mayor		4,5
	Bodegas elementos livianos		4,5
	Bodegas elementos pesados		-
Viviendas	Áreas de uso general	2	-
	Dormitorios y buhardillas habitables	2	-
	Balcones que no excedan 10m ²	3	-
	Entretecho con almacenaje	1,5	-
Lugares especiales de uso público	Corredores/lugares de uso público	5	-
	Balcones exteriores	5	-
	Aceras, accesos vehiculares y patios sujetos a maniobras de camiones	12 ^{d)}	36 ^{e)}
	Calzadas vehicular	f)	f)
	Sala de juegos, incluyendo bolos y billares o similares	4	-
	Pasarelas de mantenimiento	2	-
	Pasarelas y plataformas elevadas de uso público	4	-
	Escape de incendios	5	-
	Escaleras y vías de evacuación	5	-
	Parque de diversiones	5	-
	Salas para equipos computacionales	4	-
	Tribunales de justicia	5	1,35
	Parrilla de piso en sala de máquina ascensores (en área 2,6 m ²)	-	-
	Museos	5	-
	Áreas para fiestas y bailes	5	-
	Comedores y restaurantes	5	-
	Escaleras de gato para acceso de mantención	2	1,35
	Cocina y lavandería	5	-
	Estaciones de tren o metro	5	-
Techos	Con acceso peatonal (uso privado)	2	-
	Con acceso peatonal (uso público)	5	-
	Con acceso sólo para mantención	1	-

a) Para estacionamiento exclusivo de vehículos de pasajeros con altura de acceso menor o igual que 2,4 m.

b) Adicionalmente, se debe verificar para las cargas concentradas siguientes:

1) 13,5 kN actuando sobre un área de 11 cm x 11 cm, que corresponde a la superficie de apoyo de una gata.

2) Para estructuras mecánicas de estacionamiento que no posean losas o decks y que se utilizan para almacenamiento de vehículos livianos de pasajeros únicamente, se debe considerar 10 kN por rueda.

c) Pisos destinados a estacionamientos de buses, camiones y otros vehículos pesados, incluidas sus veas de circulación, deben ser diseñados con un método debidamente aprobado que considere el efecto real que producen sus cargas, pero no se debe considerar menos que 12 kN/m².

d) Para algunos casos especiales, de debe investigar las cargas reales a las cuales se verán sometidos los pisos, pero no se deben considerar menores a la establecida en tabla.

e) La carga concentrada de rueda, debe ser aplicada en un área de 11 cm x 11 cm, que corresponde a la superficie de apoyo de una gata.

f) Se deben diseñar de acuerdo a las cargas establecidas por la Autoridad Competente.

g) Verificar para cargas reales.

IV.3.2 NCh 433 Of 1996 modificación 2009 Diseño sísmico de edificios.

Terminología.

Albañilería armada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh1928.

Albañilería confinada: albañilería reforzada que satisface los requisitos especificados en NCh2123.

Diafragma: elemento estructural al nivel de un piso, que distribuye fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes.

Elemento secundario: elemento permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos y eventualmente interactúa con ella, tales como tabiques divisorios y elementos de fachada no intencionalmente estructurales, ventanales, cielos falsos, antepechos, antetechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias, equipos mecánicos y eléctricos, etc.

Elemento secundario flexible: elemento secundario cuyo período fundamental propio T_p , es mayor que 0,06 s, incluyendo el efecto del sistema de conexión a la estructura resistente del edificio.

Elemento secundario rígido: elemento secundario que no satisface la definición anterior.

Equipo mecánico o eléctrico: cualquier equipo que se encuentre anclado a la estructura resistente del edificio o que interactúe en cualquier forma con ella; por ejemplo, estanques para gases y líquidos, sistemas de almacenamiento, cañerías, ductos, ascensores, montacargas y maquinaria fija de empleo habitual en edificios habitacionales o de uso público.

Esfuerzo de corte basal: esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

Estructura resistente: la estructura resistente de un edificio comprende el conjunto de elementos que se han considerado en el cálculo como colaboradores para mantener la estabilidad de la obra frente a todas las sollicitaciones a que puede quedar expuesta durante su vida útil.

Grado de daños sísmicos: es el que se determina en los elementos estructurales de un edificio después que éste ha sufrido los efectos de un evento sísmico.

Nivel basal: plano horizontal en el cual se supone que se ha completado la transferencia de las fuerzas horizontales entre la estructura y el suelo de fundación. A partir de este nivel se mide la altura y el número de pisos del edificio. Para su determinación se debe tener en cuenta lo dispuesto en 7.2.

Simbología

Los símbolos empleados en esta norma tienen el significado que se indica a continuación:

A_0 = aceleración efectiva máxima del suelo;

A_k = factor de ponderación para el peso asociado al nivel k ;

C = coeficiente sísmico;

C_p = coeficiente sísmico para elementos secundarios;

C_R = coeficiente que interviene en la determinación de s σ ;

D_w = profundidad de la napa de agua;

F_k = fuerza horizontal aplicada en el nivel k ;

F_N = fuerza horizontal aplicada en el nivel superior;

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

H = altura total del edificio sobre el nivel basal; altura de un muro de contención en contacto con el suelo;

h = altura total del edificio sobre el nivel basal;

h_m = altura de un muro de contención en contacto con el suelo;

I = coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio;

$ID(DR)$ = índice de densidad (o densidad relativa);

K_d = factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de elementos secundarios;

K_p = factor de amplificación dinámica para el diseño de elementos secundarios;

M_{nx} = masa equivalente del modo n , para una acción de dirección X ;

$[M]$ = matriz de masas de la estructura;

N = índice de Penetración Estándar del suelo; número de pisos de un edificio;

P = peso total del edificio sobre el nivel basal;

P_k = peso asociado al nivel k ;

P_N = peso asociado al nivel superior;

P_p = peso total del elemento secundario, incluyendo la sobrecarga de uso y el contenido cuando corresponda;

Q_o = esfuerzo de corte basal del edificio;

Q_p = esfuerzo de corte en la base del elemento secundario;

R = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático);

R_o = factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral);

R^* = factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

$RQD = \Sigma l/L$ en que:

Σl : suma de las longitudes de trozos de roca sana con largo individual superior a 10 cm y diámetro mínimo 47,6 mm, recuperados de un sondaje en roca en una longitud L .

L : longitud perforada o longitud de referencia con $1,0 \text{ m} \leq L \leq 1,5 \text{ m}$.

S = parámetro que depende del tipo de suelo;

S_a = aceleración espectral de diseño;

T_n = período de vibración del modo n ;

T_o = parámetro que depende del tipo de suelo;

T_p = período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario;

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

T' = parámetro que depende del tipo de suelo;

X = valor resultante de la superposición modal espectral;

X_i = valor máximo del modo i con su signo;

Z_k = altura del nivel k , sobre el nivel basal;

b_{kx} = dimensión en la dirección X , de la planta del nivel k ;

f = factor de reducción aplicable a la determinación del valor máximo del coeficiente sísmico C ;

g = aceleración de gravedad;

h = altura de entrepiso;

n = parámetro que depende del tipo de suelo; índice asociado al modo de vibración;

p = parámetro que depende del tipo de suelo;

q = cociente (cociente) del esfuerzo de corte tomado por muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en el mismo nivel, para una misma dirección de análisis;

q_u = resistencia a la compresión simple del suelo;

$\{r_x\}$ = vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de desplazamiento en la dirección X , y ceros en todas las otras posiciones;

$\{r_\theta\}$ = vector que tiene el número 1.0 en cada posición correspondiente a los grados de libertad de giro en planta de cada piso, y ceros en todas las otras posiciones;

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

S_u = resistencia al corte no drenada del suelo;

v_s = velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo;

α = factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima;

β = coeficiente que interviene en la determinación de $p K$;

γ = peso unitario húmedo del suelo;

γ_d = peso unitario seco del suelo;

$\{\phi_n\}$ = vector que representa la forma de vibrar asociada al modo n ;

λ = coeficiente relativo al sistema de corte automático de redes de gas, vapor, agua a altas temperaturas, etc.;

ρ_{ij} = coeficiente de acoplamiento entre los modos i y j ;

σ_s = presión sísmica originada por el empuje de tierras;

ξ = razón de amortiguamiento.

Zonificación sísmica

Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio chileno, tal como se indica en las figuras 4.19, 4.20 y 4.21. Para la zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX y Metropolitana, debe prevalecer la zonificación basada en la división política por comunas que se indica en la tabla 4.5.

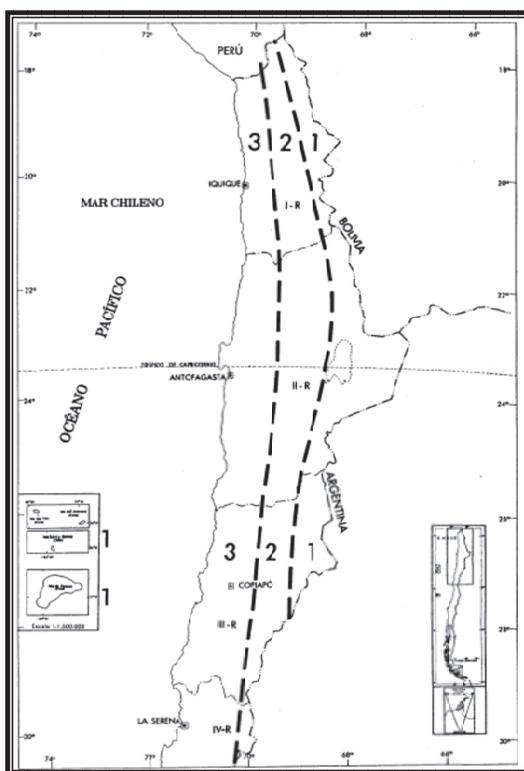


Figura 4.19: Zonificación sísmica de las regiones I, II y III.

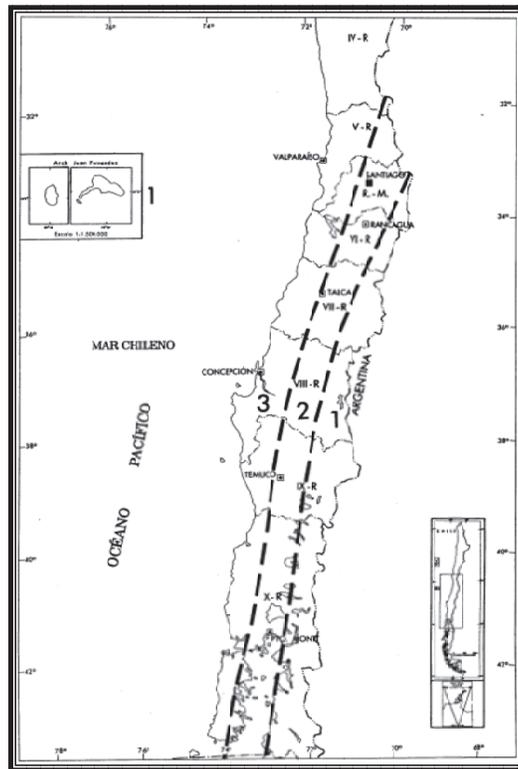


Figura 4.20: Zonificación sísmica de las regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana.

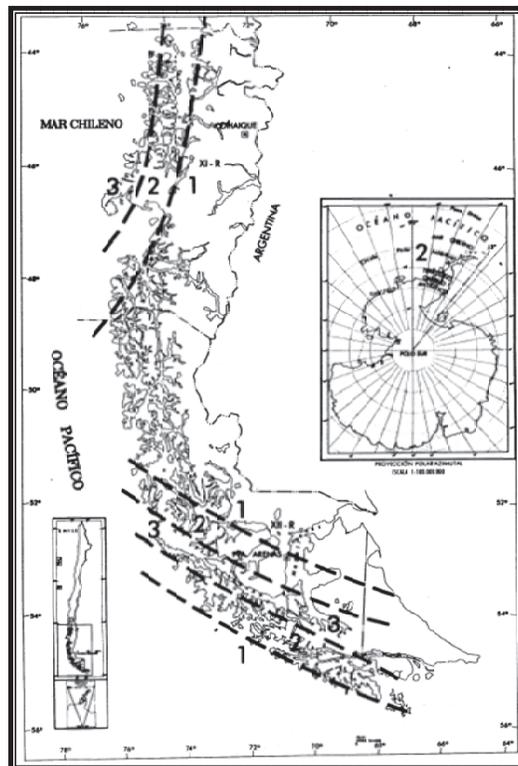


Figura 4.21: Zonificación sísmica de las regiones XI y XII.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

Tabla 4.5 Zonificación sísmica por comunas para las Regiones Cuarta a Novena

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
4a.	Andacollo Combarbalá Coquimbo Illapel La Higuera La Serena Los Vilos Canela Monte Patria Ovalle Paiguano Punitaqui Río Hurtado Salamanca Vicuña		
5a.	Algarrobo Cabildo Calera Cartagena Casablanca Catemu Concón El Quisco El Tabo Hijuelas La Cruz La Ligua Limache Llaylay Nogales Olmué Panquehue Papudo Petorca Puchuncaví Putaendo Quillota Quilpué Quintero Rinconada San Antonio San Felipe Santa María Santo Domingo Valparaíso Villa Alemana Viña del Mar Zapallar	Calle Larga Los Andes San Esteban	

(Continúa)

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

(Continúa)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
Metropolitana	<p>Alhué Curacaví El Monte Lampa María Pinto Melipilla San Pedro Tiltil</p>	<p>Buín Calera de Tango Cerrillos Cerro Navia Colina Conchalí El Bosque Estación Central Huechuraba Independencia Isla de Maipo La Cisterna La Florida La Granja La Pintana La Reina Las Condes Lo Barnechea Lo Espejo Lo Prado Macul Maipú Ñuñoa Paine Pedro Aguirre Cerda Peñaflor Peñalolén Pirque Providencia Pudahuel Puente Alto Quilicura Quinta Normal Recoleta Renca San Bernardo San Joaquín San José de Maipo San Miguel San Ramón Santiago Talagante Vitacura</p>	
6a.	<p>La Estrella Las Cabras Litueche Lolol Marchigüe Navidad Palmilla Peralillo Paredones Peumo Pichidegua Pichilemu Pumanque Santa Cruz</p>	<p>Chépica Chimbarongo Codegua Coinco Coltauco Doñihue Graneros Machalí Malloa Mostazal Nancagua Olivar Placilla Quinta de Tilcoco Rancagua Rengo Requínoa San Fernando San Vicente de Tagua Tagua</p>	

(Continúa)

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

(Continúa)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
7a.	Cauquenes Chanco Constitución Curepto Empedrado Hualañé Licantén Maule Pelluhue Penciahue San Javier Talca Vichuquén	Colbún Curicó Linares Longaví Molina Parral Pelarco Rauco Retiro Río Claro Romeral Sagrada Familia San Clemente San Rafael Villa Alegre Yervas Buenas	
8a.	Alto Bío Bío Arauco Bulnes Cabrero Cañete Chihuayante Chillán Chillán Viejo Cobquecura Coelemu Concepción Contulmo Coronel Curanilahue Florida Hualpén Hualqui Laja Lebu Los Alamos Lota Nacimiento Negrete Ninhue Pinto Portezuelo Quillón Quirihue Ranquíl San Carlos San Nicolás San Pedro de la Paz San Rosendo Santa Juana Talcahuano Tirúa Tomé Treguaco Yumbel	Antuco Coihueco El Carmen Los Angeles Mulchén Ñiquén Pemuco Penco Quilaco Quilleco San Fabián San Ignacio Santa Bárbara Tucapel Yungay	

(Continúa)

(Conclusión)

Región	Zona 3	Zona 2	Zona 1
9a.	Angol Carahue Cholchol Galvarino Los Sauces Lumaco Nueva Imperial Padre Las Casas Purén Renaico Saavedra Teodoro Schmidt Toltén Traiguén	Collipulli Cunco Curacautín Ercilla Freire Gorbea Lautaro Loncoche Perquenco Pitrufquén Temuco Victoria Vilcún Villarrica	Curarrehue Lonquimay Melipeuco Pucón

Efecto del suelo de cimentación y de la topografía en las características del movimiento sísmico

Los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del esfuerzo de corte basal, se determinan de acuerdo a los valores establecidos en la tabla 4.10 para los tipos de terrenos que se definen en la tabla 4.6. Se supone que dichos terrenos son de topografía y estratificación horizontal, y las estructuras afectadas se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

Se excluyen de la tabla 4.6 los siguientes tipos de suelos, los cuales requieren de un estudio especial:

- a) suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar N menor que 20, (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa);
- b) suelos susceptibles de densificación por vibración.

La caracterización del suelo debe apoyarse en un informe sustentado en una exploración del subsuelo acorde con las características del proyecto.

Cuando la información sobre el suelo de fundación no baste para clasificarlo de acuerdo con la tabla 4.6, deberá suponerse el perfil del suelo que resulte en el mayor valor del esfuerzo de corte basal.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

Tabla 4.6 Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con la tabla 4.10)

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien;</p> <p>c) Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se clasificará como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 Mpa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.</p>

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

Clasificación de edificios y estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla

Para los efectos de la aplicación de esta norma los edificios se clasifican en la forma siguiente:

Naturaleza de la ocupación	Categoría de ocupación
<p>Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III Y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none">- Instalaciones agrícolas.- Ciertas instalaciones provisorias.- Instalaciones menores de almacenaje	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla I puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none">- bibliotecas;- museos. <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none">- salas destinadas a asambleas para 100 o más personas;- estadios y graderías al aire libre para 2000 o más personas;- escuelas, parvularios y recintos universitarios;- cárceles y lugares de detención;- locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m;- centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación 11 si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	III

Naturaleza de la ocupación	Categoría de ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - cuarteles de policía; - centrales eléctricas y telefónicas; - correos y telégrafos; radioemisoras; - canales de televisión; - plantas de agua potable y de bombeo. <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> - hospitales; - postas de primeros auxilios; - cuarteles de bomberos; - garajes para vehículos de emergencia; - estaciones terminales; - refugios de emergencias; - estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. - torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. - edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación 11 si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	<p style="text-align: center;">IV</p>

Factor de modificación de la respuesta

El factor de modificación de la respuesta R_0 o R se establece en la tabla 4.7. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

En edificios que presenten pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas deben determinarse con el valor de R (o R_0) que corresponda al del subsistema con menor R_0 o R , excepto para los casos que se indican explícitamente en la tabla 4.7.

Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de R_0 o R según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico debe efectuarse con el menor valor de R_0 o R .

Tabla 4.7: Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾

Sistema Estructural	Material Estructural.	R	R_0
Pórticos	Acero Estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marcos de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
Muros y Sistemas Arriostrados	Acero Estructural		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	a) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
	Hormigón Armado y Albañilería Confinada		
	-Se cumple el criterio A (2)	6	9
	-Se no cumple el criterio A (2)	4	4
	Madera	5.5	7
	Albañilería Confinada	4	4
Albañilería Armada			
De bloques de Hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4	
De Ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categoría anteriores (3)	2	-	

1) Los valores indicados en esta en tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido el anexo B.

2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.

3) No procede el uso del análisis modal espectral para este tipo de estructuración o material. Por lo tanto, no se establece un valor para R_0 .

Deformaciones sísmicas

Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso deben calcularse para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en el capítulo 6, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

Métodos de análisis

Generalidades

Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se debe tener en cuenta lo dispuesto en subpárrafo 5.5.2.1.

Se pueden desprestigiar los efectos de la torsión accidental en el diseño de los elementos estructurales si, al realizar el análisis indicado en 6.3.4 a), se obtienen variaciones de los desplazamientos horizontales en todos los puntos de las plantas del edificio iguales o inferiores al 20%, respecto del resultado obtenido del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

Análisis estático

El método de análisis estático sólo puede usarse en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) todas las estructuras de las categorías C y D ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada en párrafo 4.1;
- b) todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m;
- c) las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
 - i) los cocientes (cocientes) entre la altura total H del edificio, y los períodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y", T_x y T_y , respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s;
 - ii) el sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Si se cumplen las condiciones (i) e (ii) anteriores y el esfuerzo de corte basal que se obtenga de la aplicación de las fuerzas sísmicas estáticas horizontales resultase menor que el determinado según 6.2.3, dichas fuerzas deberán multiplicarse por un factor de manera que el esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo.

En el método de análisis, la acción sísmica se asimila a un sistema de fuerzas cuyos efectos sobre la estructura se calculan siguiendo los procedimientos de la estática. Este sistema de fuerzas horizontales aplicadas en el centro de masas de cada una de las partes se define en los subpárrafos 6.2.3 al 6.2.7.

El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_0 = C I P \quad (4.13)$$

en que:

C = es el coeficiente sísmico que se define en subpárrafos 6.2.3.1 y 6.2.7.

I = es el coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en la tabla 4.8 de acuerdo con la clasificación indicada en párrafo 4.3;

P = es el peso total del edificio sobre el nivel basal, calculado en la forma indicada en subpárrafo 6.2.3.3.

El coeficiente sísmico C , se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2.75 \times A_0}{g \times R} \times \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (4.14)$$

en que:

n, T' = son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de la tabla 4.10 según la clasificación de la tabla 4.7;

A_0 = tiene el significado indicado en subpárrafo 6.2.3.2;

R = es un factor de reducción que se establece en párrafo 5.7;

T^* = es el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

En ningún caso el valor de C será menor que $A_0/6g$.

El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en la tabla 4.11.

En el caso de edificios estructurados para resistir las solicitaciones sísmicas mediante muros de hormigón armado, o una combinación formada por muros y pórticos de hormigón armado y paños de albañilería confinada, el valor máximo del coeficiente sísmico obtenido de la tabla 6.4 podrá reducirse multiplicándolo por el factor f determinado por la expresión:

$$f = 1,25 - 0,5q \quad (0,5 \leq q \leq 1,0) \quad (4.15)$$

donde q es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cociente (cociente) del esfuerzo de corte tomado por los muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en cada uno de los niveles de la mitad inferior del edificio, en una y otra de las direcciones de análisis.

La aceleración efectiva máxima A_0 se determina de la tabla 4.9 de acuerdo con la zonificación sísmica del país indicada en párrafo 4.1.

El peso total P del edificio sobre el nivel basal debe calcularse según lo dispuesto en subpárrafo 5.5.1. Para efectos de este cálculo, puede considerarse un valor nulo para la sobrecarga de cálculo de techos.

El valor del período de vibración T^* en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, debe calcularse mediante un procedimiento fundamentado.

Para estructuras de no más de 5 pisos las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse por la expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_0 \quad (4.16)$$

en que:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{H}} \quad (4.17)$$

Para estructuras de más de 5 pisos pero de menos de 16 pisos, se puede usar el sistema de fuerzas definido por las expresiones (6-4) y (6-5) o cualquier otro sistema de fuerzas horizontales, siempre que se satisfagan las condiciones (i) e (ii) especificadas en subpárrafo 6.2.1 (c).

Las fuerzas deben aplicarse independientemente en cada una de las dos direcciones de análisis contempladas en párrafo 5.8, todas en el mismo sentido.

Los edificios de dos o más pisos sin diafragma rígido en el nivel superior pueden analizarse suponiendo la existencia de un diafragma rígido en dicho nivel. Sin embargo, para el diseño del piso sin diafragma, cada elemento resistente al sismo debe calcularse aplicando una aceleración horizontal igual a 1,20 FN g/PN a la masa que tributa sobre él.

En particular, debe verificarse que la magnitud de los desplazamientos horizontales perpendiculares al plano resistente, obtenidos del análisis anterior, satisfagan lo dispuesto en 5.9.4.

Para determinar el esfuerzo de corte basal de los edificios de un piso que tienen diafragma rígido en el nivel superior, puede usarse un coeficiente sísmico igual al 80% del determinado según 6.2.3.1.

Análisis por torsión accidental

Los resultados del análisis hecho para las fuerzas estáticas aplicadas en cada una de las direcciones de acción sísmica, deben combinarse con los del análisis por torsión accidental.

Para este efecto, deben aplicarse momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,10 b_{ky} Z_k / H \text{ para el sismo según X;}$$

$$\pm 0,10 b_{kx} Z_k / H \text{ para el sismo según Y.}$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis.

Análisis modal espectral

Este método puede aplicarse a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

Una vez determinados los períodos naturales y modos de vibrar, las masas equivalentes para cada modo n están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n}$$

en que:

$$L_{nx} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_x\}$$

$$L_{ny} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_y\}$$

$$L_{n\theta} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_\theta\}$$

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$$

Se incluirán en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

Análisis por torsión accidental

El efecto de la torsión accidental debe considerarse en cualquiera de las dos formas alternativas siguientes:

a) desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en $\pm 0,05 b_{ky}$ para el sismo de dirección X, y en $\pm 0,05 b_{kx}$ para el sismo de dirección Y. Se debe tomar igual signo para los desplazamientos en cada nivel k, de modo que en general, es necesario considerar dos modelos en cada dirección de análisis, además del modelo con los centros de masas en su ubicación natural;

b) aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel, por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,10 b_{ky} Z_k/H \text{ para el sismo según X;}$$

$$\pm 0,10 b_{kx} Z_k/H \text{ para el sismo según Y.}$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis. Los resultados de estos análisis deberán sumarse a los de los análisis modales espectrales que resultan de considerar el sismo actuando según la dirección X o Y de la planta, del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

Espectro de diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*} \quad (4.18)$$

en que los valores del I y A_0 se determinan en la forma estipulada en 6.2.3.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n, de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1 - 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3} \quad (4.19)$$

en que:

T_n = período de vibración del modo n;

T_0 , p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de la tabla 4.10 según la clasificación de la tabla 4.7.

El factor de reducción R^* se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

en que:

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;
 R_0 = valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de párrafo 5.7.

Para los edificios estructurados con muros, el factor de reducción R^* puede determinarse usando la siguiente expresión alternativa:

$$R^* = 1 + \frac{N R_0}{4 T_0 R_0 + N}$$

en que:

N = número de pisos del edificio.

Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que, $I A_0 P / 6g$, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales deben multiplicarse por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $I C_{máx} P$, en que $C_{máx}$ se determina de 6.2.3.1. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales pueden multiplicarse por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $I C_{máx} P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

En el diseño de los elementos estructurales debe considerarse que los esfuerzos internos y los desplazamientos no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, cuando ellos se obtienen usando el método de Análisis Modal Espectral. El proyectista debe considerar este hecho en el diseño sismorresistente, de modo de asegurar que el diseño quede por el lado de la seguridad.

Tabla 4.8: Valor del coeficiente I

Categoría del Edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Tabla 4.9: Valor de la aceleración efectiva A_0

Zona Sísmica	A_0
1	0.2 g
2	0.3 g
3	0.4 g

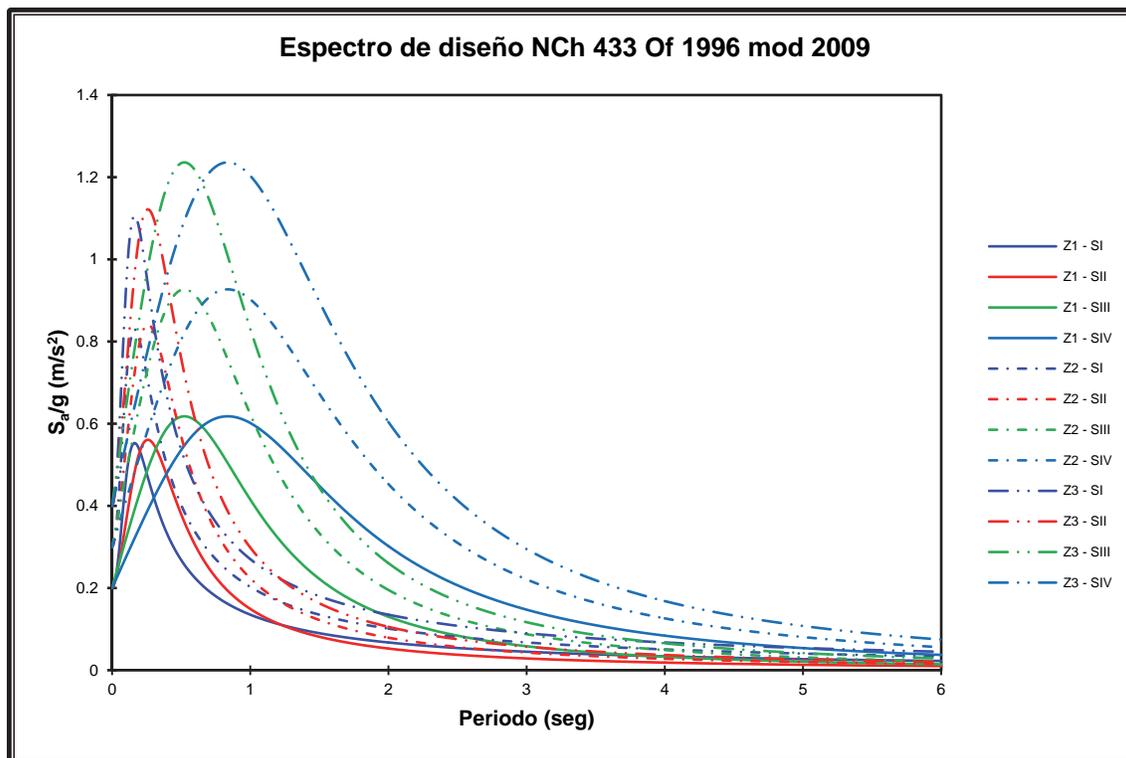
Tabla 4.10: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de Suelo	S	T_o	T'	n	p
		S	S		
I	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
II	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
III	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
IV	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00

Tabla 4.11: Valores máximos del coeficiente sísmico C

R	$C_{máx}$
2	0.90 $S A_o /g$
3	0.60 $S A_o /g$
4	0.55 $S A_o /g$
5.5	0.40 $S A_o /g$
6	0.35 $S A_o /g$
7	0.35 $S A_o /g$

A continuación se presentan los espectros de diseño de la NCh 433.Of96 modificada 2009.

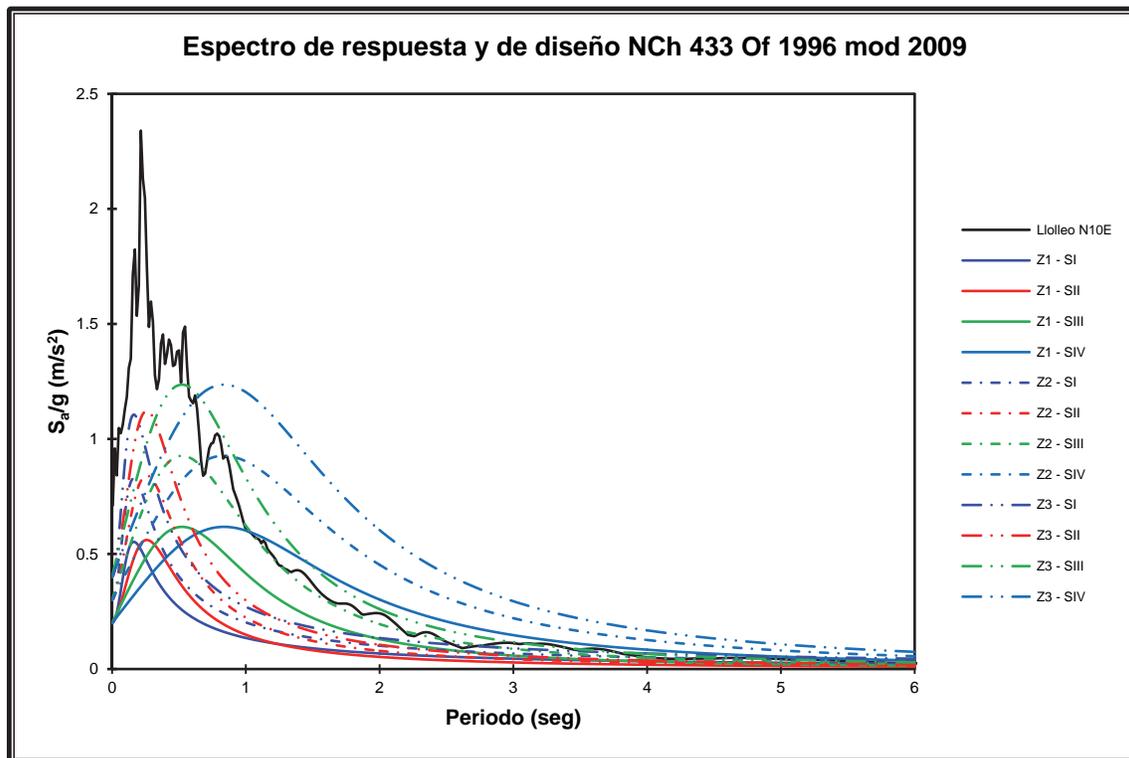


Gráfica 4.9: Espectros de diseño de las NCh 433.Of96 modificada 2009.

Dónde:

- Z1: Zona sísmica 1
- Z2: Zona sísmica 2

Z3: Zona sísmica 3
SI: Suelo tipo I
SII: Suelo tipo II
SIII: Suelo tipo III
SIV: Suelo tipo IV



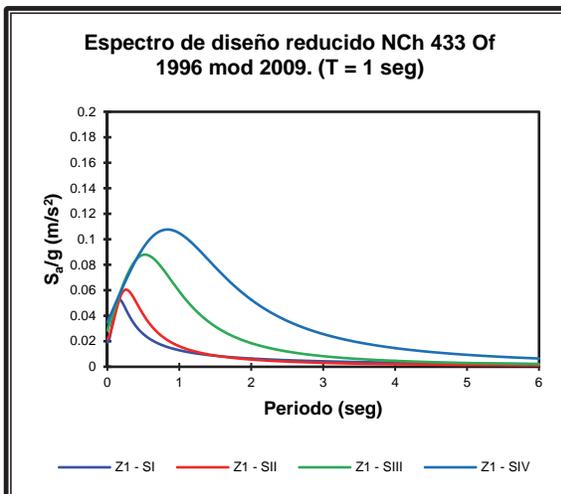
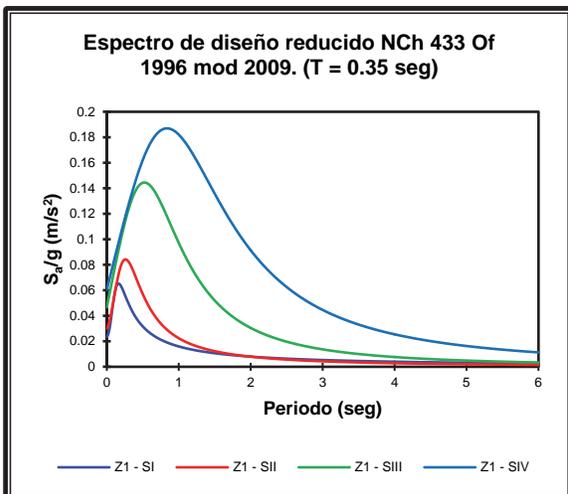
Gráfica 4.10: Espectro de respuesta y de diseño de las NCh 433.Of96 modificada 2009.

Donde:

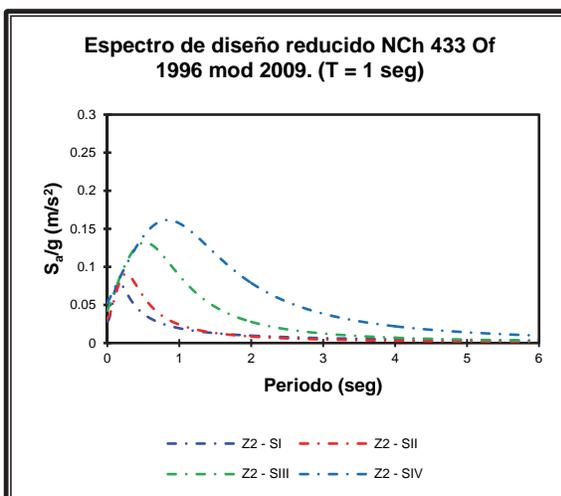
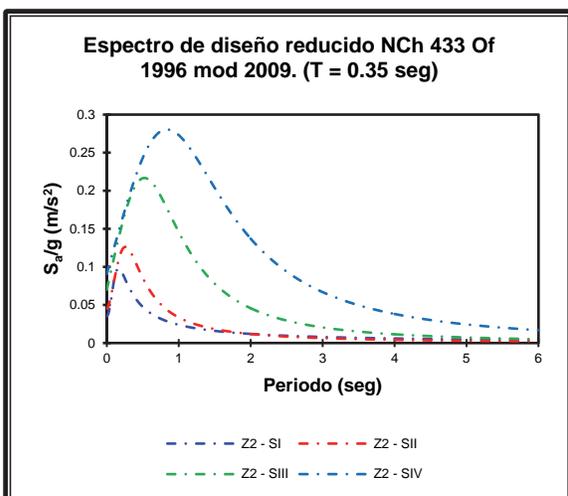
Llolleo N10E: Espectro de respuesta del registro de aceleraciones del sismo del 3 de Marzo de 1985, Llolleo.

Z1: Zona sísmica 1
Z2: Zona sísmica 2
Z3: Zona sísmica 3
SI: Suelo tipo I
SII: Suelo tipo II
SIII: Suelo tipo III
SIV: Suelo tipo IV

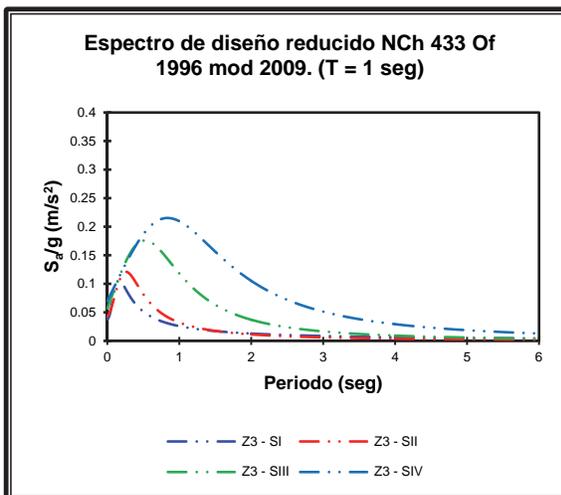
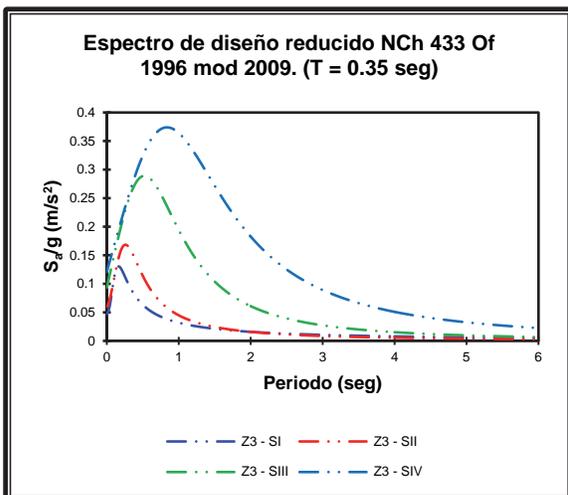
En los gráficos 4.11 a 4.16 que se mostraran los espectro de diseño reducido separados por zona sísmica con el detalle de que los gráficos situados en el lado izquierdo corresponden para espectros de edificaciones de periodo bajo ($T = 0.35$ s), mientras que para los de la derecha son para periodos altos ($T = 1$ s).



Gráfica 4.11 y 4.12: Espectros de diseño reducido de las NCh 433.Of96 modificada 2009, Zona I.



Gráfica 4.13 y 4.14: Espectros de diseño reducido de las NCh 433.Of96 modificada 2009, Zona II.



Gráfica 4.15 y 4.16: Espectros de diseño reducido de las NCh 433.Of96 modificada 2009, Zona III.

IV.3.3 NCh 2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.

Simbología

Los símbolos empleados en esta norma tienen el significado que se indica a continuación:

F_v = fuerza sísmica vertical;

Acción sísmica vertical

La acción sísmica vertical se puede considerar en forma estática, en la forma que se indica a continuación:

a) Para los casos indicados en 5.1.1 a) y 5.1.1 b) se debe aplicar un coeficiente sísmico vertical parejo, sobre todos los elementos, igual a A_0/g . De este modo la fuerza sísmica vertical debe ser: $F_v = \pm (A_0/g) I P$, en que P es la suma de las cargas permanentes y sobrecargas.

b) Para los casos contemplados en 5.1.1 c) y 5.1.1 d), el coeficiente sísmico debe ser $2 A_0/3 g$.

c) Para los casos contemplados en 5.1.1 e), se debe proceder de acuerdo a lo indicado en 5.9.

Alternativamente, se puede desarrollar un análisis dinámico vertical con el espectro de aceleraciones indicado en la expresión (5-5), para $R = 3$ y $\xi = 0,03$. En este caso, la ordenada espectral no necesita ser mayor que $I A_0$. Razones de amortiguamiento mayores que 0,03 se deben justificar especialmente.

IV.3.4 Decreto Supremo 117.

El diseño sísmico de edificios deberá realizarse de conformidad a las exigencias establecidas en el presente decreto y en lo que no se contraponga con éstas, supletoriamente, por lo establecido en la Norma Técnica NCh 433, aprobada mediante D.S. N°172 (V. y U.), de 1996 y su modificación del año 2009 oficializada por D.S. N° 406, (V. y U.), de 2010, en adelante, NCh 433, Of. 1996, mod. 2009.

Las disposiciones que se fijan en el presente decreto, no serán exigibles para obras civiles tales como puentes, presas, túneles, acueductos, muelles o canales. Tampoco se aplicará a edificios industriales ni instalaciones industriales, cuyo diseño deberá ajustarse a lo dispuesto en la normativa legal, reglamentaria y técnica correspondiente.

Toda referencia a cláusulas, simbología, figuras o tablas que se contengan en el presente decreto, deberá entenderse efectuada a las contenidas en la NCh 433 Of. 1996, mod. 2009.

Los símbolos empleados en este decreto y cuando corresponda, en la NCh 433 Of. 1996, mod.2009, tendrán el siguiente significado:

S_{se} = espectro de pseudo aceleración elástico;

S_{de} = espectro de desplazamiento elástico;

T_a = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño;

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

T_{ag} = periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, calculado con las secciones agrietadas, es decir, considerando la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón.

T_b = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

T_c = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

T_d = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

Z = factor que depende de la zonificación sísmica establecida en la cláusula 4.1 de la NCh 433 Of. 1996, mod.2009;

P = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

δ_u = desplazamiento lateral de diseño en el techo.

α_A = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

α_V = parámetro que interviene en la construcción del espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

α_D = parámetro que interviene en la construcción de espectro de diseño y que depende del tipo de suelo;

Efecto del suelo de cimentación y de la topografía en las características de movimiento sísmico.

Los siguientes tipos de suelos requieren de un estudio especial en el cual se establezca un espectro de diseño local:

Suelos potencialmente licuables, entendiéndose por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar N menor que 20 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0.10 MPa); suelos susceptibles de densificación por vibración; suelos clasificados como tipo IV, V o no clasificables en los alcances de Tabla inserta en el artículo 7° del presente decreto.

Cuando la información sobre el suelo de fundación permita clasificarlo dentro de dos o más tipos de suelo de acuerdo con lo establecido en la Tabla contenida en el artículo 7° del presente decreto, se debe suponer el perfil del suelo que resulte en el caso más desfavorable.

Establécese en la tabla 4.12, la siguiente definición de suelos de fundación.

Tabla 4.12: Definición de los tipos de suelos de cimentación.

Suelo Tipo	V_s (m/s)	RQD	q_u (MPa)	N_1	S_u (MPa)
I Rocas y suelo cementado (*1)	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10		
II Roca blanda o suelo muy denso o muy firme	≥ 500			≥ 50	
III Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
IV Suelo suelto o suelo blando	< 180			≥ 20	
V Suelos Especiales	*	*	*	*	*

(*1): No soluble en agua

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

N_1 : N_{spt} normalizado a una presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

ϵ_{qu} : Deformación unitaria dada por el ensayo de compresión no confinada.

RQD: "Rock Quality Designation" de acuerdo con la norma ASTM D 6032 "Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation of Rock Core"

Observaciones:

1. Para suelo tipo I se debe justificar V_s más una de las dos condiciones indicadas.
2. Para suelo tipo II se debe justificar V_s más N_1 en caso de arenas, y que en caso de otros suelos. Una excepción son las gravas fluviales compactas de espesor mayor o igual a 30 m bajo el sello de fundación, las cuales clasifican en suelo tipo II sin necesidad de medir V_s .
3. Para suelo tipo III se debe justificar V_s más N_1 en caso de arenas, y S_u en caso de otros suelos. Una excepción son las arenas con N_1 mayor o igual que 30 golpes/pie las cuales clasifican en suelo tipo III sin necesidad de medir V_s . Se aceptarán valores entre 20 y 30 golpes/pie siempre que el estrato sea menor o igual a 2 m.
4. Para suelo tipo IV se debe justificar V_s más N_1 en caso de arenas.
5. Se consideran Suelos Especiales (tipo V) aquellos que no clasifican como suelos tipo I, II, III y IV, por ejemplo: suelos licuables, suelos colapsables, suelos orgánicos, suelos sensitivos, turba, entre otros.
6. Para conjuntos de viviendas en terrenos de más de 8.000 m² o estructuras de 5 o más pisos sobre la superficie del terreno natural o edificios categoría de III y IV, las propiedades que permiten clasificar el suelo de fundación deben ser evaluadas en los primeros 30 m bajo la superficie de apoyo de las fundaciones o hasta la roca. En caso de pilotes, este nivel corresponde al nivel más bajo entre la cabeza del pilote y el nivel del terreno.
7. En el caso de terrenos con topografía irregular pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la clasificación.
8. Durante los dos primeros años de vigencia del presente decreto, V_s se debe determinar mediante una medición directa o del análisis de los datos y ensayos obtenidos de la exploración geotécnica. A partir del tercer año de vigencia de este decreto la medición directa de V_s será obligatoria.
9. V_s corresponde al menor valor entre el promedio ponderado de los primeros 30 metros bajo el sello de fundación o V_s promedio ponderado de los primeros 15 metros, de acuerdo a la siguiente definición:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:

V_{si} (m/s) = velocidad de ondas de corte de cada estrato;

d_i = espesor de cada estrato.

10. En el caso de loteo de viviendas sociales con superficie construida menor que 2.500 m² o privadas con superficie construida menor que 5.000 m² o edificaciones aisladas de menos de 1.000 m², con excepción de categorías de uso III y IV, no es obligatorio justificar V_s con mediciones directas.

Diafragmas de piso.

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de los diafragmas si se considera que a través de ellos se produce un acoplamiento que altera los parámetros vibratorios de la estructura y la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes, como es el caso, entre otros, de vanos cortos de puertas o ventanas y de pasillos de circulación.

Deformaciones sísmicas.

En estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos S_{de} para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de} (T_{ag})$$

Donde T_{ag} es el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el periodo ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

El espectro elástico de desplazamientos se calcula como:

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T)$$

S_{de} = espectro de desplazamiento elástico (cm);

S_{ae} = espectro de pseudo aceleración elástico definido en el artículo 13 del presente decreto (cm/seg²);

T = períodos considerados del sistema estructural (seg);

δ_u = desplazamiento lateral de diseño en el techo (cm).

Separaciones entre edificios o cuerpos de edificios.

La distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior al desplazamiento a ese nivel calculado según lo establecido en el artículo 9° del presente decreto (para niveles intermedios se puede interpolar linealmente) ni a 5 cm. Se exceptúan los edificios colindantes con un predio de uso público no destinado a ser edificado.

Método de análisis, generalidades.

Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se

debe tener en cuenta lo dispuesto en el artículo 8° del presente decreto. En el caso de planos o subestructuras verticales resistentes concurrentes a aristas comunes, deberá considerarse el monolitismo estructural mediante la inclusión de grados de libertad que compatibilicen los desplazamientos verticales de las aristas correspondientes.

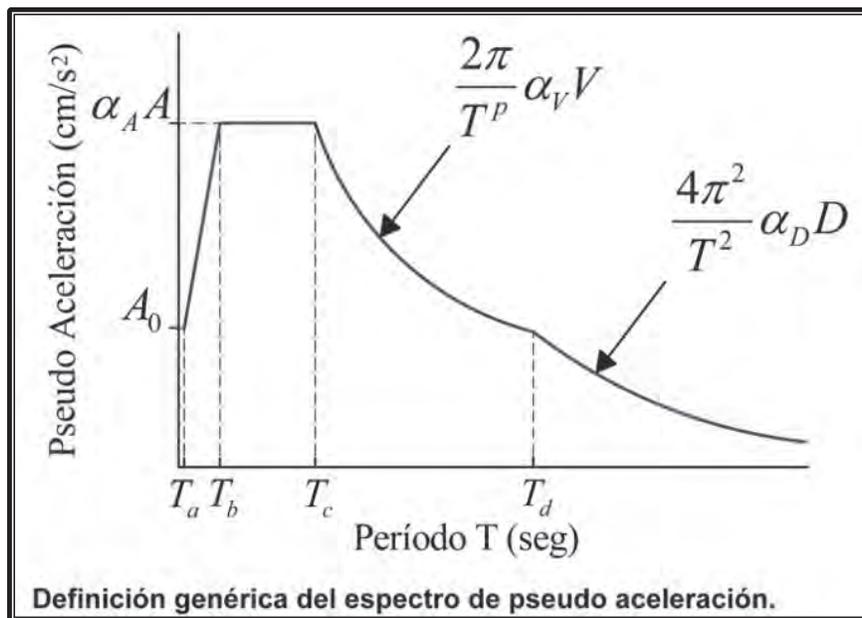
Espectro de diseño.

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{\left(\frac{R^*}{I}\right)}$$

En que el valor de I se determina en la forma estipulada en la cláusula 6.2.3, de la NCh 433, Of. 1996, mod. 2009.

El espectro de pseudo aceleración elástico se debe construir de acuerdo a la definición genérica presentada en la Figura inserta en el presente artículo y conjuntamente con los valores indicados en las Tablas que fijan el Valor de la aceleración efectiva A_0 y del factor Z de zonificación sísmica y el Valor de los parámetros que definen el espectro de pseudo aceleraciones elásticas, ambas insertas en el artículo 14 de este decreto. En la Tabla que fija el Valor de la aceleración efectiva A_0 y del factor Z de zonificación sísmica, deberá utilizarse $g=981 \text{ cm/seg}^2$ para la construcción del espectro de pseudo aceleración.



Gráfica 4.17: Espectro de diseño genérico de DS 117.

Establécese, en las tablas 4.13, 4.14 y 4.15, el valor de la aceleración efectiva A_0 y del factor Z de zonificación sísmica; el valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo y el valor de los parámetros que definen el espectro de pseudo aceleraciones elásticas, respectivamente.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

Tabla 4.13: Valores de la aceleración sísmica A_0 y del factor Z de zonificación sísmica.

Zona Sísmica	A_0 /g	Z
1	0.2	0.5
2	0.3	0.75
3	0.4	1.00

Tabla 4.14: Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo.

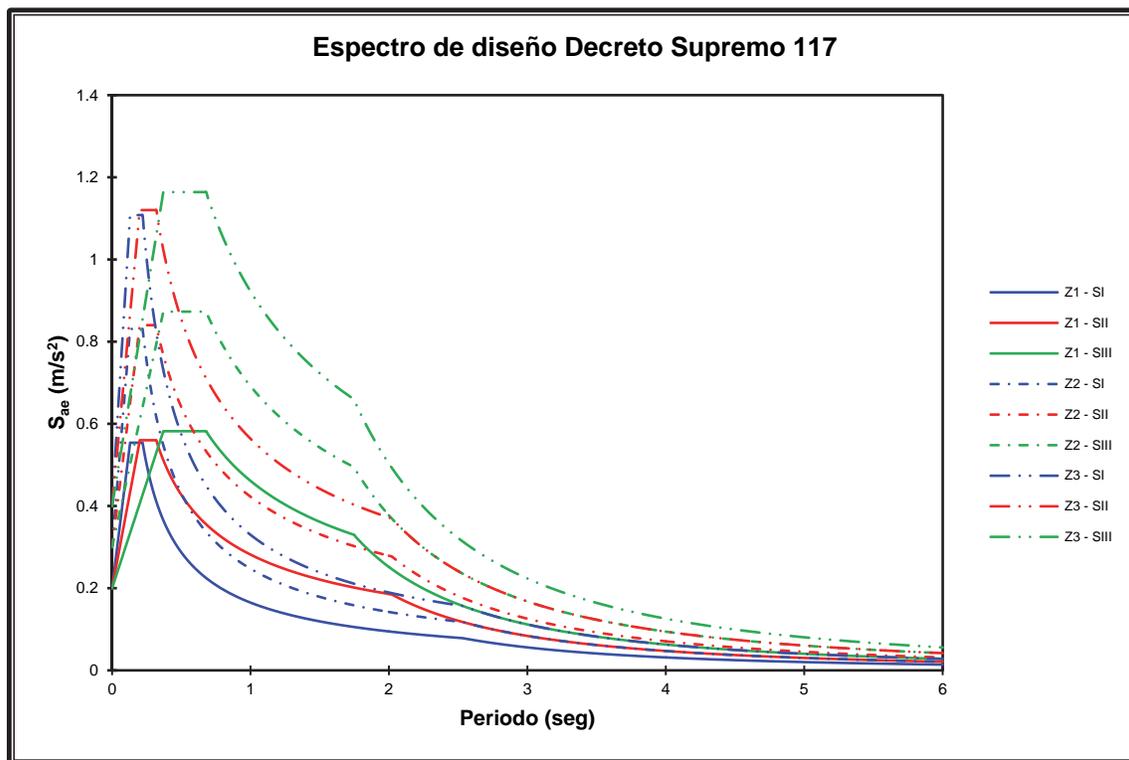
Tipo de Suelo	S	T_0 (seg)	T' (seg)	n
I	0.90	0.15	0.20	0.85
II	1.00	0.30	0.35	0.70
III	1.20	0.75	0.85	0.80

Tabla 4.15: Valor de los parámetros que definen el espectro de pseudo aceleraciones elásticas.

Tipo de Suelo	T_a (seg)	T_b (seg)	T_c (seg)	T_d (seg)	$\alpha_A A$	$\alpha_V V$	$\alpha_D D$	ρ
I	0	0.13	0.22	2.53	1087 Z	51.5 Z	25.0 Z	0.8
II	0	0.20	0.32	2.02	1099 Z	88.0 Z	37.5 Z	0.6
III	0	0.37	0.68	1.75	1142 Z	144.0 Z	50.0 Z	0.6

Nota: el periodo del suelo está entre T_b y T_c

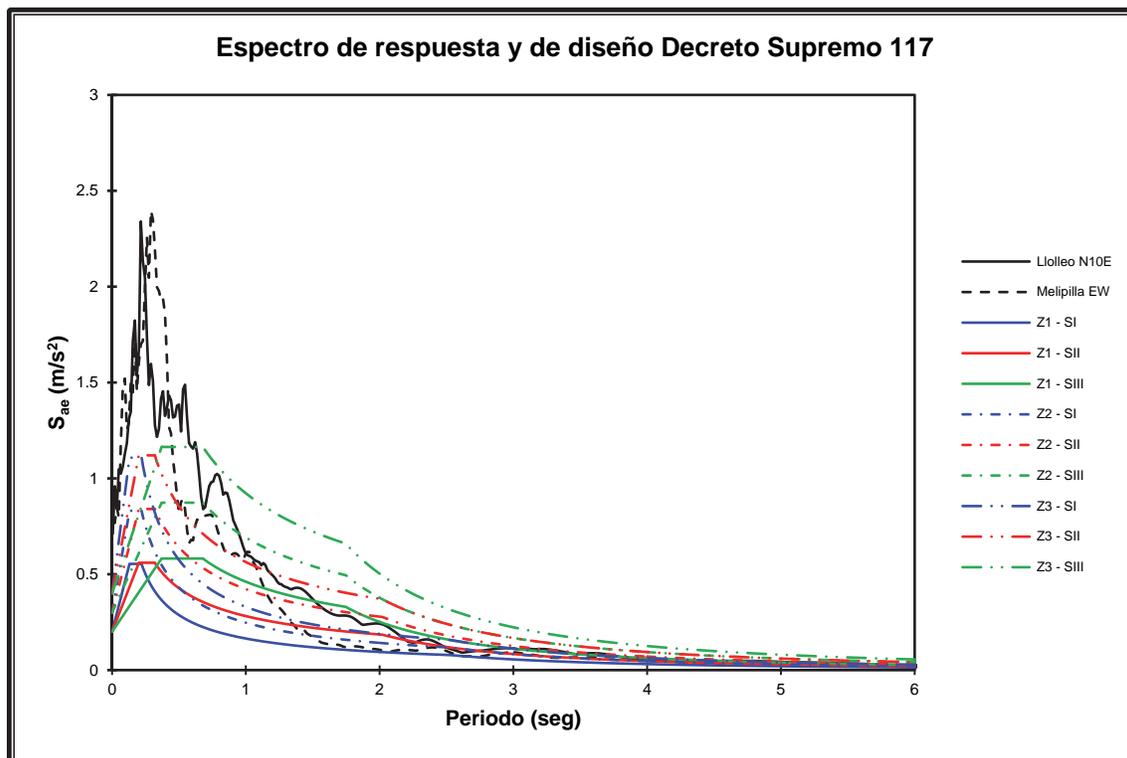
A continuación se presentan los espectros de diseño del DS 117.



Gráfica 4.18: Espectro de diseño genérico de DS 117.

Donde:

- Z1: Zona sísmica 1
- Z2: Zona sísmica 2
- Z3: Zona sísmica 3
- SI: Suelo tipo I
- SII: Suelo tipo II
- SIII: Suelo tipo III



Gráfica 4.19: Espectro de respuesta y de diseño genérico de DS 117.

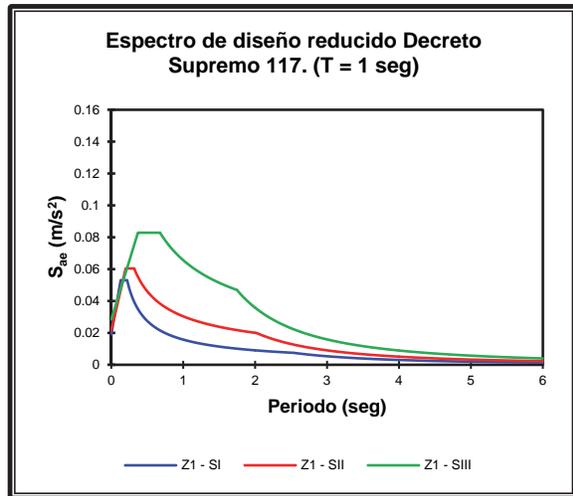
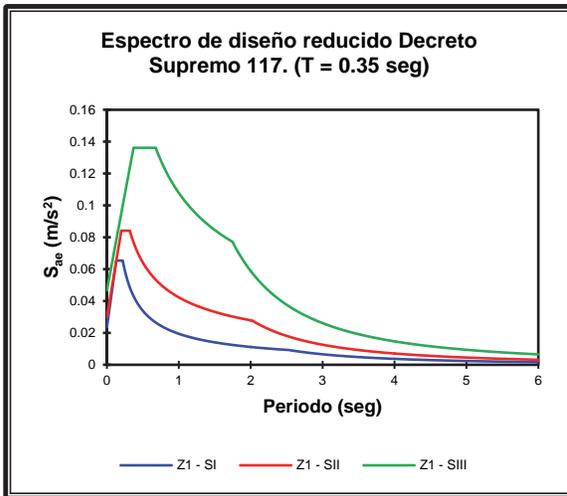
Donde:

Llolleo N10E: Espectro de respuesta del registro de aceleraciones del sismo del 3 de Marzo de 1985, Llolleo.

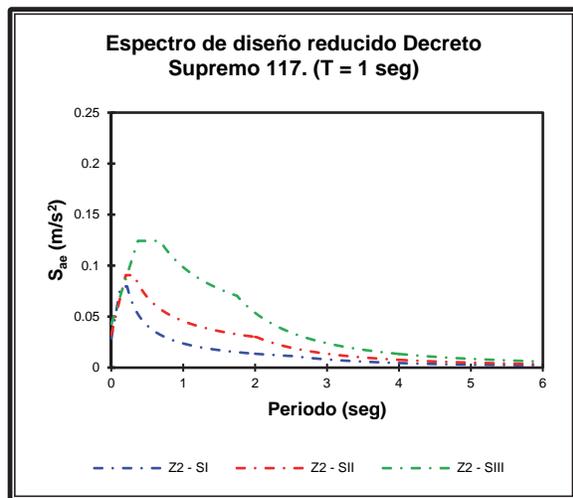
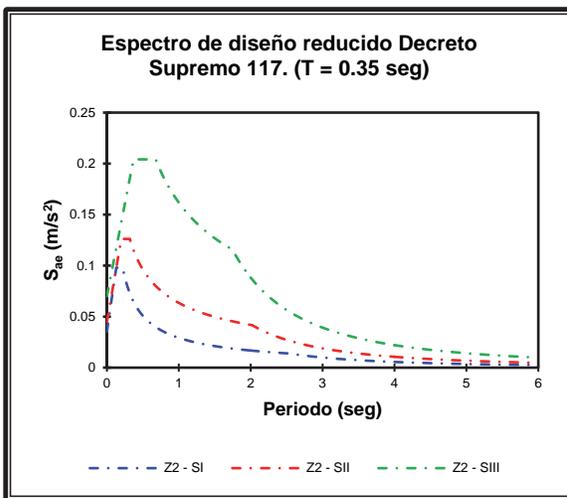
Melipilla EW: Espectro de respuesta del registro de aceleraciones del sismo del 27 de Febrero de 2010, Melipilla.

- Z1: Zona sísmica 1
- Z2: Zona sísmica 2
- Z3: Zona sísmica 3
- SI: Suelo tipo I
- SII: Suelo tipo II
- SIII: Suelo tipo III
- SIV: Suelo tipo IV

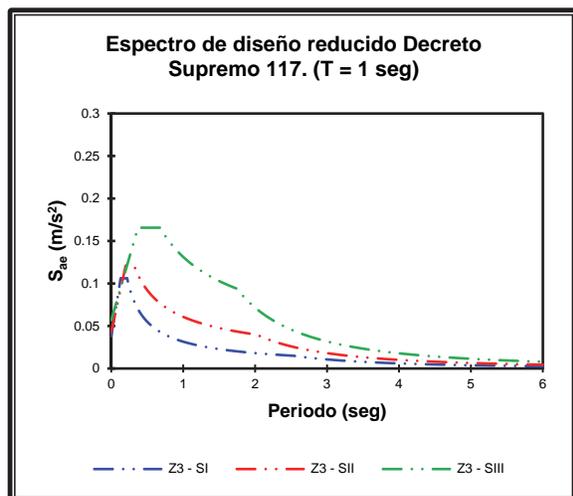
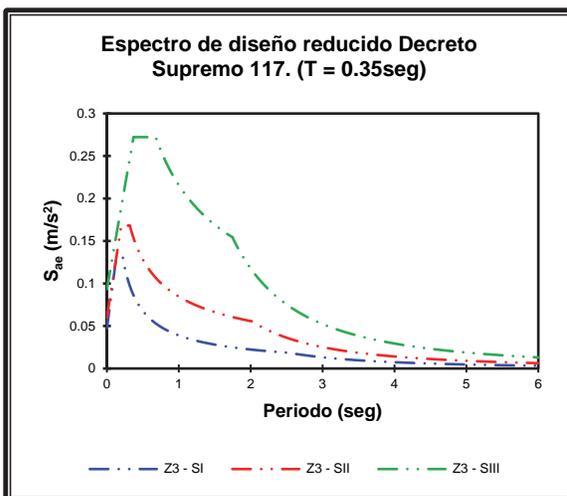
En los gráficos 4.20 a 4.25 que se mostraran, están separados por zona sísmica con el detalle de que los gráficos situados en el lado izquierdo corresponden para espectros de edificaciones de periodo bajo ($T = 0.35$ s), mientras que para los de la derecha son para periodos altos ($T = 1$ s).



Gráfica 4.20 y 4.21: Espectro de diseño reducido de DS 117, Zona 1.

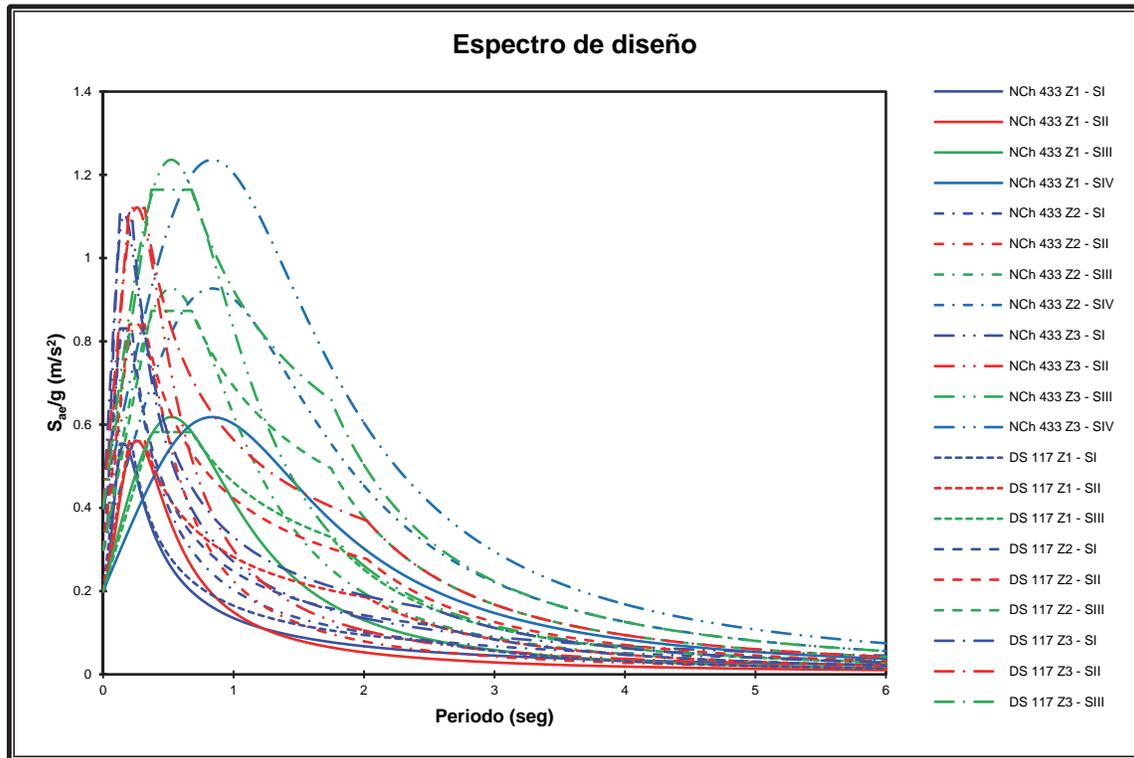


Gráfica 4.22 y 4.23: Espectro de diseño reducido de DS 117, Zona 2.



Gráfica 4.24 y 4.25: Espectro de diseño reducido de DS 117, Zona 3.

Comparación de los espectros de diseño elástico de la NCh 433 y el DS 117.



Gráfica 4.26: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117.

Donde:

Z1: Zona sísmica 1

Z2: Zona sísmica 2

Z3: Zona sísmica 3

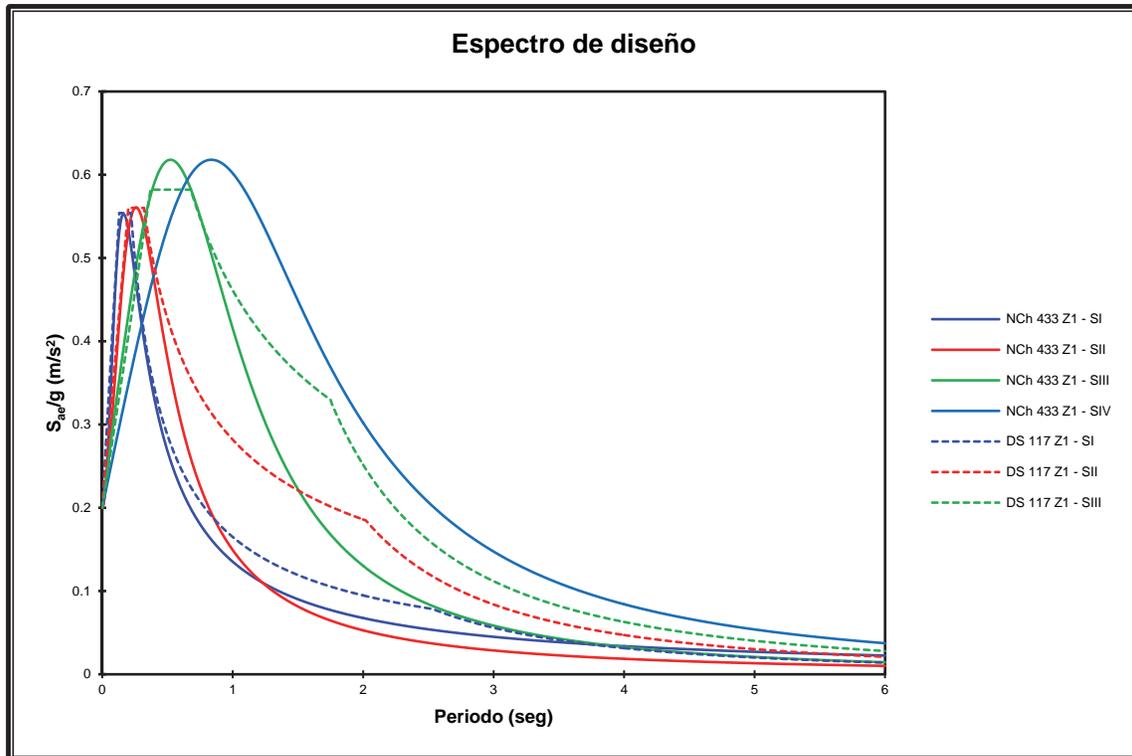
SI: Suelo tipo I

SII: Suelo tipo II

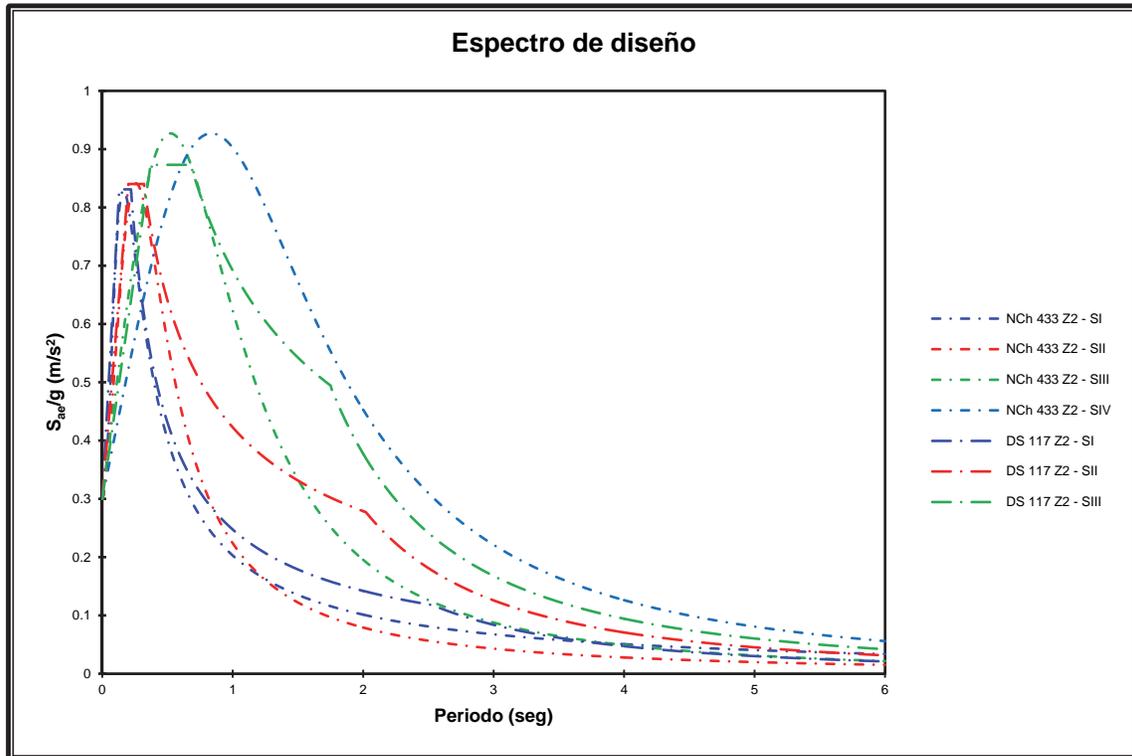
SIII: Suelo tipo III

SIV: Suelo tipo IV

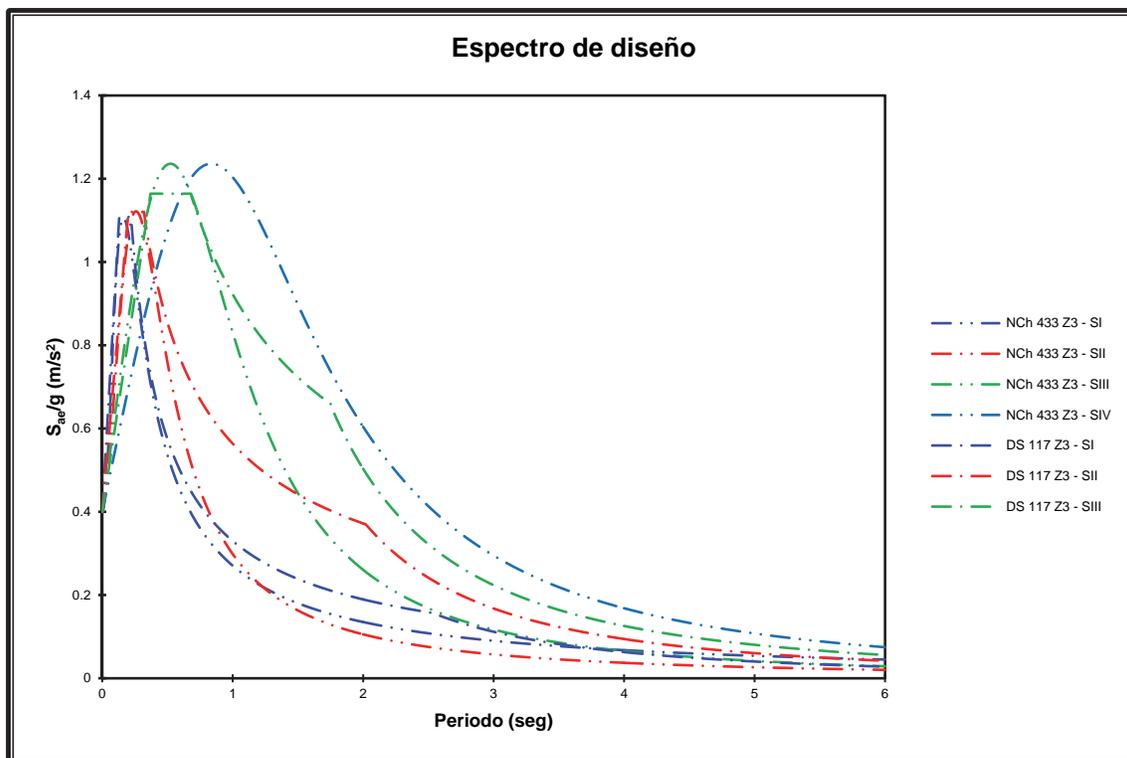
En esta comparación que se muestra en la gráfica 4.26 vemos que en el DS 117 no hay un espectro de diseño elástico para suelo tipo IV, a continuación de la gráfica 4.27 a 4.29 nos muestra la misma comparación pero por zona sísmica.



Gráfica 4.27: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117, Zona 1.



Gráfica 4.28: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117, Zona 2.



Gráfica 4.29: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117, Zona 3.

IV.3.5 Decreto Supremo 61.

El diseño sísmico de edificios deberá realizarse de conformidad a las exigencias establecidas en el presente decreto y en lo que no se contraponga con éstas, supletoriamente, por lo establecido en la Norma Técnica NCh 433, aprobada mediante DS N° 172 (V. y U.), de 1996 y su modificación del año 2009, oficializada por DS exento N° 406 (V. y U.), de 2010, en adelante NCh 433. Of. 1996, mod. 2009.

Las disposiciones que se fijan en el presente decreto, no serán exigibles para obras civiles tales como puentes, presas, túneles, acueductos, muelles o canales. Tampoco se aplicará a edificios industriales ni instalaciones industriales, cuyo diseño deberá ajustarse a lo dispuesto en la normativa legal, reglamentaria y técnica correspondiente.

Toda referencia a cláusulas, simbología, figuras o tablas que se contengan en el presente decreto, deberá entenderse realizada a las contenidas en la NCh 433. Of. 1996, mod. 2009.

Glosario

Los símbolos empleados en este decreto y cuando corresponda, en la NCh433.Of1996, mod. 2009, tendrán el siguiente significado:

Df : Profundidad del sello de fundación en metros, medido desde la superficie natural del terreno
LL : Límite Líquido
MASW : Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (Multichannel Analysis of Surface Waves)
N-SPT : Índice de Penetración Estándar
N1 : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas
qu : Resistencia a la compresión simple del suelo
ReMi : Refracción de ruido ambiental (Refraction Microtremor)
RQD : Rock Quality Designation, según norma ASTM D 6032
SASW : Análisis Espectral de Ondas Superficiales (Spectral Analysis of Surface Waves)
Su : Resistencia al corte no-drenada del suelo
Vs : Velocidad de propagación de ondas de corte
Vp : Velocidad de propagación de ondas de compresión
Vs30 : Velocidad de onda de corte equivalente de los 30 m superiores del terreno
Vs(Df +15) : Velocidad de onda de corte equivalente de los metros superiores del terreno en una profundidad Df + 15
Q_{min} : Corte basal mínimo en la dirección de análisis
R1 : Factor que resulta de multiplicar el valor de R* por el cociente (cociente) Qo/Q_{min}, siempre que Qo/Q_{min} sea menor o igual a 1,0. En caso que este cociente (cociente) sea mayor que 1,0, se debe usar R1=R*
Cd* : Factor de amplificación de desplazamiento elástico
Sde : Espectro de desplazamiento elástico
Tag : Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, calculado con las secciones agrietadas, es decir, considerando la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón.
δ_u : Desplazamiento lateral de diseño en el techo.
ε_{qu} : Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de suelos.

La respuesta sísmica en superficie de un depósito de suelo y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito son principalmente dependiente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del período fundamental del depósito de suelos, del nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno y de la excitación sísmica propiamente tal. Teniendo en consideración la tecnología disponible a lo largo del país, la clasificación sísmica de suelos se ha optado por centrarla en el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, éste es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, Vs30. Este parámetro se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}}$$

Donde:

V_{s-i}: velocidad de ondas de corte del estrato i, en m/s

h_i : espesor del estrato i, en metros

n : número de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

En edificios con subterráneos se debe verificar que la profundidad de exploración se extienda al menos 15 metros por debajo del sello de fundación. En aquellos casos en que la profundidad del sello de fundación, D_f , más 15 metros resulte mayor a 30 metros, es decir $D_f + 15 > 30$, los parámetros geotécnicos requeridos en la Tabla de Clasificación Sísmica del terreno son aplicables a la profundidad $D_f + 15$. En este caso el parámetro V_{s30} se reemplaza por $W_s (D_f+15)$, aplicando la expresión correspondiente considerando n igual al número de estratos existentes en la profundidad $D_f + 15$ de los metros superiores del terreno.

La velocidad de propagación de las ondas de corte puede ser medida por ensayos down-hole, cross-hole o sonda de suspensión o a partir de mediciones de ondas superficiales (Rayleigh), por métodos como SASW, MASW o ReMi. En estos casos se deben informar las curvas de dispersión y los resultados del perfil de velocidades en profundidad para dos mediciones preferentemente ortogonales. Adicionalmente, cuando se utilice el método ReMi se debe incluir una medición con una fuente activa de conocida ubicación. El perfil de velocidades de ondas de corte que caracteriza el terreno corresponderá a aquel que resulte en el caso más desfavorable. No se permite estimar V_s a partir de ondas V_p .

Para conjuntos de viviendas en terrenos de más de 8.000 metros cuadrados o estructuras de 5 o más pisos sobre la superficie del terreno natural o edificios categoría de III y IV, las propiedades que permiten clasificar el suelo de fundación deben ser evaluadas en los primeros 30 metros bajo la superficie natural del terreno o hasta la roca.

Sin embargo, en el caso particular de estructuras clasificadas de acuerdo a su uso como III o IV, que presentan un total menor a 500 metros cuadrados construidos, no sean superior a 2 niveles y/o pisos y tampoco presenten una altura total mayor a 8 metros, no es obligatorio justificar V_{s30} con mediciones in-situ, ni tampoco es obligatorio justificar valores del Índice de Penetración o resistencia no drenada en una profundidad de 30 metros. En estos casos, el estudio de Mecánica de Suelos realizado cumpliendo la norma NCh1508.Of 2008, debe descartar que se está en presencia de suelo licuable, susceptible de densificación por vibración, colapsable, orgánico o turba. Además, el terreno no debe estar afecto a amplificación topográfica. Además, en estos casos, las estructuras deben ser diseñadas considerando la condición más desfavorable de tipo de suelo. Consecuentemente, el análisis sísmico se debe realizar mediante el método estático, utilizando el coeficiente sísmico máximo para el tipo de suelo más desfavorable, Suelo Tipo E.

Clasificación Sísmica del Terreno

La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y, por el contrario, el mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana).

Existen depósitos de suelos que por sus propiedades geotécnicas singulares no permiten ser categorizados sísmicamente sólo por V_{s30} y por tanto requieren estudios especiales de amplificación de acuerdo a sus particulares características.

Estos suelos son los siguientes:

- Suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar N_{10} , menor que 20 golpes/pie (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0.10 MPa)
- Suelos susceptibles de densificación por vibración
- Suelos colapsables
- Suelos orgánicos

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

- Suelos finos saturados con $LL > 80$ y espesor > 20 metros
- Suelos finos saturados de sensibilidad mayor a 10

También quedan fuera de la clasificación sísmica aquellos terrenos con topografía irregular, donde pueden existir fenómenos de amplificación local, los cuales no están cubiertos por la clasificación.

De acuerdo al comportamiento sísmico esperado se han definido los Tipos de Suelos, para los cuales se establecen las propiedades geotécnicas de requisito mínimo en cada caso. La definición de los Tipos de Suelos asociados a la Clasificación Sísmica de Suelos se establece de acuerdo a la Tabla 4.16:

TABLA 4.16: CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO DE FUNDACIÓN

Suelo Tipo	V_{S30} (m/s)	RQD	q_u (MPa) ($\epsilon_{qu} \geq 2\%$)	N_1 (golpe/pie)	S_u (MPa)
A Rocas, suelo cementado.	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \geq 2\%$)		
B Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		$\geq 0,40$ ($\epsilon_{qu} \geq 2\%$)	≥ 50	
C Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\epsilon_{qu} \geq 2\%$)	≥ 40	
D Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E Suelo de compactidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F Suelos Especiales	*	*	*	*	*

N_1 : Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa.

Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas

RQD : Rock Quality Designation, según Norma Astm D 6032

q_u : Resistencia a la compresión simple del suelo

ϵ_{qu} : Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple

S_u : Resistencia al corte no-drenada del suelo

- SUELO TIPO A

Para Suelo Tipo A se debe justificar V_{S30} , más RQD en roca y q_u en suelo cementado, con un mínimo de 5 mediciones. En aquellos casos donde se demuestre que todo el perfil de los 15 metros superiores presenta una velocidad de onda de corte superior a 900 m/seg, no será necesaria la justificación de RQD, ni q_u .

Cuando la estructura se apoya íntegramente en el basamento rocoso y este basamento cumple las características geotécnicas antes indicadas, independientemente de los materiales geotécnicos existentes sobre el sello de fundación, el sitio clasifica como Suelo Tipo A.

- SUELO TIPO B

Para Suelo Tipo B se debe justificar V_{S30} , más N_1 , en caso de arenas, y q_u en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del Índice de Penetración, se deberá proporcionar una detallada descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos a partir de la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga del perfil de Vs en profundidad y que dicho perfil indique claramente que Vs aumenta monótonamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 500$ m/s, se podrá clasificar automáticamente como suelo tipo C, sin necesidad de otras mediciones.

Una excepción son las gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros (medidos a partir de la superficie natural), las cuales clasifican en Suelo Tipo B sin necesidad de medir Vs, ni presentar la descripción estratigráfica detallada. El sustento para establecer la presencia de gravas fluviales de espesor mayor o igual a 30 metros, puede ser de tipo geológico, o información confiable y demostrable de sectores del entorno inmediato.

- SUELO TIPO C

Para Suelo Tipo C se debe justificar V_{s30} , más N1, en caso de arenas, y qu, en el caso de suelos finos.

En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del Índice de Penetración, se deberá proporcionar una descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos desde la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga del perfil de Vs en profundidad y que dicho perfil indique claramente que Vs aumenta monótonamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 350$ m/s, se podrá clasificar automáticamente como Suelo Tipo D, sin necesidad de mayores mediciones.

- SUELO TIPO D

Para Suelo Tipo D se debe justificar V_{s30} , más N1, en caso de arenas, y Su en el caso de suelos finos.

En depósitos de suelos arenosos donde se disponga de mediciones del Índice de Penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumpla que $N1 > 30$ golpes/pie, se podrá clasificar automáticamente el terreno como Suelo Tipo D, sin necesidad de otras mediciones. Dentro de los 30 metros de medición del N-SPT se aceptan en total no más de 5 metros con N1, en el rango de 20 - 29 golpes/pie.

En el caso que sólo se disponga del perfil de Vs en profundidad y que dicho perfil indique claramente que Vs aumenta monótonamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 180$ m/s, se podrá clasificar automáticamente como Suelo Tipo E, sin necesidad de otras mediciones.

- SUELO TIPO E

Para suelo tipo E se debe justificar V_{s30} , más N1, en caso de arenas y Su en el caso de suelos finos.

- SUELO TIPO F

Se consideran Suelos Especiales (Tipo F) aquellos que presentan singularidades en su comportamiento mecánico y por tanto requieren estudios geotécnicos especiales. Como ejemplo se pueden citar: suelos licuables, suelos colapsables, suelos orgánicos, suelos sensitivos, turba, entre otros.

OBSERVACIÓN: Cuando la información sobre el suelo de fundación permita clasificarlo dentro de dos o más tipos de suelo, se debe optar por Clasificación Sísmica que resulte en el caso más desfavorable.

Situaciones transitorias

Durante los dos primeros años de vigencia del presente decreto, Vs se debe determinar mediante una medición in-situ, o del análisis de los datos y ensayos obtenidos de la exploración geotécnica. A partir del tercer año de vigencia de este decreto la medición de Vs in-situ será obligatoria.

Cuando existe una adecuada base geológica del terreno en estudio, además, se dispone del perfil de velocidad de onda de corte en profundidad que indique que Vs aumenta monótonamente con la profundidad hasta los 30 metros (medidos éstos desde la superficie natural) y adicionalmente, se cuente con calicatas o exploración de al menos 10 metros de profundidad, el Ingeniero Especialista en Mecánica de Suelos, bajo su responsabilidad técnica, para establecer la clasificación sísmica del subsuelo puede prescindir de la exploración de 30 metros de profundidad que requiere para establecer valores de N-SPT, q_u , o S_u , según corresponda.

Esta disposición será válida por un período de 18 meses desde la fecha de entrada en vigencia del presente decreto.

No podrán acogerse a esta disposición las estructuras clasificadas según su uso como Tipo III o IV, a excepción de:

- Aquellas que cumplen con ser menores a 500 metros cuadrados construidos y, además, no superior a 2 niveles y/o pisos y de una altura total menor a 8 metros.
- Aquellas correspondientes a galpones metálicos y no prefabricados, de un piso, de menos de 3.000 metros cuadrados construidos.

Diafragmas de Piso

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de los diafragmas si se considera que a través de ellos se produce un acoplamiento que altera los parámetros vibratorios de la estructura y la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes, como es el caso, entre otros, de vanos cortos de puertas o ventanas y de pasillos de circulación.

Deformaciones Sísmicas

Para efecto del análisis estructural, se deberá respetar la cláusula 5.9 de la norma NCh433.Of1996, mod.2009.

Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag})$$

Donde T_{ag} es el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

Capítulo IV: Normatividad y Sismicidad.

El espectro elástico de desplazamientos S_{de} (T_n) se calcula según la expresión del artículo 13 del presente decreto.

Separación entre edificios o cuerpos de edificios

La distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a $2R^{1/3}$ veces el desplazamiento a ese nivel calculado con los métodos de análisis establecidos en 6.2 y 6.3 de la Norma Técnica NCh433.Of1996, mod.2009, ni a un dos por mil de la altura del mismo nivel ni a 1,5 centímetros. Se exceptúan los edificios colindantes con un predio de uso público no destinado a ser edificado.

Las distancias entre los cuerpos de un mismo edificio o entre el edificio en estudio y uno existente, medidas en cada nivel, no deben ser inferiores al doble de las establecidas en el párrafo.

Método de Análisis, generalidades.

Cualesquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso: dos desplazamientos horizontales y la rotación del piso en torno a la vertical. En la elección del número de grados de libertad incluidos en el análisis se debe tener en cuenta lo dispuesto en el artículo 8 del presente decreto. En el caso de planos o subestructuras verticales resistentes concurrentes a aristas comunes, deberá considerarse el monolitismo estructural mediante la inclusión de grados de libertad que compatibilicen los desplazamientos verticales de las aristas correspondientes.

Espectro de Diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^* / I)}$$

En que los valores de I y A_0 se determinan en la forma estipulada en la cláusula 6.2.3 de la NCh433.Of1996, mod.2009.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo a la expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

En que:

T_n = período de vibración del modo n

T_0 y p = parámetros relativos al tipo de suelo que se determinan de la tabla dada en 12.3

Los parámetros dependientes del tipo de suelo, contenidos en la tabla 4.10 de la Norma Técnica NCh433.Of1996, mod.2009, deben obtenerse de la tabla 4.17:

Tabla 4.17: Parámetros que dependen del tipo de suelo.

Tipo de Suelo	S	T _o (seg)	T' (seg)	n	P
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

Las tablas 4.8, 4.9 y 4.11 de la norma NCh433.Of1996, mod.2009 se mantienen sin modificaciones.

Espectro Elástico de Desplazamientos.

El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo se obtiene de:

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^*$$

En esta ecuación S_{de} es el espectro elástico de desplazamientos (cm), A₀ está expresada en cm/seg² y los valores de Cd* son los indicados en la tabla 4.18:

Tabla 4.18: valores de Cd*.

Tipo de Suelo	C _d *	Rango Periodos
A	1.0	T _n ≤ 0.23 seg
	- 0.055 T _n ² + 0.36 T _n + 0.92	0.23 seg < T _n ≤ 2.52 seg
	0.08 T _n ² - 0.9 T _n + 3.24	2.52 seg < T _n ≤ 5.00 seg
B	1.0	T _n ≤ 0.47 seg
	0.95 T _n + 0.55	0.47 seg < T _n ≤ 2.02 seg
	0.065 T _n ² - 0.75 T _n + 3.72	2.02 seg < T _n ≤ 5.00 seg
C	1.0	T _n ≤ 0.65 seg
	0.57 T _n + 0.63	0.65 seg < T _n ≤ 2.02 seg
	0.055 T _n ² - 0.63 T _n + 2.83	2.02 seg < T _n ≤ 5.00 seg
D	1.0	T _n ≤ 0.90 seg
	1.10 T _n	0.90 seg < T _n ≤ 1.75 seg
	1.93	1.75 seg < T _n ≤ 5.00 seg

Nota: Las ecuaciones contenidas en esta tabla representan un ajuste analítico de los valores del espectro elástico de desplazamientos obtenidos con los registros del sismo de 27 de febrero de 2010, y con las recomendaciones de diseño de confinamiento para muros de hormigón armado, contenidas en el DS N° 118 (V. y U.), de 2010 o en la norma que lo reemplace o modifique.

13.2 Para los suelos clasificados como Tipo E se requiere un estudio especial, en el cual se establezca el espectro de desplazamiento elástico.

Limitaciones del esfuerzo de corte basal mínimo

Si la componente del esfuerzo de corte basal en el análisis modal espectral en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $I S A_0 P / 6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las sollicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado como mínimo.

Análisis Estático.

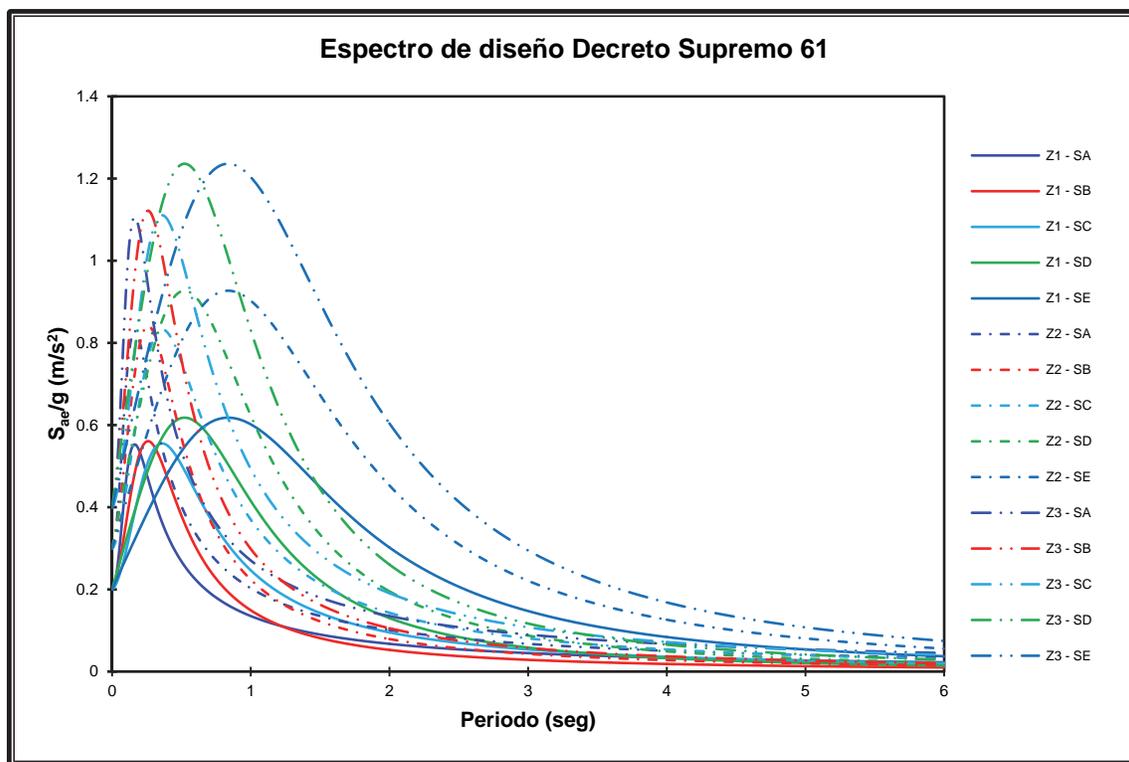
El coeficiente Sísmico C, se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2.75 \times S \times A_0}{g \times R} \times \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n$$

En que los parámetros tienen el significado dado en la Norma Técnica NCh 433.Of1996, mod.2009.

En ningún caso el valor de C será menor que $A_0 S / 6g$.

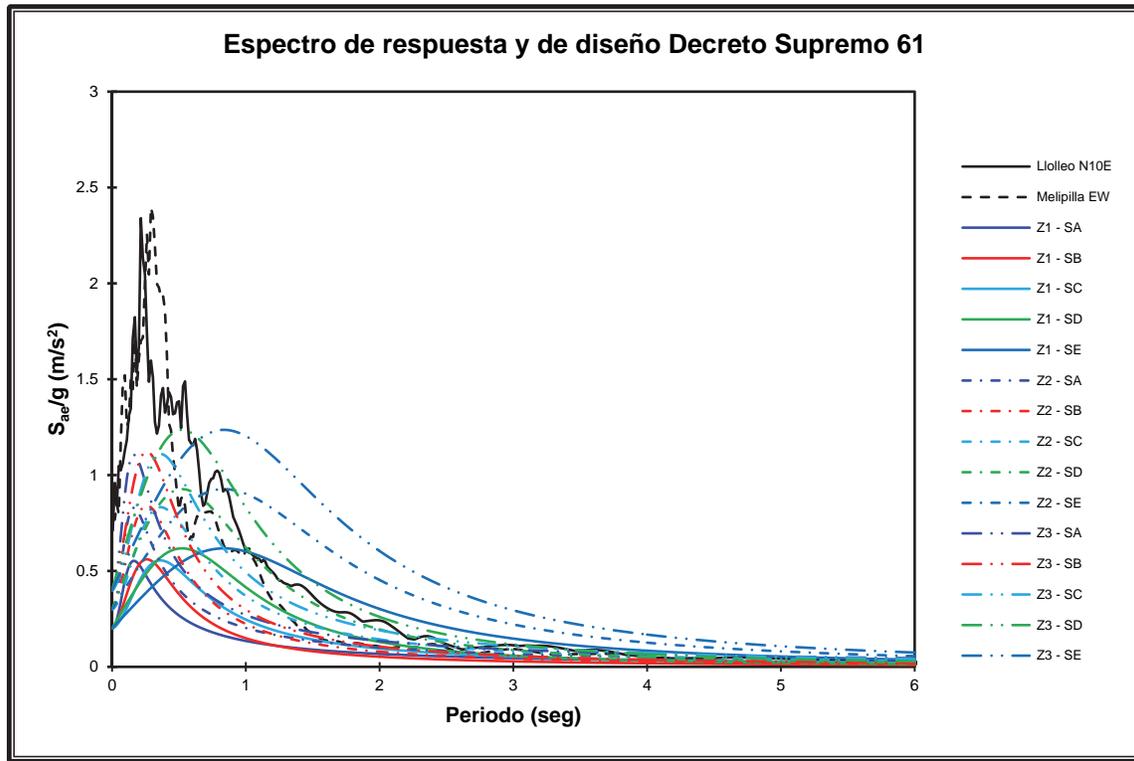
A continuación se presentan los espectros de diseño del DS 61.



Gráfica 4.30: Espectro de diseño del DS 61.

- Z1: Zona sísmica 1
- Z2: Zona sísmica 2
- Z3: Zona sísmica 3
- SA: Suelo tipo A
- SB: Suelo tipo B
- SC: Suelo tipo C

SD: Suelo tipo D
SE: Suelo tipo E



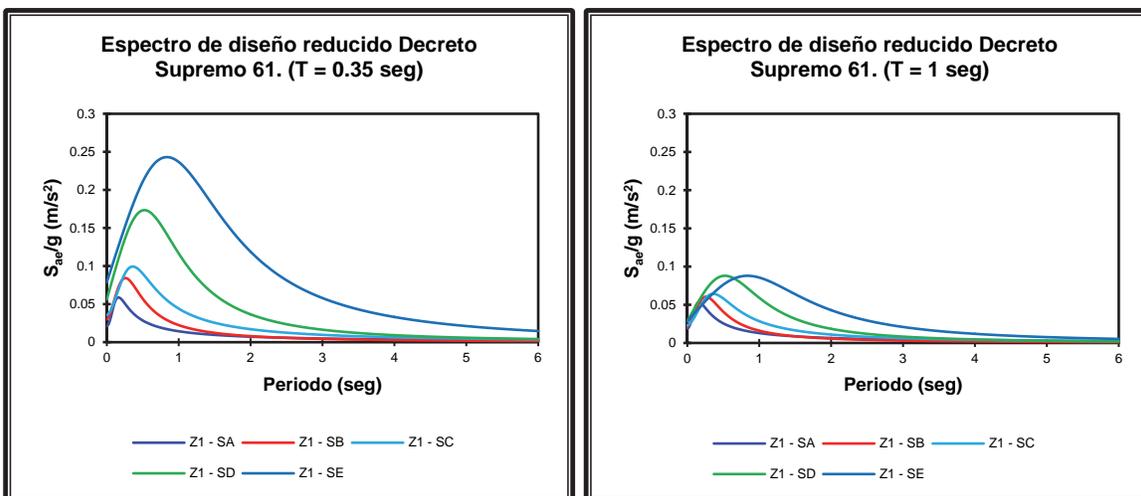
Gráfica 4.31: Espectro de respuesta y de diseño del DS 61.

Lolloe N10E: Espectro de respuesta del registro de aceleraciones del sismo del 3 de Marzo de 1985, Lolloe.

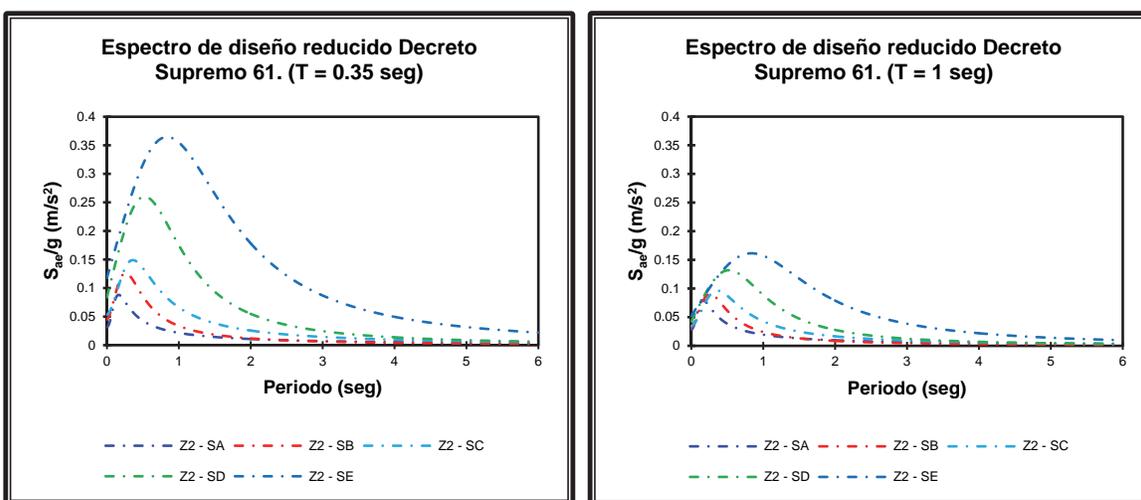
Melipilla EW: Espectro de respuesta del registro de aceleraciones del sismo del 27 de Febrero de 2010, Melipilla.

Z1: Zona sísmica 1
Z2: Zona sísmica 2
Z3: Zona sísmica 3
SA: Suelo tipo A
SB: Suelo tipo B
SC: Suelo tipo C
SD: Suelo tipo D
SE: Suelo tipo E

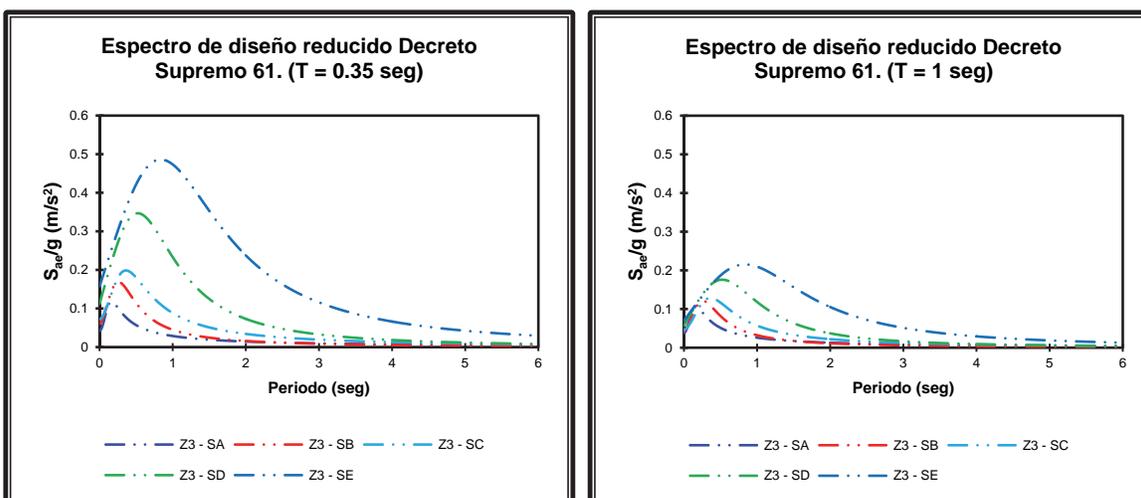
En los gráficos 4.32 a 4.37 que se mostraran, están separados por zona sísmica con el detalle de que los gráficos situados en el lado izquierdo corresponden para espectros de edificaciones de periodo bajo ($T = 0.35$ s), mientras que para los de la derecha son para periodos altos ($T = 1$ s).



Gráfica 4.32 y 4.33: Espectro de diseño reducido de DS 61, Zona 1.

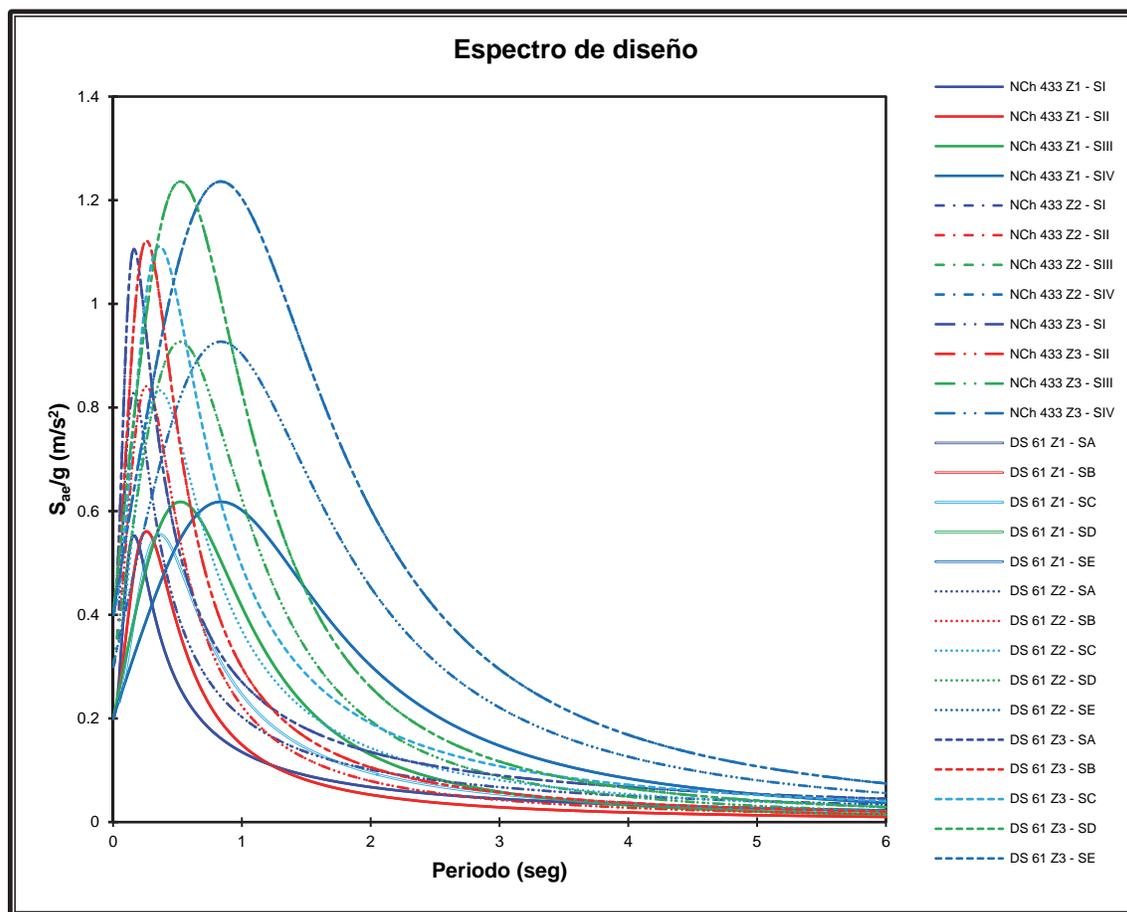


Gráfica 4.34 y 4.35: Espectro de diseño reducido de DS 61, Zona 2.



Gráfica 4.36 y 4.37: Espectro de diseño reducido de DS 61, Zona 3.

Comparación de los espectros de diseño elástico de la NCh 433 y el DS 61.

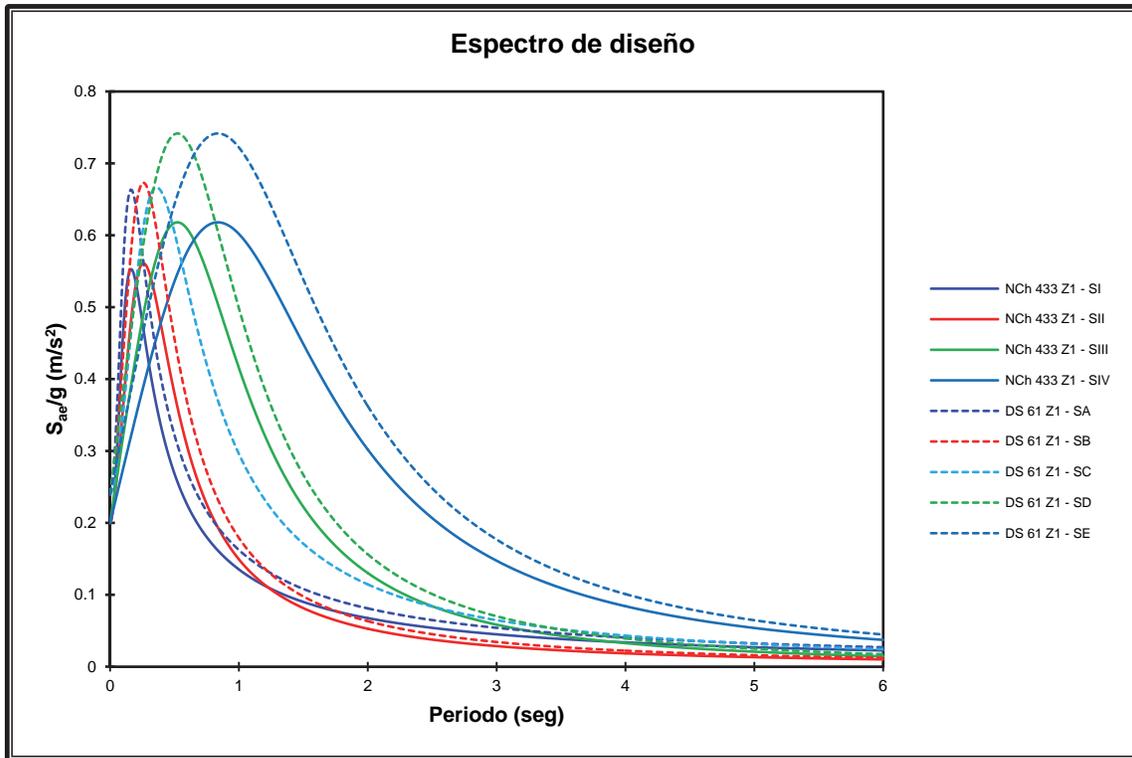


Gráfica 4.38: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 61.

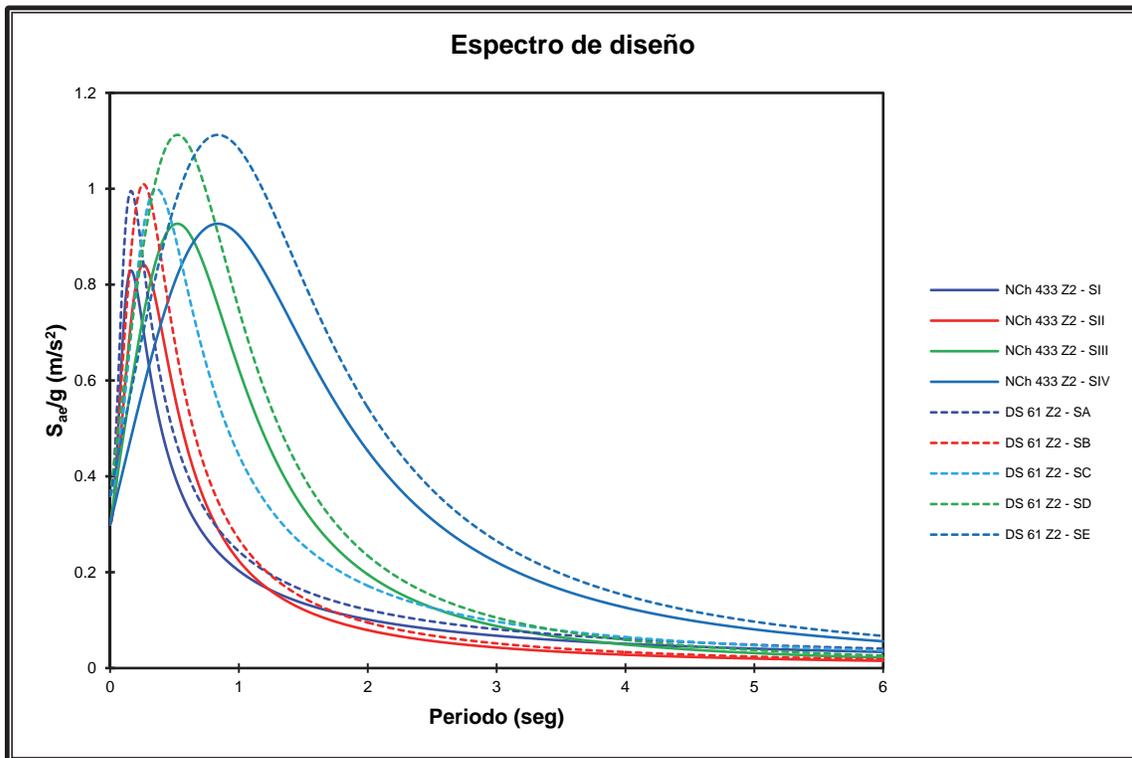
Donde:

- Z1: Zona sísmica 1
- Z2: Zona sísmica 2
- Z3: Zona sísmica 3
- SI: Suelo tipo I
- SII: Suelo tipo II
- SIII: Suelo tipo III
- SIV: Suelo tipo IV
- SA: Suelo tipo A
- SB: Suelo tipo B
- SC: Suelo tipo C
- SD: Suelo tipo D
- SE: Suelo tipo E

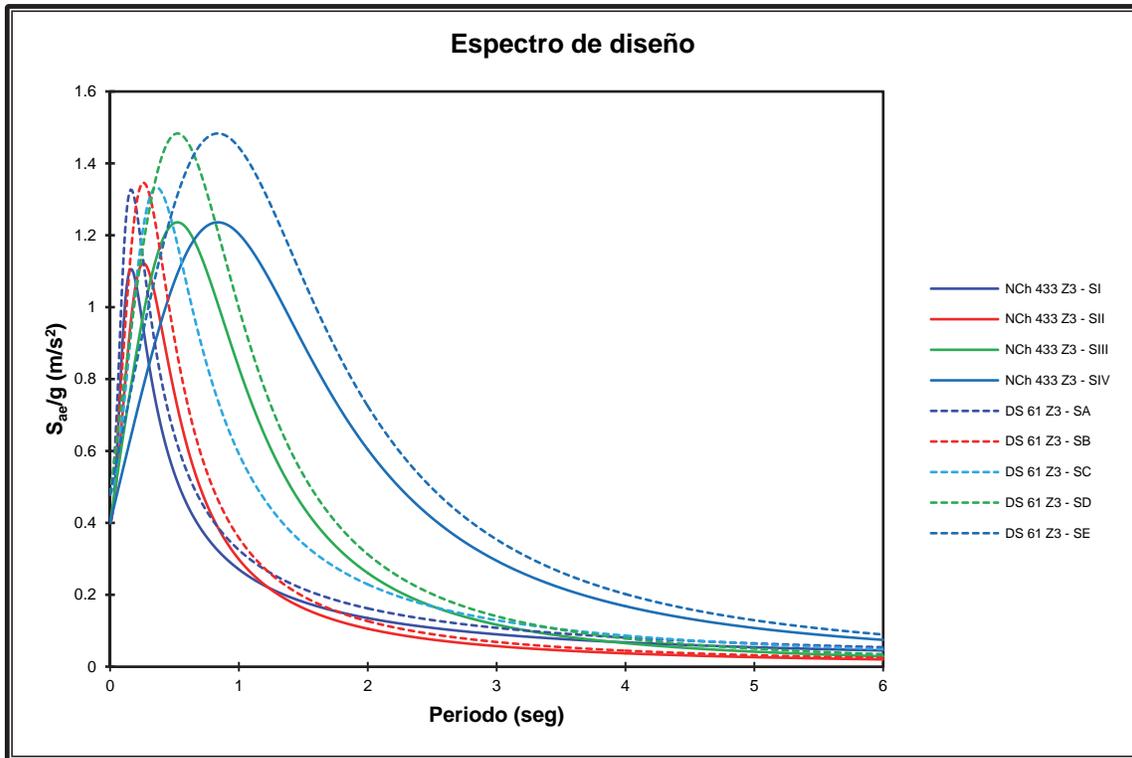
En esta comparación que se muestra en la gráfica 4.38, vemos que en el DS 61 se agregó en la clasificación de suelo el suelo tipo C por lo cual no hay una comparación con respecto a la norma NCh 433 of 1996 mod 2009, a continuación de la gráfica 4.39 a 4.44 nos muestra la misma comparación pero por zona sísmica.



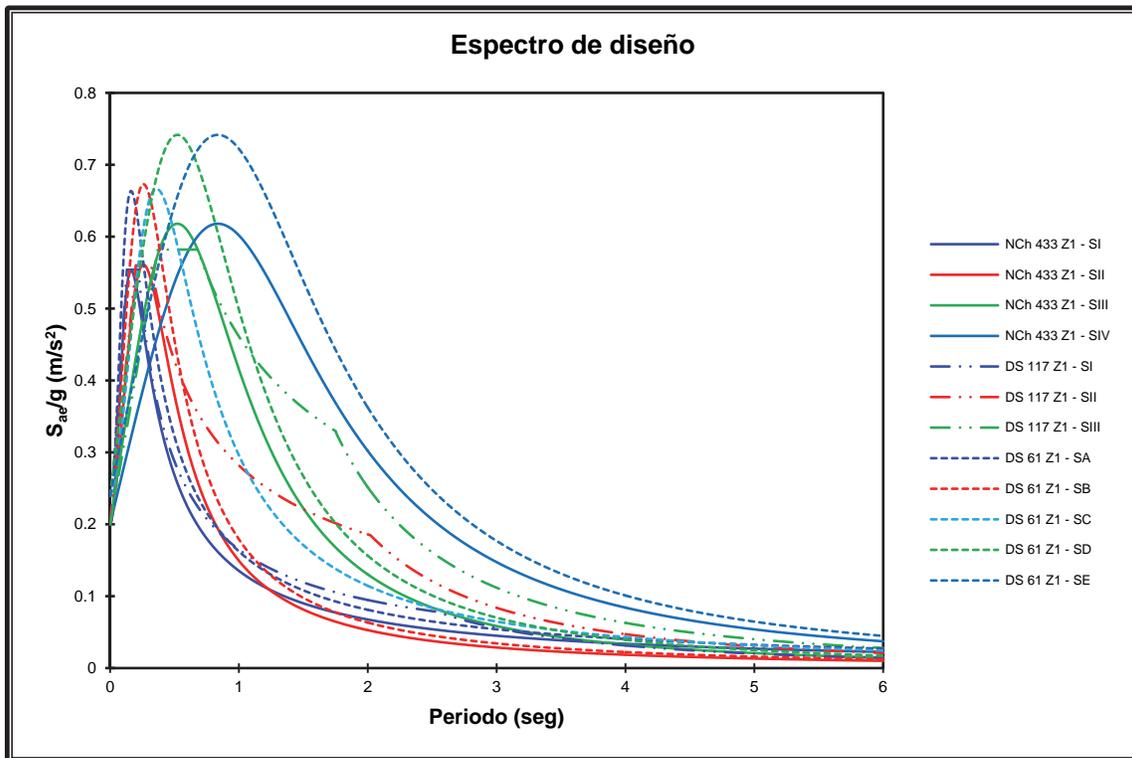
Gráfica 4.39: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117, Zona 1.



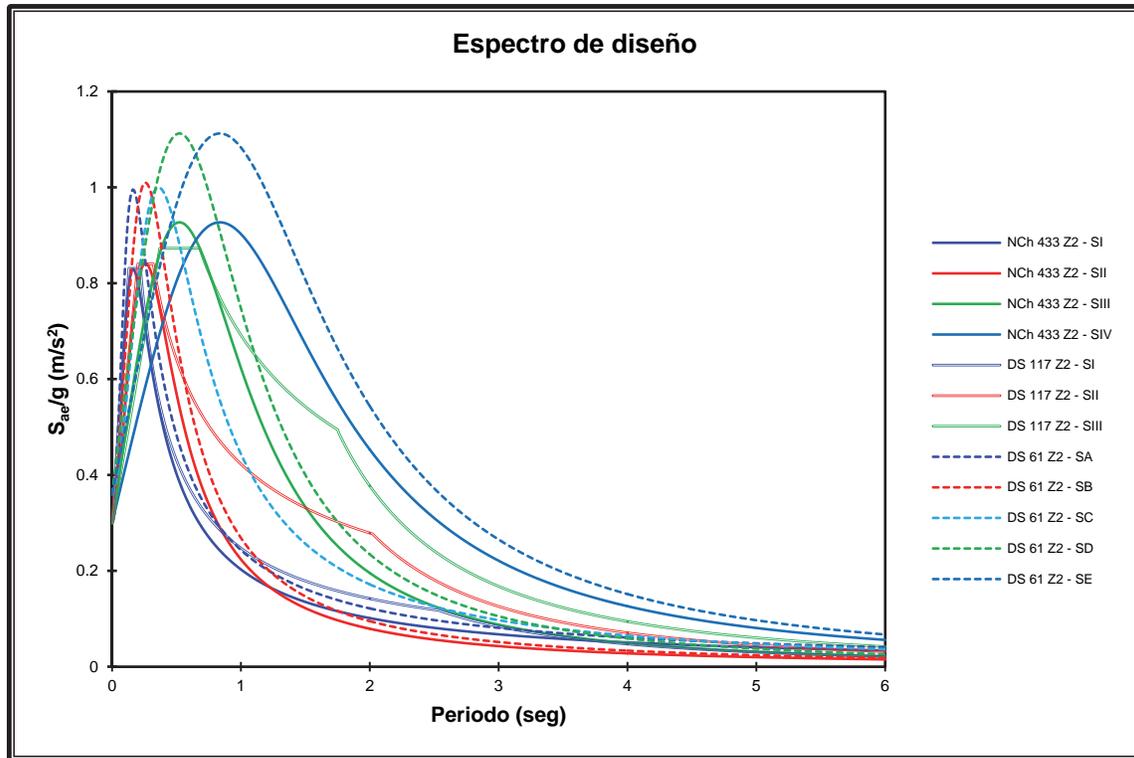
Gráfica 4.40: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117, Zona 2.



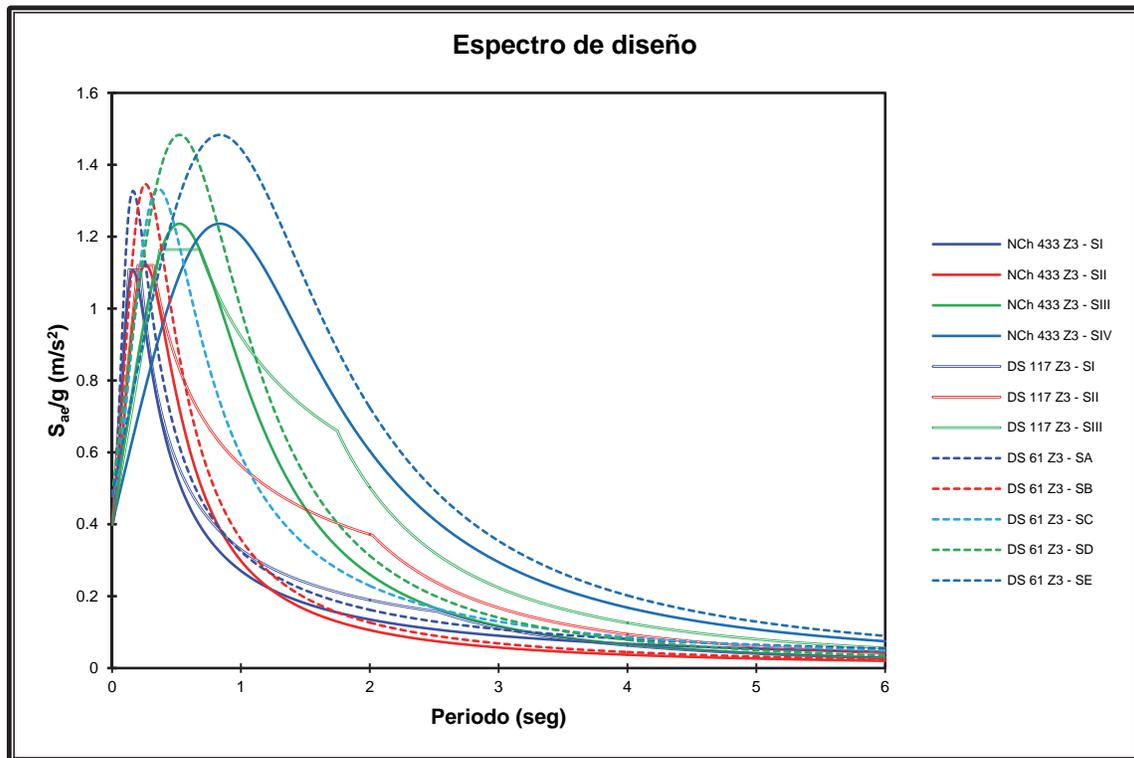
Gráfica 4.41: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009 y el DS 117, Zona 3.



Gráfica 4.42: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009, el DS 117 y el DS 61 Z1, Zona 1.



Gráfica 4.43: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009, el DS 117 y el DS 117, Zona 2.



Gráfica 4.44: Comparación de espectros de diseño de la NCh 433 Of 1996 mod 2009, el DS 117 y el DS 117, Zona 3.

IV.3.6 Evolución de los coeficientes de diseño sísmico.

- **Distribución de zonas sísmicas.** Donde observamos que a partir del la NCh 433 de 1993 se dividió en 3 zonas de aceleración sísmica.

1940	1950	1960	1972	1993	1996	2009	1911	2012
				zona I				
				zona II				
				zona III				

- **Variación del coeficiente sísmico (c).** se tiene a partir de la norma de año 1993 el coeficiente sísmico mínimo, y el año 1996 se agrega el coeficiente sísmico máximo.

1940	1950	1960	1972	1993	1996	2009	2011	2012
c	c	c	C _{min}	C _{min}	C _{min}	C _{min}	C _{min}	C _{min}
0.12	0.12	0.12	0.06 K1 K2	A ₀ / 6 g	A ₀ / 6 g	A ₀ / 6g	A ₀ / 6g	A ₀ S / 6g
					C _{max}	C _{max}	C _{max}	C _{max}
					0.90 S A ₀ / g 0.60 S A ₀ / g 0.55 S A ₀ / g 0.40 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g	0.90 S A ₀ / g 0.60 S A ₀ / g 0.55 S A ₀ / g 0.40 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g	0.90 S A ₀ / g 0.60 S A ₀ / g 0.55 S A ₀ / g 0.40 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g	0.90 S A ₀ / g 0.60 S A ₀ / g 0.55 S A ₀ / g 0.40 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g 0.35 S A ₀ / g

- **Variación del coeficiente sísmico (c),** para edificaciones de mayor importancia se incrementará el coeficiente sísmico de la siguiente manera:

1972	1993	1996	2009	2011	2012
X1.2	X1.2	X1.2	X1.2	X1.2	X1.2

- **Variación del factor de comportamiento sísmico estático (R)** el cual depende de las propiedades de la estructura. El cual puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

1972	1993	1996	2009	2011	2012
-----	7,6,5.5,4,3,2	7,6,5.5,4,3,2	7,6,5.5,4,3,2	7,6,5.5,4,3,2	7,6,5.5,4,3,2

- **Variación del factor de comportamiento sísmico dinámico (R_0)** el cual depende de las propiedades de la estructura. El cual puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

1972	1993	1996	2009	2011	2012
-----	11,9,7,4,3	11,9,7,4,3	11,10,9,8,7,6,5,4,3	11,10,9,8,7,6,5,4,3	11,10,9,8,7,6,5,4,3

IV.4. Comentarios.

Como se observa ambas normas tienen sus diferencias, la norma sísmica de Chile tanto la NCh 433, el DS 117 y el DS 61 no contemplan un castigo por irregularidad ya sea en planta o elevación (aumento de coeficiente sísmico), sus desplazamientos laterales no se amplifican por R^* mientras que para las NTCDS – 2004 los desplazamientos laterales se incrementan por Q y el factor de importancia es menor (1.5 NDTDS – 1.2 NCH 433), además para edificios de bajo periodo su espectro de diseño reducido es mayor que para edificios de alto periodo, esto se debe a que el espectro de respuesta de los sismo de 1985 y 2010 se concentra las máximas aceleraciones en periodos menores a 1 segundo, cabe señalar que las aceleraciones verticales en Chile son altas pero ninguna de las normas chilenas (NCh 433, DS 117 y DS 61) aplica algún elemento para agregar este tipo de evento dinámico en el análisis sísmico, si aplica algo al respecto la NCh 2369 pero su aplicación no es de uso muy común en edificios de habitación.

Con respecto a las NTCDS – 2004 en los efectos de torsión indica que se debe realizar el análisis en el nivel pero en realidad se debe de hacer a nivel de entrepiso, en simples palabras está mal redactada la norma.

Con respecto a los límites de las derivas de entrepiso se observa que el reglamento chileno NCh 433 (0.002) es mucho más estricto que el NTCDS del RCDF – 2004 (0.006 y 0.012), sin embargo, para el caso de estudio las aceleraciones máximas espectrales y por tanto las fuerzas sísmicas de diseño fueron del orden de tres veces más grandes en el reglamento mexicano que en el chileno por lo cual, se puede ver que son equivalentes. Es de interés mencionar que esta situación no necesariamente se cumple ya que la baja ordenada espectral del código chileno se derivó del alto periodo que tuvo el edificio, lo cual no ocurre con edificios de periodo corto.

V. Perfil Bio–Sísmico.

El Perfil Bio–Sísmico fue presentado en las VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, por los ingenieros Tomás Guendelman, Mario Guendelman y Jorge Lindenberg en 1997.

El Perfil Bio–Sísmico es una revisión de parámetros globales de la respuesta dinámica de un edificio que puede ser un buen indicador del comportamiento sísmico que una estructura puede tener ante acciones de esta naturaleza. En un principio, su campo de acción se limitaba a edificios de hasta 30 pisos, recomendándose su uso en edificios cercanos a los 20 pisos, debido a que la muestra estadística de ese entonces se concentraba en ese nivel de pisos. Así mismo, este análisis indica que al cumplir con la normativa chilena se tiene una respuesta similar a la de la base de datos mencionada. (Ref. 10)

Actualmente se ha ampliado el rango de cobertura de aplicación, véase ref. 8, expandiéndose a los llamados rascacielos, que son los edificios altos cuya tendencia mundial en su uso se ha masificado. (Ref. 10)

La metodología de aplicación de este análisis se basa en indicadores, cuyos valores se comparan con otros, que son considerados satisfactorios. El cálculo de los indicadores se realiza a partir de los resultados que provienen del análisis sísmico normativo. (Ref. 10)

Los indicadores sísmicos, se encuentran agrupados en tres grupos:

Indicadores de Rigidez.

1. Altura total / periodo primer modo traslacional.
2. Efecto $P - \Delta$.
3. Desplazamiento del nivel superior.
4. Desplazamiento máximo entrepiso en centro de gravedad.
5. Desplazamiento adicional máximo entrepiso en puntos extremos.

Indicadores de acoplamientos.

6. Periodo rotacional / Periodo traslacional.
7. Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.
8. Excentricidad Dinámica / Radio de giro basal.
9. Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.
10. Corte basal acoplado / Corte basal directo.
11. Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo.

Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad.

12. Número de elementos estructurales en la resistencia sísmica.
13. Factor de Reducción Espectral Efectivo.

Nuevos indicadores:

1. Altura total / Periodo ordenado por aporte al corte basal.
2. Esbeltez.
3. Relación altura total / periodo primer modo rotacional.

4. Densidad de muros.

V.1. Indicadores de Rigidez.

V.1.1 Altura total / periodo primer modo traslacional.

$$\frac{H}{T}$$

Si $20 > \frac{H}{T}$ \Rightarrow Edificio extremadamente flexible

Si $20 \leq \frac{H}{T} < 30$ \Rightarrow Edificio flexible

Si $30 \leq \frac{H}{T} < 70$ \Rightarrow Edificio con rigidez normal

Si $70 \leq \frac{H}{T} < 150$ \Rightarrow Edificio rígido

Si $150 \leq \frac{H}{T}$ \Rightarrow Edificio con excesiva rigidez

Dónde:

H: Altura total del edificio, (m).

T: Periodo traslacional, (s).

Este indicador representa un muy buen estimador de la rigidez de un edificio. Sin embargo, del uso de este indicador se desprende una discusión extra, sobre qué periodo usar. Tradicionalmente se utiliza el modo con mayor masa traslacional, pero éste es sólo un tipo de ordenamiento. También los modos se pueden ordenar por magnitud, por participación en el corte basal, por energía, etc. El ordenar los modos según estas diferentes condiciones va a incidir en los rangos de calificación de este parámetro de rigidez traslacional de la estructura. En el caso de este parámetro se continuó determinando con el periodo de mayor masa traslacional y se incluye como un nuevo candidato a parámetro un indicador utilizando el periodo con mayor aporte al corte basal de la estructura. (Ref. 8)

V.1.2 Efecto P – Δ .

$$\frac{M_{P-\Delta}}{M_{Basal}}$$

Efecto P – Δ < 0.05

\Rightarrow Efecto P – Δ es ignorado

0.05 < Efecto P – Δ < 0.1

\Rightarrow Efecto P – Δ es sumado directamente

0.1 > Efecto P – Δ

⇒ Efecto P – Δ puede producir inestabilidad

Se propone medir este efecto a través del cociente entre el momento flector basal ($M_{P-\Delta}$) generado por los productos acumulados de los pesos de cada piso por sus respectivos desplazamientos laterales, y el momento volcante basal (M_{Basal}) debido a la acción sísmica. (Ref. 8)

Se debe notar que su utilización como indicador de rigidez se ve reducida debido a que en la práctica el control de los desplazamientos es restringido por la norma chilena. Sin embargo, puede ser importante para el caso de edificios altos. (Ref. 8)

V.1.3 Desplazamiento del nivel superior.

$$1000 \frac{\delta}{H}$$

Si $0,2 > 1000 \frac{\delta}{H}$ ⇒ Rigidez excesiva

Si $0,2 \leq 1000 \frac{\delta}{H} \leq 2$ ⇒ Rigidez normal

Si $2 < 1000 \frac{\delta}{H}$ ⇒ Fuera de rango

Dónde:

δ: Desplazamiento nivel superior, medido en el centro de masas, (m).

H: Altura total del edificio, (m).

La norma chilena si bien no restringe este parámetro, sí lo hace con los desplazamientos de entrepiso (NCh433.Of96). Pero se ha observado que en muchas normas extranjeras se restringe este parámetro o se usa como punto de control del comportamiento de la estructura. (Ref. 8)

V.1.4 Desplazamiento máximo entrepiso en centro de gravedad.

$$1000 \frac{\delta_{cg}}{h}$$

Si $0,2 > 1000 \frac{\delta_{cg}}{h}$ ⇒ Rigidez excesiva

Si $0,2 \leq 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} \leq 2$ ⇒ Rigidez normal

Si $2 < 1000 \frac{\delta_{cg}}{h}$ ⇒ Fuera de rango

Dónde:

δ_{cg} : Desplazamiento de entrepiso en el centro de gravedad.
h: Altura de entrepiso.

Esta limitación se ve controlada en la norma chilena NCh433.Of96, por lo que los edificios chilenos se ven obligados a cumplirla. Sin embargo, las distintas formas de estructurar los edificios altos reflejarán si algo de esta filosofía existe en su diseño. (Ref. 8)

V.1.5 Desplazamiento adicional máximo entrepiso en puntos extremos.

$$1000 \frac{\delta_{extremo}}{h}$$

Para esta expresión se puede escribir de otra forma:

$$1000 \frac{(\delta_e - \delta_{cg})}{h}$$

$$\text{Si } 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

$$\text{Si } 1 < 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Dónde:

δ_e : Máximo desplazamiento entre puntos de la planta.
 δ_{cg} : Desplazamiento de entrepiso en el centro de gravedad.
h: Altura de entrepiso.

Debido a las formas de estructurar los edificios altos, en las que generalmente existen dos zonas resistentes a los esfuerzos (el núcleo y el perímetro de la planta), los desplazamientos generados en los extremos pueden ser muy distintos a los del centro de gravedad. Esto se explica porque al utilizar el desplazamiento en el centro de gravedad no se considera los efectos de la rotación de la planta, que sí son importantes en puntos extremos. En éstos, los efectos de las rotaciones pueden aumentar o disminuir considerablemente los desplazamientos. Este parámetro permite controlar los desplazamientos en los elementos perimetrales. (Ref. 8)

V.2. Indicadores de Acoplamiento.

V.2.1 Periodo rotacional / Periodo traslacional.

$$\frac{T_{\theta}}{T^*}$$

$$\text{Si } 0,8 \geq \frac{T_{\theta}}{T^*} \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 0,8 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \leq 1,2 \quad \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

$$\text{Si } 1,2 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \leq 1,5 \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 1,5 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \leq 2 \quad \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

$$\text{Si } 2 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Donde:

T_{θ} : Periodo rotacional, (s).

T^* : Periodo traslacional (s).

Como está señalado en el Perfil Bio–Sísmico de Guendelman et al (6), lo recomendable para las estructuras es que la razón entre los periodos traslacional y rotacional con respecto a un eje vertical se aleje de la unidad. Esto debido al fenómeno llamado sintonía modal, que puede provocar amplificaciones dinámicas en la respuesta de la estructura. (Ref. I)

V.2.2 Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.

$$\frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}}, \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}}$$

$$\text{Si } 20\% \geq \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 20\% < \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} \leq 50\% \quad \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Ayuda a complementar las características de acoplamiento que pudiesen existir. Se calcula a partir de la razón entre la masa equivalente rotacional que se produce en el modo de más importancia traslacional y la masa traslacional directa de ese modo. (Ref. 8)

V.2.3 Excentricidad Dinámica / Radio de giro basal.

$$\frac{\left(\frac{M_{\text{torsor basal}}}{Q_{\text{basal}}} \right)}{r_{\text{basal}}} = \frac{e_{\text{din}}}{r_{\text{basal}}}$$

$$\text{Si } 20\% \geq \frac{e_{\text{din}}}{r_{\text{basal}}} \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 20\% < \frac{e_{\text{din}}}{r_{\text{basal}}} \leq 50\% \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{e_{\text{din}}}{r_{\text{basal}}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Esta es otra forma de calificar el acoplamiento dinámico. Se calcula como el cociente entre la excentricidad dinámica y el radio de giro basal. A su vez, la excentricidad dinámica se calcula como el momento torsor basal dividido en el corte basal. Por otra parte, el radio de giro es igual a la raíz cuadrada de la inercia rotacional de la planta de la estructura. (Ref. 8)

V.2.4 Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.

$$\frac{M_{nxy}}{M_{nx}}, \frac{M_{nyx}}{M_{ny}}$$

$$\text{Si } 50\% \geq \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Del mismo modo que el punto V.2.2, busca relacionar de otra forma el grado de acoplamiento de la estructura relacionando la masa equivalente traslacional acoplada con la directa. (Ref. 8)

V.2.5 Corte basal acoplado / Corte basal directo.

$$\frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}}, \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}}$$

$$\text{Si } 50\% \geq \frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}} \text{ o } \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}} \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}} \text{ o } \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

En este caso se relaciona el corte basal acoplado, es decir, el corte basal producido en la dirección perpendicular a la dirección de aplicación del sismo en el modelo, versus el corte basal que va en la misma dirección, es decir, directo. (Ref. 8)

V.2.6 Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo.

$$\frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}}, \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}}$$

$$\text{Si } 50\% \geq \frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}} \text{ o } \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}} \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}} \text{ o } \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Al igual que el punto anterior se buscan relacionar los acoplamientos que se producen en la estructura entre los esfuerzos acoplados contra los directos, en este caso, del momento volcante basal. (Ref. 8)

V.3. Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad.

V.3.1 Número de elementos estructurales en la resistencia sísmica.

$$\text{Si } 2 > N^\circ \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

$$\text{Si } 2 \leq N^\circ < 3 \quad \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

Si $3 \leq N^{\circ}$ \Rightarrow Valores normales

Este parámetro calificará cualitativamente la redundancia estructural que posee un edificio. Esto es especialmente importante cuando las solicitaciones sísmicas llevan a la estructura al incursionar en el rango no lineal redistribuyendo los esfuerzos en la estructura.

Su valor será calculado de la siguiente manera: va ser igual al número de elementos basales que logren acumular el 90% del corte basal y/o aquellos elementos cuyo corte sea mayor al 10% del corte basal. (Ref. 8)

V.3.2 Factor de Reducción Espectral Efectivo.

Si $3 \geq R^{**}$ \Rightarrow Valores normales

Si $3 < R^{**} \leq 7$ \Rightarrow Valores aceptables

Si $7 < R^{**}$ \Rightarrow Fuera de rango

Como menciona Guendelman et al (6), el Factor de Modificación de Respuesta es un concepto actualmente aceptado en todo el mundo, que ayuda a generar un sismo de diseño para el análisis lineal de una estructura. (Ref. 8)

En Chile la norma establece que el diseño se debe obtener de un análisis sísmico dinámico, con un espectro elástico reducido por el factor R^* . Éste se encuentra en función del Factor de Modificación de Respuesta y el periodo de mayor masa traslacional. Pero a su vez estos resultados deben modificarse según el corte basal, amplificándolos si el corte basal es menor al corte basal mínimo, o reduciéndolos, si fuese superior al corte basal máximo. Además, la acción sísmica debe amplificarse por 1.4 según el método de factores de carga y resistencia para el diseño de la estructura. Todo esto permitió definir un Factor de Reducción Espectral Efectivo R^{**} , que es:

$$R^{**} = \frac{R^*}{1.4 f_{\min} f_{\max}}$$

Dónde: R^* : factor de reducción de la aceleración espectral.
 f_{\min} : factor de amplificación por corte basal mínimo.
 f_{\max} : factor de reducción por corte basal máximo.

V.4. Nuevos indicadores.

V.4.1 Altura total / Periodo ordenado por aporte al corte basal.

$$\frac{H}{T_{0xCB}}$$

Se buscó ver la influencia que tiene el ordenamiento de los periodos modales de la estructura como indicadores de la rigidez. Por esto se ordenaron los periodos modales de cada edificio según su aporte al corte basal. (Ref. 8)

V.4.2 Esbeltez.

$$\frac{H}{B}$$

Se define como la razón entre la altura del edificio y el ancho de la base. El ancho de la base B, se define como el contorno de la planta que encierra a todos los elementos estructurales definidos en el parámetro V.3.1 del Perfil Bio–Sísmico. Este parámetro geométrico del edificio puede darnos una idea *a priori* del comportamiento que va a tener la estructura, ya que se ve relacionado con la estabilidad. (Ref. 8)

V.4.3 Relación altura total / periodo primer modo rotacional.

$$\frac{H}{T_{\theta}}$$

Se buscó observar el comportamiento de este valor en los distintos edificios altos ya que la torsión en estructuras de este tipo puede ser un factor relevante a considerar. (Ref. 8)

V.4.4 Densidad de muros.

Se define como la superficie utilizada por muros y columnas resistentes en una dirección dada dividido por la superficie del piso que ocupan. En el comentario de la norma NCh433.Of96 (12) se plantea un rango “saludable” de densidad de muros del orden del 2% a 3% en cada dirección, esto debido a la experiencia chilena con edificios estructurados en base a muros y que han soportado los embates de los sismos recientes. Este parámetro solo se calculara en edificios con elementos estructurales de hormigón armado. (Ref. 8)

Sera interesante observar el valor de este parámetro en edificios altos debido a que la gran mayoría de los edificios posee reducciones del área a medida que este va alcanzando mayores alturas, lo que hace cambiar la superficie de piso. Además las características geométricas de los elementos estructurales van variando también en altura, disminuyendo los anchos de los muros o las secciones de las columnas. Es por esto que se decidió calcular tres densidades:

Densidad de muros local: Se detallara una densidad por piso lo que dará cuenta de cómo varia este parámetro en altura.

Densidad de muros global: Se promediarán las densidades de muro locales para determinar un valor característico de la estructura. Las densidades locales que se consideraran serán aquellas que superen el 1% para no castigar el valor basal de este parámetro.

Densidad de muros basal: Será interesante observar cual es el valor de este parámetro en la base que es donde se transmiten los esfuerzos a la fundación.

V.5. Comentarios.

Adicionalmente lo utilizaremos para ver el Perfil Bio–Sísmico que tiene el edificio que se resolverá con la NTCDS – 2004, lo cual dará como resultado es que tal vez el edificio no cumpla con algunos indicadores del perfil debido a las diferencias con la norma:

1. Altura total / periodo primer modo traslacional.

En este punto los edificios estructurados en México son flexibles ya que se busca la ductilidad para contrarrestar las acciones sísmicas, esto hace que los edificios tengan periodos mayores y esto incide en que el índice no esté calibrado completamente.

2. Efecto $P - \Delta$.

Las NTCDS – 2004 indican que el límite para no considerar el Efecto $P - \Delta < 0.08$, lo cual también es distinto para el perfil original.

3. Desplazamiento del nivel superior.
4. Desplazamiento máximo entrepiso en centro de gravedad.
5. Desplazamiento adicional máximo entrepiso en puntos extremos.

En algunos de estos indicadores es posible que cumpla, pero debido a que los desplazamientos laterales están limitados δ/H a 0.006 o 0.012 dependiendo del caso, superaran los límites de los indicadores.

6. Periodo rotacional / Periodo traslacional.
7. Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.
8. Excentricidad Dinámica / Radio de giro basal.
9. Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.
10. Corte basal acoplado / Corte basal directo.
11. Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo.
12. Número de elementos estructurales en la resistencia sísmica.

Con los indicadores anteriores puede que cumpla con los límites que indica el perfil.

13. Factor de Reducción Espectral Efectivo.

Este indicador no es posible aplicarlo debido a que el factor de reducción Q' no es comparable con el R^* .

Nuevos indicadores:

1. Altura total / Periodo ordenado por aporte al corte basal.

Al igual que el indicador 1, puede que no cumpla con los límites del indicador.

2. Esbeltez.

Veremos la relación de esbeltez de edificio.

3. Relación altura total / periodo primer modo rotacional.

Al igual que el indicador 1, puede que no cumpla con los límites del indicador.

4. Densidad de muros.

Este indicador no cumplirá debido a que los edificios mexicanos están estructurados en su mayoría como marcos ortogonales de concreto reforzado.

VI. Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

En este capítulo se realizara el análisis completo de un edificio de concreto reforzado, en el cual se le aplicaran los reglamentos de Chile y México, como además se verá su comportamiento ante algunos registros sísmicos mostrados en el capítulo IV.

VI.1. Descripción del Proyecto.

VI.1.1 Torre Chile.

- **Estructuración.**

El *edificio* está destinado para uso de vivienda o habitacional. Este está estructurado en base a muros de cortante, está localizado en Santiago, Región Metropolitana, Chile.

En la Zona Sísmica 2, de acuerdo a la regionalización marcada en la Norma NCh 433.Of 1996 modificación 2009, figura 6.1.

Cuenta con veinte niveles más azotea y su geometría contempla dimensiones en planta en forma rectangular con dimensiones aproximadas de 24 m por 40 m y con claros que varían en longitud. La altura tipo de los niveles es de 2.75 m.

El sistema de piso es a base de losa maciza con espesor de 15 cm, todos los muros y machones tendrán un espesor de 20 cm del nivel 1 al 20.

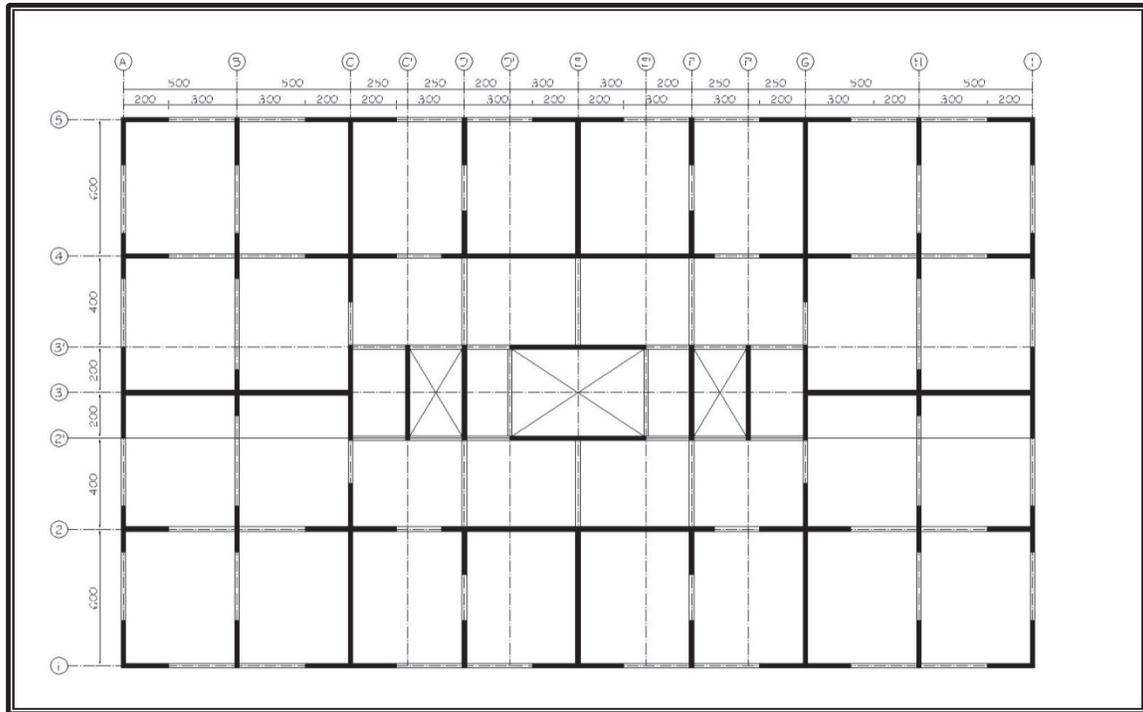


Figura 6.1: Planta del edificio Torre Chile, medidas en centímetros.

- **Materiales.**

Para el diseño y revisión de los elementos se tomaron en cuenta los siguientes valores:

Hormigón H35	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del hormigón	$E = 15100 \sqrt{f'_c} = 238751.96 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico del hormigón	$P.V. = 2.50 \text{ ton/m}^3$

- **Cargas.**

Las cargas a considerar en este proyecto son las siguientes:

- **Peso Propio (DEAD):** (o carga permanente CM) Corresponde a la acción de una carga cuya variación en el tiempo es despreciable. Se obtiene del peso de los elementos estructurales (losas, muros, etc.). Definidas en la NCh 1537.Of 2009: "Diseño estructural de edificios Cargas permanentes y sobrecargas de uso".
- **Sobrecargas de uso (SC):** Corresponde a la acción de una carga que varía en el tiempo. Se determina en función del uso del edificio. Definidas en la NCh 1537.Of 2009: "Diseño estructural de edificios Cargas permanentes y sobrecargas de uso".
- **Sismo (DINX1, DINX2, DINY1 y DINY2):** Dado por el corte basal, que corresponde al esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio. Definidas en la NCh 433.Of96 modificación 2009: "Diseño sísmico de edificios", el Decreto Supremo 117 y el Decreto Supremo 61.

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

El estado de carga de sismo se presenta de dos formas en las normativas que corresponden a la torsión sísmica de edificios, la primera forma es aplicando el espectro en el centro de masas y con una excentricidad del 5% y la segunda forma creando dos estados de análisis el primer estado es aplicando el espectro en el centro de masas y el segundo estado será un estado estático que contendrá los momentos de torsión que serán la fuerza sísmica del nivel de piso por el brazo de la excentricidad que nos dará dos momentos de torsión accidental.

- Análisis espectral en dirección eje X con excentricidad del 5% DINXA1
- Análisis espectral en dirección eje Y con excentricidad del 5% DINYA1
- Análisis espectral en dirección eje X ESPX
- Análisis espectral en dirección eje Y ESPY
- Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $+ 0.1 b_y z_k / H$ MTX1
- Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $- 0.1 b_y z_k / H$ MTX2
- Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$ MTY1
- Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $- 0.1 b_x z_k / H$ MTY2

Combinaciones de cargas sísmicas con excentricidad unidireccional:

- DINBX1 ESPX + MTX1
- DINBX2 ESPX + MTX2
- DINBY1 ESPY + MTY1
- DINBY2 ESPY + MTY2

- **Combinaciones de cargas.**

Los factores de resistencia y de carga, F_R y F_C , respectivamente, se toman del ACI318s – 2008: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario. El método de diseño es el de resistencia última.

- Comb 01 1.4 PP + 1.4 CM
- Comb 02 1.2 PP + 1.2 CM + 1.6 SC
- Comb 03 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC + 1.4 DINX1
- Comb 04 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC – 1.4 DINX1
- Comb 05 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC + 1.4 DINX2
- Comb 06 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC – 1.4 DINX2
- Comb 07 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC + 1.4 DINY1
- Comb 08 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC – 1.4 DINY1
- Comb 09 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC + 1.4 DINY2
- Comb 10 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 SC – 1.4 DINY2
- Comb 11 0.9 PP + 0.9 CM + 1.4 DINX1
- Comb 12 0.9 PP + 0.9 CM – 1.4 DINX1
- Comb 13 0.9 PP + 0.9 CM + 1.4 DINX2
- Comb 14 0.9 PP + 0.9 CM – 1.4 DINX2
- Comb 15 0.9 PP + 0.9 CM + 1.4 DINY1
- Comb 16 0.9 PP + 0.9 CM – 1.4 DINY1
- Comb 17 0.9 PP + 0.9 CM + 1.4 DINY2
- Comb 18 0.9 PP + 0.9 CM – 1.4 DINY2

- **Predimensionamiento de elementos estructurales.**

- **Losas.**

Para la losa más crítica, generalmente la de mayores dimensiones, se debe verificar:

- Esbeltez: $e \geq \text{luz efectiva} / \lambda + \text{recubrimiento}$

donde: luz efectiva = luz menor losa * ϕ

recubrimiento = 1.5 cm típico

$\lambda =$ 35 losa típica

40 losa de techo

en que: ϕ = coeficiente de esbeltez.

Depende de la razón entre los lados de la losa y el tipo de apoyo (ver Anexo C).

En forma aproximada se puede considerar:

$\phi = 1.0$ losa con bordes del lado menor apoyado-apoyado

$\phi = 0.8$ losa con bordes del lado menor apoyado-empotrado

$\phi = 0.6$ losa con bordes del lado menor bi-empotrado

- No tener armadura a compresión.

- **Trabes.**

Se recomienda que la altura de la viga, h, cumpla con lo siguiente:

- viga apoyada-apoyada $\rightarrow h \geq L/10$
- viga empotrada-empotrada $\rightarrow h \geq L/15$
- viga en voladizo $\rightarrow h \geq L/5$

en que: h = altura de la viga.

L = Luz libre de la viga entre apoyos.

- **Muros.**

En ellos controla el corte, producto de las fuerzas horizontales (sismo), debiéndose cumplir para cada muro:

$$\tau_m = Q_m / A_m \leq \tau_{adm} \rightarrow \text{espesor requerido}$$

donde: τ_m = esfuerzo de corte en el muro,

Q_m = fuerza de corte en el muro,

A_m = área de la sección transversal del muro,

τ_{adm} = esfuerzo de corte admisible, que depende del tipo de acero y de hormigón.

- El esfuerzo de corte medio de los muros se obtiene en forma aproximada, para cada una de las direcciones en las que el sismo actúa, como:

$$\tau_{medio} = Q_{basal} / \Sigma A_m$$

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

donde: Q_{basal} = fuerza de corte basal en la dirección considerada
 ΣA_m = suma de las áreas de las secciones transversales de los muros principales en la dirección considerada.

- Cálculo aproximado del esfuerzo de corte basal del edificio:

$$Q_{\text{basal}} = c * A * q * n$$

en que: c = coeficiente sísmico $\cong 0.06$ a 0.10
 A = área en planta del piso tipo (m^2)
 q = peso sísmico del edificio (t/m^2) $\cong 1.05$ a $1.2 t/m^2$
 n = número de pisos del edificio.

Si se asume $\tau_{\text{medio}} \approx 6.0 \text{ kg/cm}^2$

$$q = 1.0 t/m^2$$

$c = 6\%$

→ $A_{\text{muros}} = A_{\text{total edificio}} / 1000$ área necesaria en cada dirección con $A_{\text{total edificio}} = n * A$

Notas:

- En A_{muros} solo cuentan los muros “largos” y de longitudes parecidas.
- En lo posible se debe disponer muros en la periferia para tener una buena rigidez torsional.
- En lo posible se debe buscar disposiciones simétricas.

VI.1.2 Torre México.

- **Estructuración.**

El *edificio* está destinado para uso de vivienda o habitacional. Este está estructurado en base a marcos ortogonales resistentes a momentos y muros de cortante, está localizado en el Distrito Federal, México.

En la Zona Sísmica III_b, de acuerdo a la regionalización marcada en la Norma Técnica Complementaria de RCDF – 2004, figura 6.2.

Cuenta con veinte niveles más azotea y su geometría contempla dimensiones en planta en forma rectangular con dimensiones aproximadas de 24 m por 40 m y con claros que varían en longitud. La altura tipo de los niveles es de 2.75 m.

El sistema de piso es a base de losa maciza con espesor de 15 cm, todos los muros y machones tendrán un espesor de 25 cm del nivel 1 al 10, mientras que para del nivel 11 al 20 tendrán 20 cm de espesor.

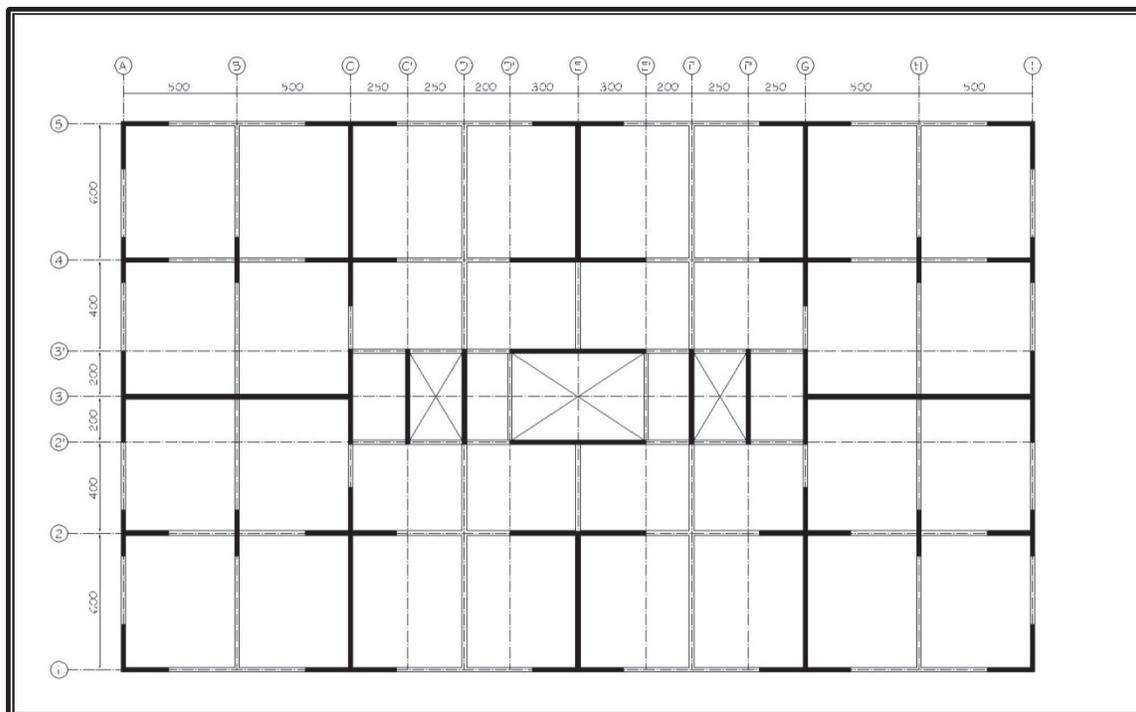


Figura 6.2: Planta del edificio Torre México, medidas en centímetros.

La reducción de la longitud de algunos muros corresponde al cambio en el análisis que nos indica un mayor desplazamiento lateral.

- **Materiales.**

Para el diseño y revisión de los elementos se tomaron en cuenta los siguientes valores:

Concreto clase I	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto	$E = 14000 \sqrt{f'_c} = 242487.1131 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico del concreto	$P.V. = 2.40 \text{ ton/m}^3$

- **Cargas.**

Las cargas a considerar en este proyecto son las siguientes:

- **Peso Propio y Cargas Muertas (DEAD y CM):** Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.
- **Cargas Vivas Máximas y Cargas Vivas instantáneas (CVM y CVi):** Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. La carga viva máxima CVM se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales; La carga

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

instantánea CVi se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

- Sismo (DINX1, DINX2, DINY1 y DINY2): Definida en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, 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. Existen cuatro tipos de análisis: el análisis simplificado, el análisis estático, el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico paso a paso. En nuestro caso utilizaremos el análisis modal espectral según los parámetros de las Normas Técnicas Complementarias de RCDF – 2004.

Como en la normativa chilena existen dos caminos para el análisis por torsión, se realizó el mismo camino para las NTCDS – 2004, pero respetando sus disposiciones como el 10 de excentricidad para el caso en que el espectro de diseño reducido se aplicara en el centro de masas, y aplicando dos estados de carga el primero con el espectro en el centro de masas y el segundo con los momentos de torsión con una excentricidad del 10%.

- | | |
|---|--------|
| • Análisis espectral en dirección eje X con excentricidad del 10% | DINXA1 |
| • Análisis espectral en dirección eje Y con excentricidad del 10% | DINYA1 |
| • Análisis espectral en dirección eje X | ESPX |
| • Análisis espectral en dirección eje Y | ESPY |
| • Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad + 0.1 b _y | MTX1 |
| • Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad – 0.1 b _y | MTX2 |
| • Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad + 0.1 b _x | MTY1 |
| • Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad – 0.1 b _x | MTY2 |

Combinaciones de cargas sísmicas, considerando la excentricidad del 0.1 b:

- | | |
|----------|---------------|
| • DINBX1 | + ESPX + MTX1 |
| • DINBX2 | + ESPX + MTX2 |
| • DINBY1 | + ESPY + MTY1 |
| • DINBY2 | + ESPY + MTY2 |

Combinaciones de cargas sísmicas, considerando la excentricidad bidireccional:

- | | |
|----------|---------------------|
| • DIN 01 | + DINX1 + 0.3 DINY1 |
| • DIN 02 | + DINX1 – 0.3 DINY1 |
| • DIN 03 | – DINX1 + 0.3 DINY1 |
| • DIN 04 | – DINX1 – 0.3 DINY1 |
| • DIN 05 | + DINX1 + 0.3 DINY2 |
| • DIN 06 | + DINX1 – 0.3 DINY2 |
| • DIN 07 | – DINX1 + 0.3 DINY2 |
| • DIN 08 | – DINX1 – 0.3 DINY2 |
| • DIN 09 | + DINX2 + 0.3 DINY1 |
| • DIN 10 | + DINX2 – 0.3 DINY1 |

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

- DIN 11 – $DINX2 + 0.3 DINY1$
- DIN 12 – $DINX2 - 0.3 DINY1$
- DIN 13 + $DINX2 + 0.3 DINY2$
- DIN 14 + $DINX2 - 0.3 DINY2$
- DIN 15 – $DINX2 + 0.3 DINY2$
- DIN 16 – $DINX2 - 0.3 DINY2$
- DIN 17 + $DINY1 + 0.3 DINX1$
- DIN 18 + $DINY1 - 0.3 DINX1$
- DIN 19 – $DINY1 + 0.3 DINX1$
- DIN 20 – $DINY1 - 0.3 DINX1$
- DIN 21 + $DINY1 + 0.3 DINX2$
- DIN 22 + $DINY1 - 0.3 DINX2$
- DIN 23 – $DINY1 + 0.3 DINX2$
- DIN 24 – $DINY1 - 0.3 DINX2$
- DIN 25 + $DINY2 + 0.3 DINX1$
- DIN 26 + $DINY2 - 0.3 DINX1$
- DIN 27 – $DINY2 + 0.3 DINX1$
- DIN 28 – $DINY2 - 0.3 DINX1$
- DIN 29 + $DINY2 + 0.3 DINX2$
- DIN 30 + $DINY2 - 0.3 DINX2$
- DIN 31 – $DINY2 + 0.3 DINX2$
- DIN 32 – $DINY2 - 0.3 DINX2$

- **Combinaciones de cargas.**

Los factores de resistencia y de carga, F_R y F_C , respectivamente, se toman de la Norma Técnica Complementaria RCDF – 2004.

- Comb 01 1.4 PP + 1.4 CM + 1.4 CVM
- Comb 02 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX1 + 0.33 DINY1
- Comb 03 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX1 – 0.33 DINY1
- Comb 04 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX1 + 0.33 DINY1
- Comb 05 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX1 – 0.33 DINY1
- Comb 06 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX1 + 0.33 DINY2
- Comb 07 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX1 – 0.33 DINY2
- Comb 08 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX1 + 0.33 DINY2
- Comb 09 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX1 – 0.33 DINY2
- Comb 10 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX2 + 0.33 DINY1
- Comb 11 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX2 – 0.33 DINY1
- Comb 12 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX2 + 0.33 DINY1
- Comb 13 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX2 – 0.33 DINY1
- Comb 14 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX2 + 0.33 DINY2
- Comb 15 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINX2 – 0.33 DINY2
- Comb 16 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX2 + 0.33 DINY2
- Comb 17 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINX2 – 0.33 DINY2
- Comb 18 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY1 + 0.33 DINX1
- Comb 19 1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY1 – 0.33 DINX1

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

Comb 20	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY1 + 0.33 DINX1
Comb 21	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY1 – 0.33 DINX1
Comb 22	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY1 + 0.33 DINX2
Comb 23	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY1 – 0.33 DINX2
Comb 24	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY1 + 0.33 DINX2
Comb 25	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY1 – 0.33 DINX2
Comb 26	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY2 + 0.33 DINX1
Comb 27	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY2 – 0.33 DINX1
Comb 28	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY2 + 0.33 DINX1
Comb 29	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY2 – 0.33 DINX1
Comb 30	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY2 + 0.33 DINX2
Comb 31	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi + 1.1 DINY2 – 0.33 DINX2
Comb 32	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY2 + 0.33 DINX2
Comb 33	1.1 PP + 1.1 CM + 1.1 CVi – 1.1 DINY2 – 0.33 DINX2

• **Predimensionamiento de elementos estructurales.**

Para los elementos estructurales como muros, losas y trabes se utilizó el código de diseño de concreto ACI 318

TABLA 6.1 — ALTURAS O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES				
Espesor mínimo, h				
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	L / 20	L / 24	L / 28	L / 10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

NOTAS:

Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal ($w_c = 2\,400\text{ kg/m}^3$) y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

(a) Para concreto liviano estructural de peso unitario w_c dentro del rango de 1 500 a 2 000 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003 w_c)$, pero no menos de 1.09.

(b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

TABLA 6.2 — ESPESORES MÍNIMOS DE LOSAS SIN VIGAS INTERIORES*						
f_y , MPa †	Sin ábacos ‡			Con ábacos ‡		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles Exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde§		Sin vigas de borde	Con vigas de borde§	
300	$L_n / 33$	$L_n / 36$	$L_n / 36$	$L_n / 36$	$L_n / 40$	$L_n / 40$
420	$L_n / 30$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n / 36$	$L_n / 36$
520	$L_n / 28$	$L_n / 31$	$L_n / 31$	$L_n / 31$	$L_n / 34$	$L_n / 34$

* Para construcción en dos direcciones, L_n es la luz libre en la dirección larga, medida entre caras de los apoyos en losas sin vigas y entre caras de las vigas, para losas con vigas u otros apoyos en otros casos.

† Para f_y entre los valores dados en la tabla, el espesor mínimo debe obtenerse por interpolación lineal.

‡ Ábaco, como se define en 13.2.5.

§ Losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores.

El valor de α_r para la viga de borde no debe ser menor que 0.8.

Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño

El espesor de muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura o longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco puede ser menor que 100 mm.

El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 190 mm.

VI.2. Análisis de cargas.

El análisis de cargas gravitacionales es un procedimiento que permite conocer las cargas que se ejercen sobre los distintos elementos estructurales que integran la construcción debido a su funcionamiento. Es decir, las cargas vivas y muertas que en ella actúan durante la operación usual del edificio.

Para ello, se recurre a un procedimiento llamado bajada de cargas. Éste consiste en cuantificar y acumular las cargas que se generan desde el último nivel de la estructura, el más alto, hasta el primero. Con ello se consigue conocer el peso total que el edificio comunica a su cimentación y a su vez, las cargas que la cimentación transmite al terreno en el cual se desplanta.

VI.2.1 Torre Chile.

Nivel Azotea		
Losa Maciza (sistema de piso, h = 15 cm)	375	kg / m ²
Relleno (pendiente 2%)	216	kg / m ²
Impermeabilizante y Acabado	80	kg / m ²
Instalaciones	20	kg / m ²
Sobrecarga de Uso	100	kg / m ²
Σ	791	kg / m ²

Nivel Entrepiso		
Losa Maciza (sistema de piso, h = 15 cm)	375	kg / m ²
Piso Terminado (Cerámica)	50	kg / m ²
Tabiques livianos	50	kg / m ²
Instalaciones	20	kg / m ²
Sobrecarga de Uso	200	kg / m ²
Σ	695	kg / m ²

VI.2.2 Torre México.

Nivel Azotea		
Losa Maciza (sistema de piso, h = 15 cm)	360	kg / m ²
Relleno (pendiente 2%)	216	kg / m ²
Impermeabilizante y Acabado	80	kg / m ²
Instalaciones	20	kg / m ²
Adicional RCDF	40	kg / m ²
Sobrecarga de Uso	100	kg / m ²
Σ	816	kg / m ²

Nivel Entrepiso		
Losa Maciza (sistema de piso, h = 15 cm)	360	kg / m ²
Piso Terminado (Cerámica)	50	kg / m ²
Tabiques livianos	50	kg / m ²
Instalaciones	20	kg / m ²
Adicional RCDF	40	kg / m ²
Sobrecarga de Uso	170	kg / m ²
Σ	690	kg / m ²

VI.3. Análisis sísmico dinámico modal – espectral.

VI.3.1 Torre Chile.

Anteriormente en el Capítulo IV, se mostró los espectros de diseño de la NCH 433, DS 117 y el DS 61, en este apartado realizaremos el análisis modal – espectral con todas las normas, pero para el diseño final de edificio se utilizará el espectro de diseño del Decreto Supremo 61.

En el análisis modal – espectral del proyecto se considerara las siguientes normas.

- **Datos de la ubicación de la obra**

Ciudad: Santiago, Región Metropolitana.

Latitud: 39° 49'

Longitud: 73° 15'

Altitud: 12 m

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

- **Cargas permanentes y sobrecargas de uso (NCh 1537.Of2009)**

Peso Propio del hormigón	$\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$
Sobrecarga de techumbres:	$q_k = 0.10 \text{ t/m}^2$
Sobrecarga de entepiso:	
Vivienda (Área de uso general):	$q_k = 0.20 \text{ t/m}^2$

- **Diseño sísmico de edificios (NCh 433.Of96 modificación 2009)**

Clasificación del edificio según importancia: Categoría C
 $I = 1,0$

Zonificación sísmica: Zona 2
 $A_0 = 0,30 \text{ g}$

Suelo: Tipo II
 $S = 1,00$
 $T_0 = 0,30 \text{ s}$
 $T' = 0,35 \text{ s}$
 $N = 1,33$
 $P = 1,50$

Factores de modificación de respuesta:
 $R = 7$
 $R_0 = 11$

Límite de coeficientes sísmico:

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6 * g} \quad C_{\min} = 0,05$$
$$C_{\max} = 0,35 * \frac{S * A_0}{g} \quad C_{\max} = 0,105$$

Método de análisis:

- Modal – espectral.

Peso sísmico del edificio:

$$P = \text{Peso del edificio sobre el nivel basal} + 25\% \text{ de la sobrecarga de uso}$$
$$P = 14740,6 \text{ t} + 2391.84 \text{ t} + 0,25 * 3576,80 \text{ t}$$
$$P = 18026,64 \text{ t}$$

El corte basal mínimo está dado por:

$$V_{\min} = I \times C_{\min} \times P$$
$$V_{\min} = 1.0 \times 0.05 \times 18026.64$$
$$V_{\min} = 902.307 \text{ t}$$

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

El corte basal máximo está dado por:

$$\begin{aligned}V_{\max} &= I \times C_{\max} \times P \\V_{\max} &= 1.0 \times 0.105 \times 18026.64 \\V_{\max} &= 1894.845 \text{ t}\end{aligned}$$

Como el periodo fundamental del edificio T^* es distinto en cada eje se analizara para cada caso:

Eje X:

$$T^* = 0.638920 \text{ seg (periodo obtenidos del programa ETABS 9.7.3)}$$

Eje Y:

$$T^* = 0.741485 \text{ seg (periodo obtenidos del programa ETABS 9.7.3)}$$

Aplicando la siguiente fórmula obtenemos el factor de reducción R^*

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Calculando el factor de reducción R^* es distinto en cada eje, se analizará para cada caso:

Eje X:

$$\begin{aligned}R^* &= 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \\R^* &= 1 + \frac{0.638920}{0,10 \cdot 0.30 + \frac{0.638920}{11}} \\R^* &= 8.254\end{aligned}$$

Eje Y:

$$\begin{aligned}R^* &= 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \\R^* &= 1 + \frac{0.741485}{0,10 \cdot 0.30 + \frac{0.741485}{11}} \\R^* &= 8.612\end{aligned}$$

Aplicando las siguientes formulas obtenemos el espectro de diseño.

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*}, \quad \alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

En las siguientes tablas se calculan los espectros de diseño para el edificio en ambos sentidos de análisis:

Espectro de diseño NCh 433Of.96 modificación 2009 Eje X

Tabla 6.1: valores característicos del espectro.

α	T_n	S_{ae} / g	S_a / g
1.0000000	0.00	0.300000	0.036348
1.8975419	0.50	0.569263	0.068972
1.4058410	0.638920	0.421752	0.051099
0.7462760	1.00	0.223883	0.027126
0.4072344	1.50	0.122170	0.014802
0.2639107	2.00	0.079173	0.009593
0.1884638	2.50	0.056539	0.006850
0.1431593	3.00	0.042948	0.005204
0.1134839	3.50	0.034045	0.004125
0.0928109	4.00	0.027843	0.003373
0.0777329	4.50	0.023320	0.002825
0.0663379	5.00	0.019901	0.002411
0.0574788	5.50	0.017244	0.002089
0.0504302	6.00	0.015129	0.001833

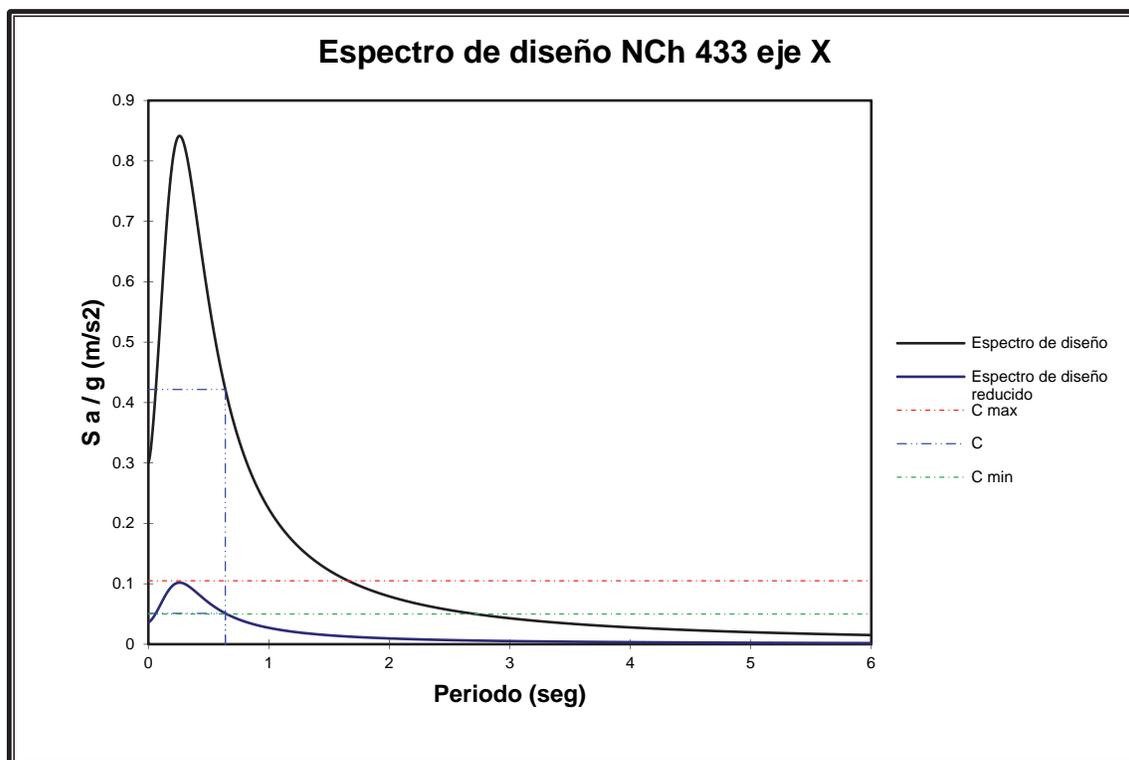


Figura 6.3: Espectro de diseño según NCh433, eje X.

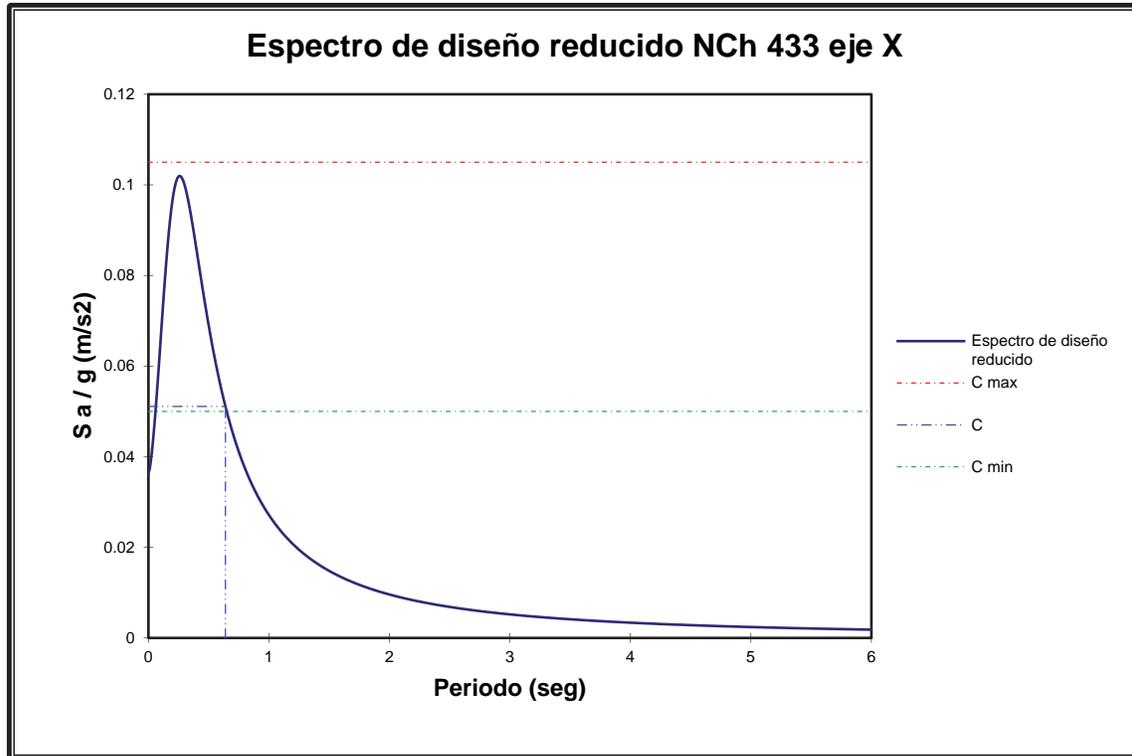


Figura 6.4: Espectro de diseño reducido según NCh433, eje X.

Espectro de diseño NCh 433 Of. 96 Eje Y

Tabla 6.2: valores característicos del espectro.

α	T_n	S_{ae} / g	S_a / g
1.0000000	0.00	0.300000	0.034834
1.8975419	0.50	0.569263	0.066100
1.1482664	0.741485	0.344480	0.039999
0.7462760	1.00	0.223883	0.025996
0.4072344	1.50	0.122170	0.014186
0.2639107	2.00	0.079173	0.009193
0.1884638	2.50	0.056539	0.006565
0.1431593	3.00	0.042948	0.004987
0.1134839	3.50	0.034045	0.003953
0.0928109	4.00	0.027843	0.003233
0.0777329	4.50	0.023320	0.002708
0.0663379	5.00	0.019901	0.002311
0.0574788	5.50	0.017244	0.002002
0.0504302	6.00	0.015129	0.001757

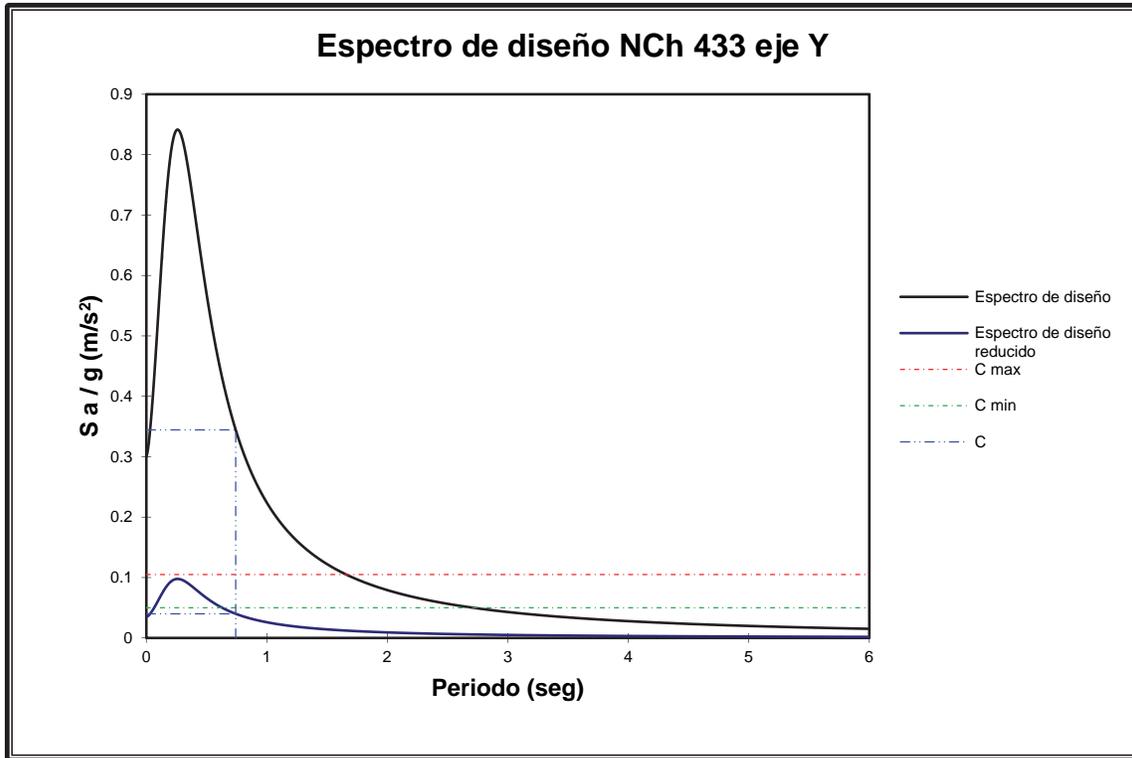


Figura 6.5: Espectro de diseño según NCh433, eje Y.

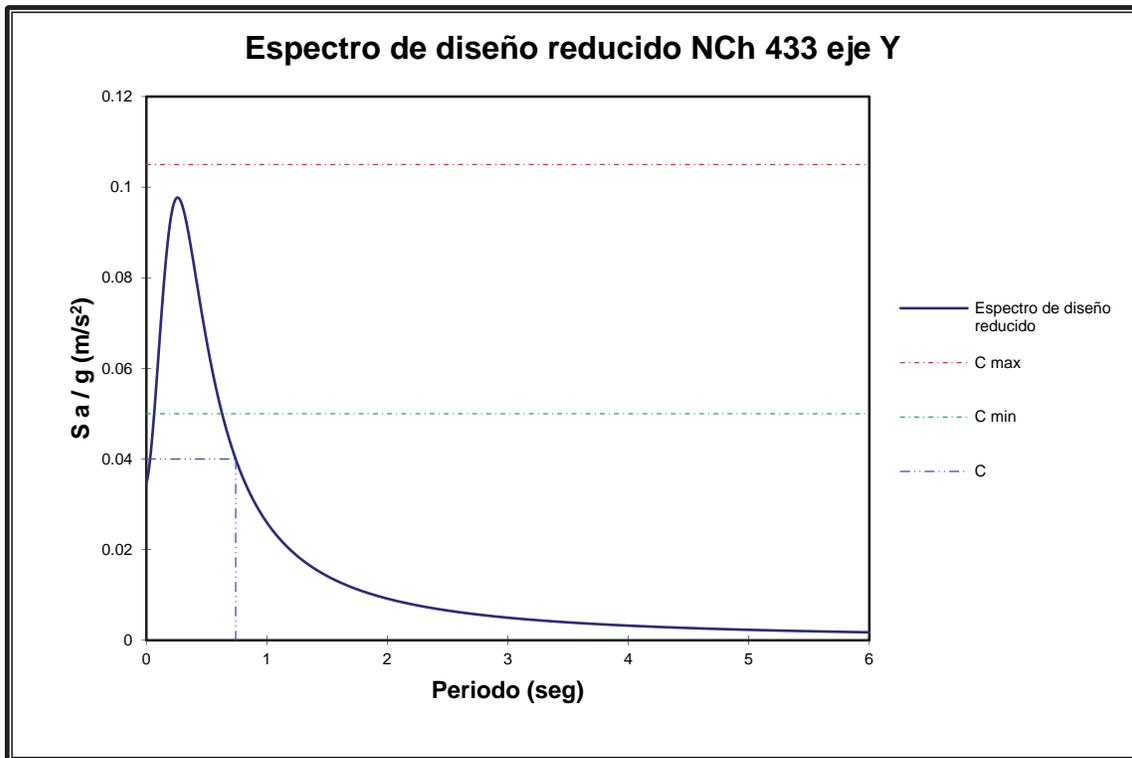


Figura 6.6: Espectro de diseño reducido según NCh433, eje Y.

En este caso es necesario escalar para obtener el cortante basal mínimo.

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

- **Diseño sísmico de edificios (Decreto Supremo 117)**

Clasificación del edificio según importancia: Categoría II
I = 1,0

Zonificación sísmica: Zona 2
A₀ = 0,30 g
Z = 0,5

Suelo: Tipo II
S = 1,00
T₀ = 0,30 s
T' = 0,35 s
n = 0,70
p = 0,60
T_a = 0,00 s
T_b = 0,20 s
T_c = 0,32 s
T_d = 2,02 s
α_A A = 1099,00
α_V V = 88,00
α_D D = 37,50

Factores de modificación de respuesta:
R = 7
R₀ = 11

Límites de coeficientes sísmicos:

$$C_{\min} = \frac{A_0}{6 \times g} \quad C_{\min} = 0.05$$
$$C_{\max} = 0,35 \times \frac{S \times A_0}{g} \quad C_{\max} = 0.105$$

Método de análisis:

- Modal – espectral.

Peso sísmico del edificio:

$$P = 18146.460 \text{ t}$$

El corte basal mínimo está dado por:

$$V_{\min} = 902.307 \text{ t}$$

El corte basal máximo está dado por:

$$V_{\max} = 1894.845 \text{ t}$$

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

Como el periodo fundamental del edificio T^* es distinto en cada eje se analizará para cada caso:

Eje X:

$$T^* = 0.638920 \text{ seg (periodo obtenidos del programa ETABS 9.7.3)}$$

Eje Y:

$$T^* = 0.741485 \text{ seg (periodo obtenidos del programa ETABS 9.7.3)}$$

Aplicando la siguiente fórmula obtenemos el factor de reducción R^*

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Calculando el factor de reducción R^* es distinto, en cada eje se analizará para cada caso:

Eje X:

$$R^* = 8.254$$

Eje Y:

$$R^* = 8.612$$

Aplicando las siguientes formulas obtenemos el espectro de diseño.

$$S_{ae} = A_0 + \frac{(\alpha_A A - A_0)}{(T_b - T_a)} T ; \text{ si } T < T_b$$
$$S_{ae} = \alpha_A A ; \text{ si } T_b \leq T \leq T_c$$
$$S_{ae} = \frac{2\pi}{T^p} \alpha_V V ; \text{ si } T_c < T < T_d$$
$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} \alpha_D D ; \text{ si } T \geq T_d$$

$$S_a = \frac{S_{ae}}{\left(\frac{R^*}{I}\right)}$$

En las siguientes tablas se calculan los espectros de diseño para el edificio en ambos sentidos de análisis:

Espectro de diseño Decreto Supremo 117, Eje X

Tabla 6.3: valores característicos del espectro.

α	S_{ae}	S_a
0.00	0.300000	0.036348
0.50	0.640727	0.077630
0.638920	0.553079	0.067011
1.00	0.422722	0.051217
1.50	0.331436	0.040157
2.00	0.278892	0.033791
2.50	0.181094	0.021941
3.00	0.125759	0.015237
3.50	0.092395	0.011195
4.00	0.070740	0.008571
4.50	0.055893	0.006772
5.00	0.045273	0.005485
5.50	0.037416	0.004533
6.00	0.031440	0.003809

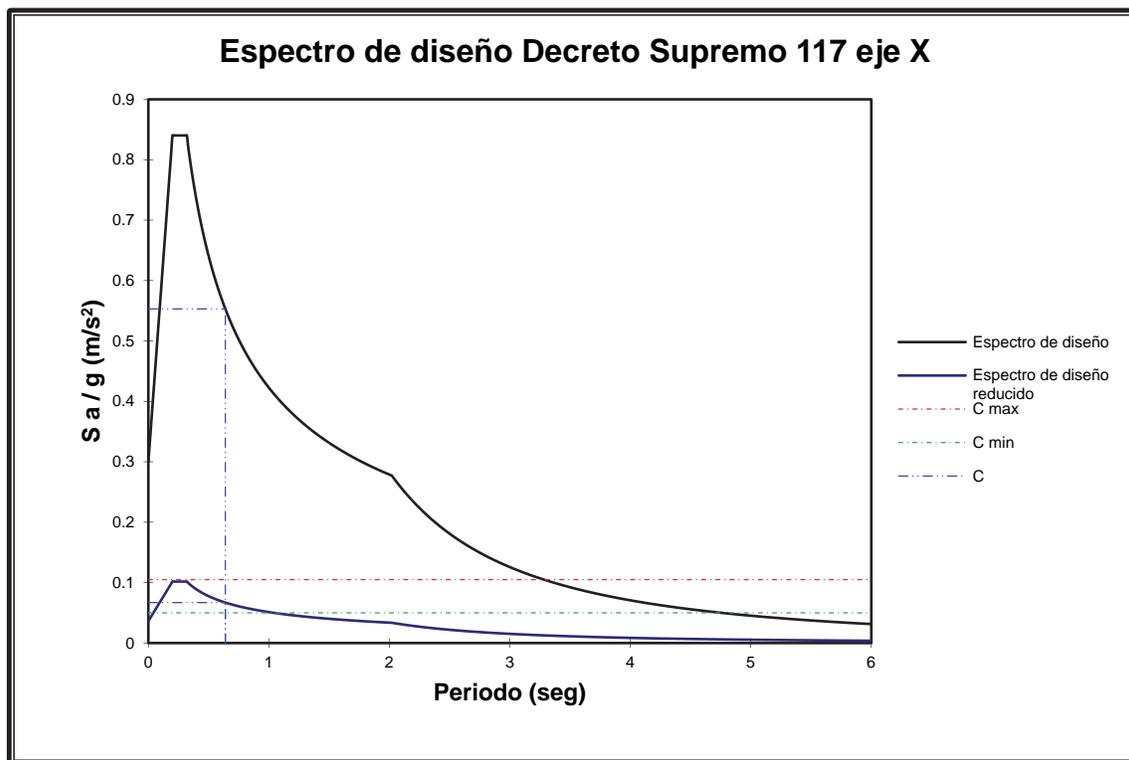


Figura 6.7: Espectro de diseño según NCh433, eje Y.

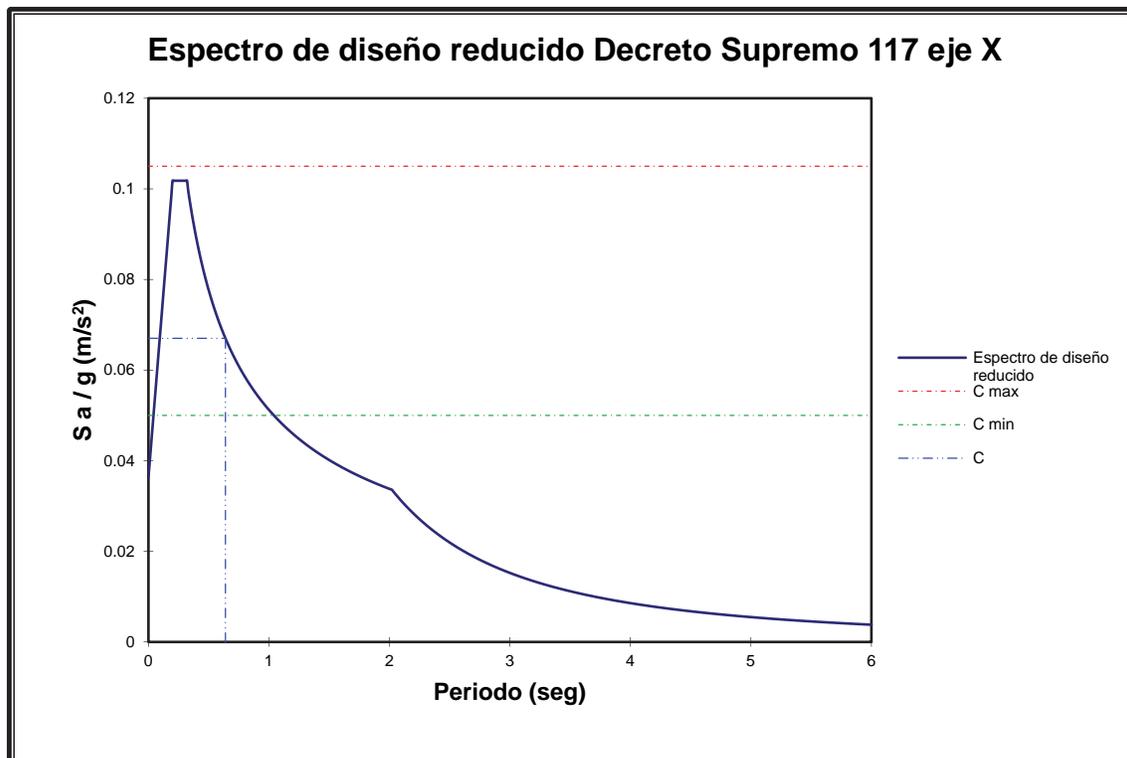


Figura 6.8: Espectro de diseño reducido según NCh433, eje Y.

Espectro de diseño Decreto Supremo 117, Eje Y

Tabla 6.4: valores característicos del espectro.

T	S_{ae}	S_a
0.00	0.300000	0.034834
0.50	0.640727	0.074398
0.741485	0.505817	0.058733
1.00	0.422722	0.049084
1.50	0.331436	0.038485
2.00	0.278892	0.032383
2.50	0.181094	0.021028
3.00	0.125759	0.014603
3.50	0.092395	0.010728
4.00	0.070740	0.008214
4.50	0.055893	0.006490
5.00	0.045273	0.005257
5.50	0.037416	0.004345
6.00	0.031440	0.003651

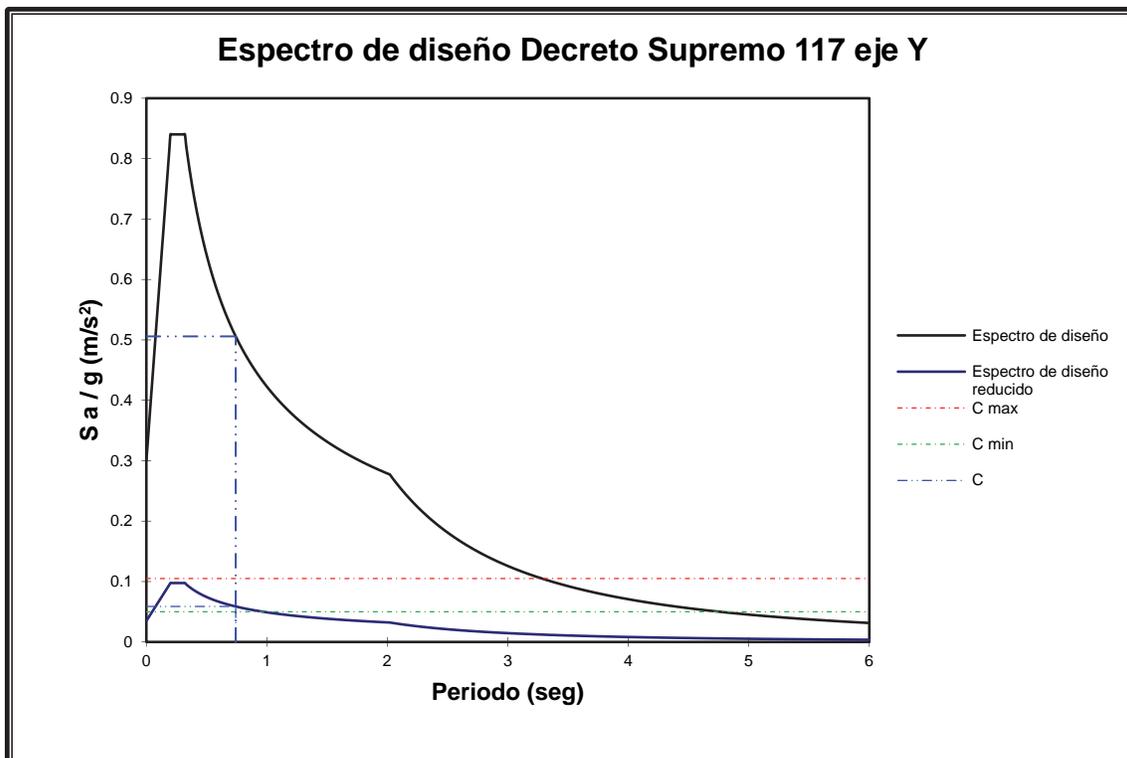


Figura 6.9: Espectro de diseño según DS 117, eje X.

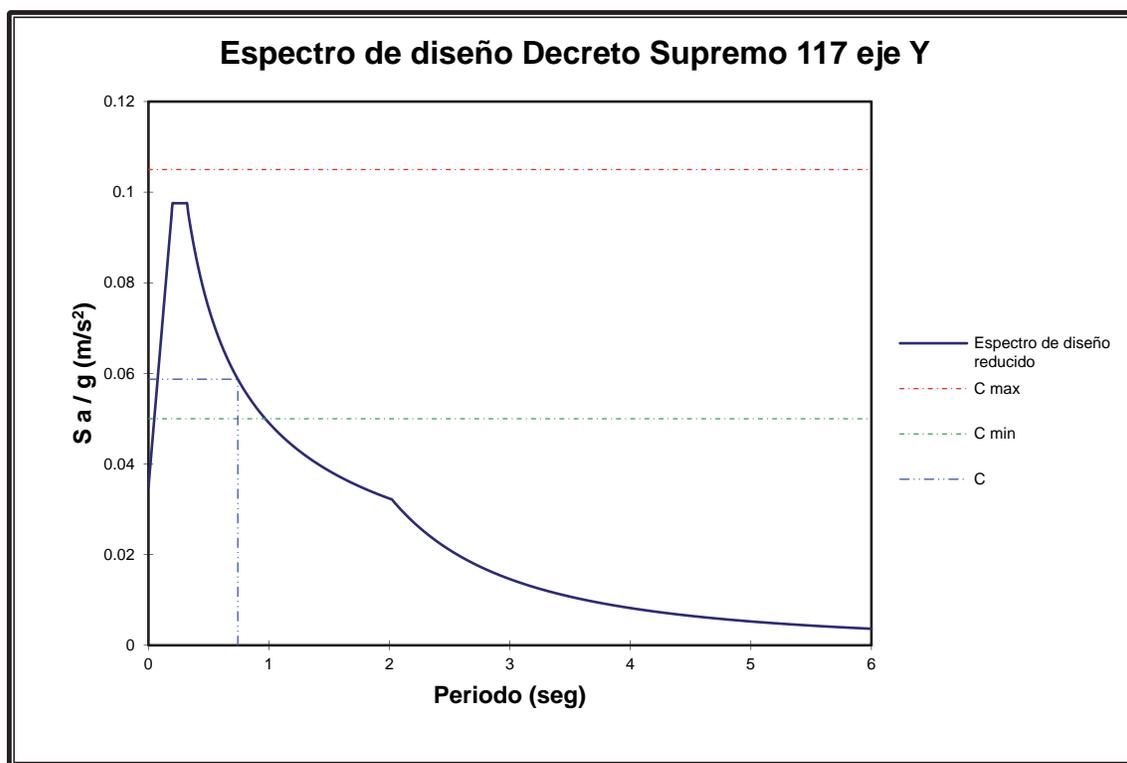


Figura 6.10: Espectro de diseño reducido según DS 117, eje X.

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

- **Diseño sísmico de edificios (Decreto Supremo 61)**

Clasificación del edificio según importancia: Categoría C
 $I = 1,0$

Zonificación sísmica: Zona 2
 $A_0 = 0,30 \text{ g}$

Suelo: Tipo B
 $S = 1,00$
 $T_0 = 0,30 \text{ s}$
 $T' = 0,35 \text{ s}$
 $N = 1,33$
 $P = 1,50$

Factores de modificación de respuesta:
 $R = 7$
 $R_0 = 11$

Límite de coeficientes sísmico:

$$C_{\min} = \frac{S \times A_0}{6 \times g} \quad C_{\min} = 0.05$$
$$C_{\max} = 0,35 \times \frac{S \times A_0}{g} \quad C_{\max} = 0.105$$

Método de análisis:

- Modal – espectral.

Peso sísmico del edificio:

$$P = \text{Peso del edificio sobre el nivel basal} + 25\% \text{ de la sobrecarga de uso}$$
$$P = 14740.6 \text{ t} + 2391.84 \text{ t} + 0.25 \times 3576.80 \text{ t}$$
$$P = 18026.64 \text{ t}$$

El corte basal mínimo está dado por:

$$V_{\min} = I \times C_{\min} \times P$$
$$V_{\min} = 1.0 \times 0.05 \times 18026.64$$
$$V_{\min} = 902.307 \text{ t}$$

El corte basal máximo está dado por:

$$V_{\max} = I \times C_{\max} \times P$$
$$V_{\max} = 1.0 \times 0.105 \times 18026.64$$
$$V_{\max} = 1894.845 \text{ t}$$

Como el periodo fundamental del edificio T^* es distinto en cada eje, se analizará para cada caso:

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

Eje X:

$$T^* = 0.638920 \text{ seg (periodo obtenidos del programa ETABS 9.7.3)}$$

Eje Y:

$$T^* = 0.741485 \text{ seg (periodo obtenidos del programa ETABS 9.7.3)}$$

Aplicando la siguiente fórmula obtenemos el factor de reducción R^*

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$

Calculando el factor de reducción R^* es distinto en cada eje se analizara para cada caso:

Eje X:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$
$$R^* = 1 + \frac{0.638920}{0,10 \cdot 0.30 + \frac{0.638920}{11}}$$
$$R^* = 8.254$$

Eje Y:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$
$$R^* = 1 + \frac{0.741485}{0,10 \cdot 0.30 + \frac{0.741485}{11}}$$
$$R^* = 8.612$$

Aplicando las siguientes formulas obtenemos el espectro de diseño.

$$S_a = \frac{S I A_0 \alpha}{R^*}, \quad \alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3}$$

En las siguientes tablas se calculan los espectros de diseño para el edificio en ambos sentidos de análisis:

Espectro de diseño Decreto Supremo 61, Eje X

Tabla 6.5: valores característicos del espectro.

α	T_n	S_{ae} / g	S_a / g
1.0000000	0.00	0.300000	0.036348
1.8975419	0.50	0.569263	0.068972
1.4058410	0.638920	0.421752	0.051099
0.7462760	1.00	0.223883	0.027126
0.4072344	1.50	0.122170	0.014802
0.2639107	2.00	0.079173	0.009593
0.1884638	2.50	0.056539	0.006850
0.1431593	3.00	0.042948	0.005204
0.1134839	3.50	0.034045	0.004125
0.0928109	4.00	0.027843	0.003373
0.0777329	4.50	0.023320	0.002825
0.0663379	5.00	0.019901	0.002411
0.0574788	5.50	0.017244	0.002089
0.0504302	6.00	0.015129	0.001833

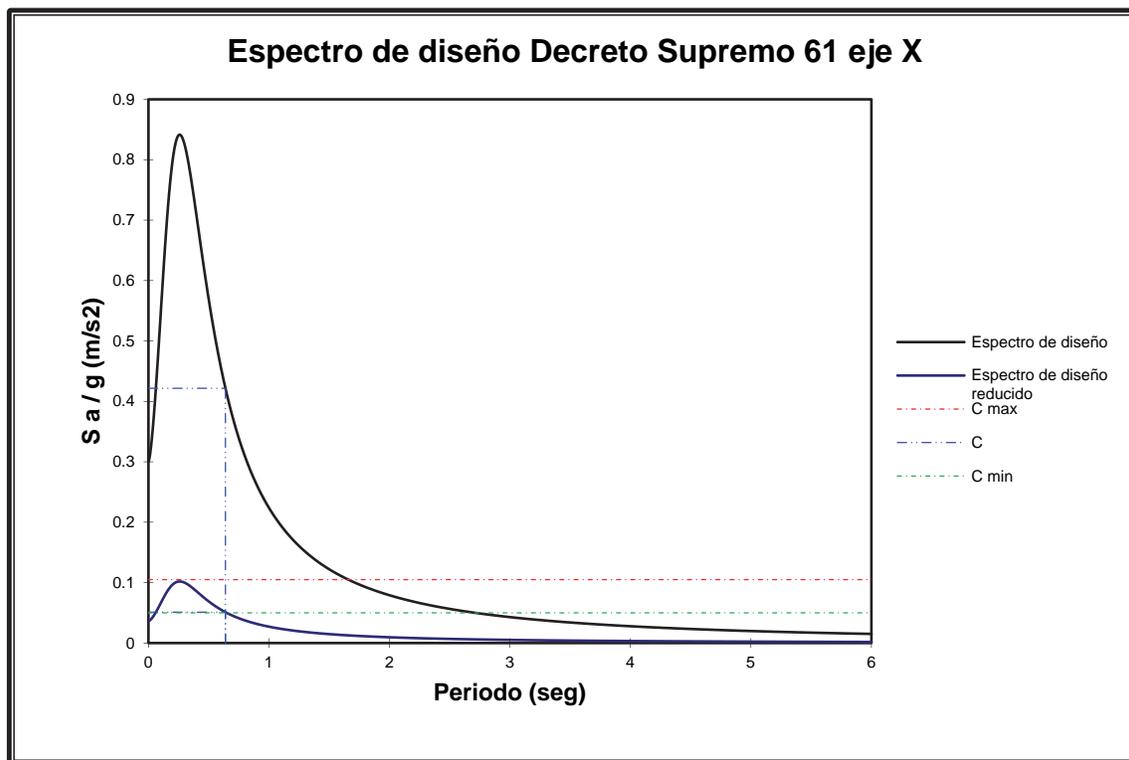


Figura 6.11: Espectro de diseño según DS 61, eje X.

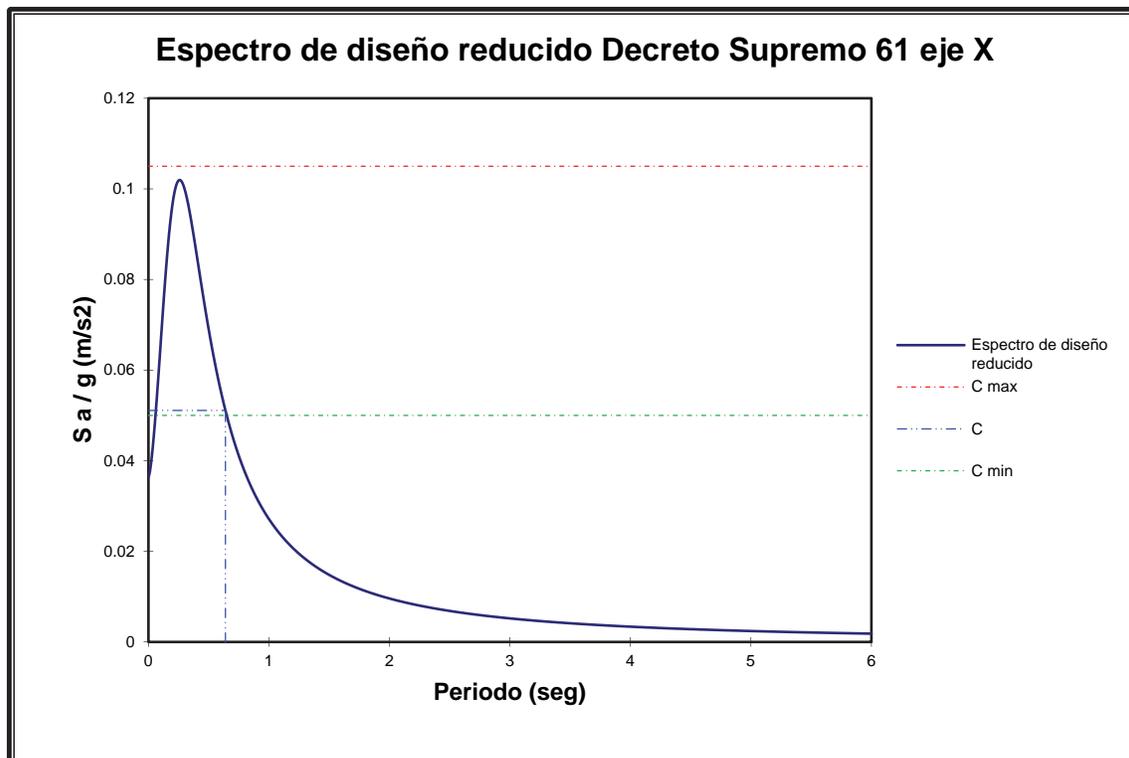


Figura 6.12: Espectro de diseño reducido según DS 61, eje X.

Espectro de diseño Decreto Supremo 61, Eje Y

Tabla 6.6: valores característicos del espectro.

α	T_n	S_{ae} / g	S_a / g
1.0000000	0.00	0.300000	0.034834
1.8975419	0.50	0.569263	0.066100
1.1482664	0.741485	0.344480	0.039999
0.7462760	1.00	0.223883	0.025996
0.4072344	1.50	0.122170	0.014186
0.2639107	2.00	0.079173	0.009193
0.1884638	2.50	0.056539	0.006565
0.1431593	3.00	0.042948	0.004987
0.1134839	3.50	0.034045	0.003953
0.0928109	4.00	0.027843	0.003233
0.0777329	4.50	0.023320	0.002708
0.0663379	5.00	0.019901	0.002311
0.0574788	5.50	0.017244	0.002002
0.0504302	6.00	0.015129	0.001757

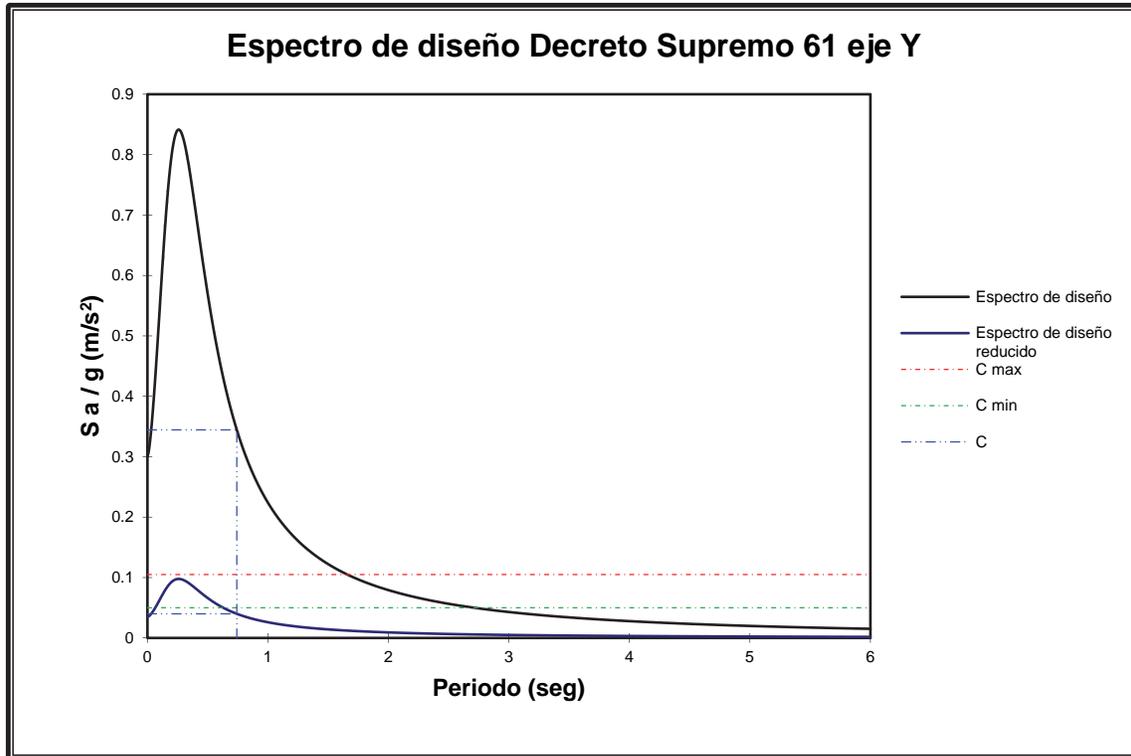


Figura 6.13: Espectro de diseño según DS 61, eje Y.

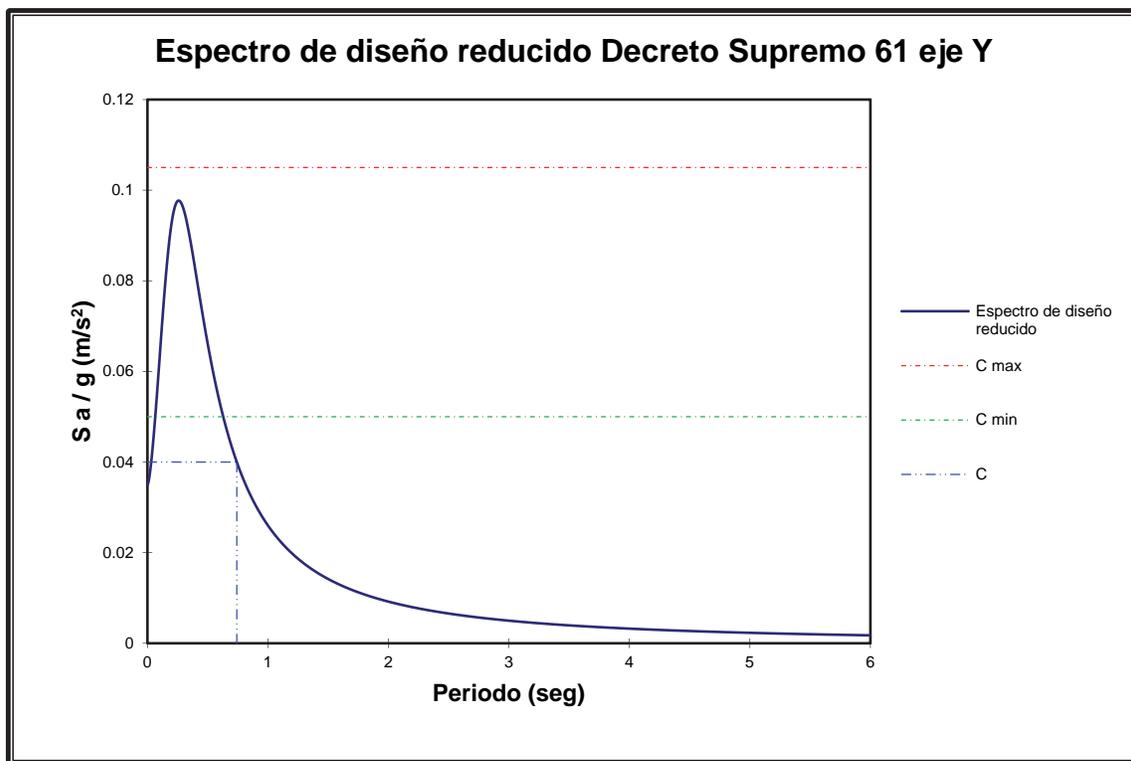


Figura 6.14: Espectro de diseño reducido según NCh433, eje Y.

En este caso es necesario escalar para obtener el cortante basal mínimo.

Comparación de los espectros de diseño reducido, para los dos ejes de análisis.

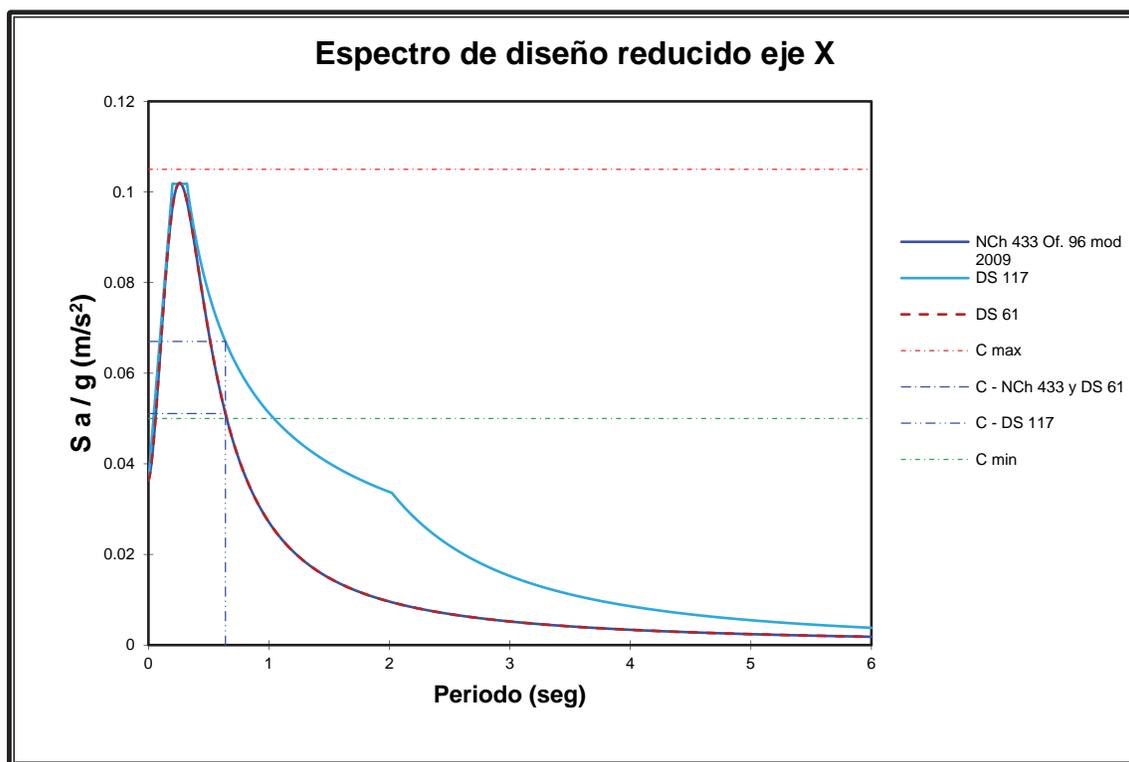


Figura 6.15: Espectros de diseños según NCh 433, DS 117 y DS 61, eje X.

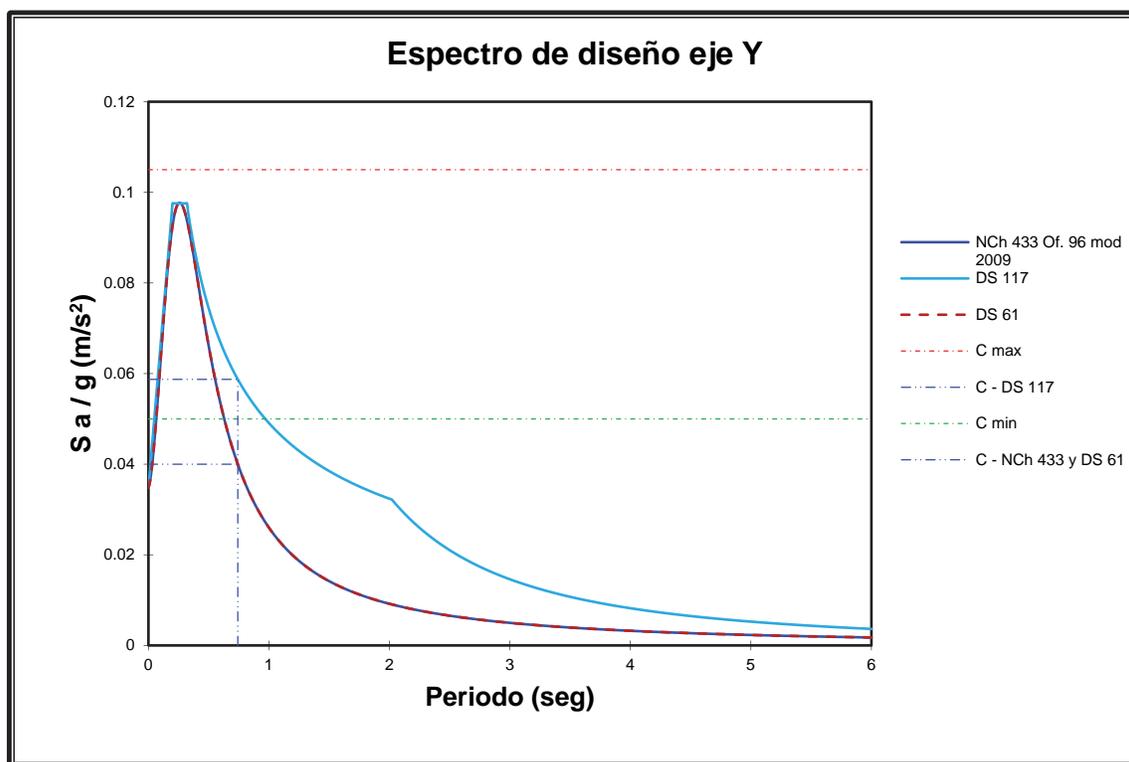


Figura 6.16: Espectro de diseño según NCh 433, DS 117 y DS 61, eje Y.

VI.3.2 Torre México.

La estructura corresponde al grupo B por ser de destino habitacional.

Factor de importancia: $C = 1$.

El factor de irregularidad, debido a que no cumple con alguno de los puntos dados en la normativa sobre regularidad.

Factor de irregularidad: F.I. = 0.8

El factor de comportamiento sísmico.

$Q = 2$.

Edificio está ubicado en el Distrito Federal en la zona III_b, de la Normas Técnicas Complementarias de RCDF – 2004, los datos del terreno son obtenidos de la tabla 4.3:

Coefficiente sísmico: $c = 0.45$

$a_0 = 0.11$

$T_a = 0.85$ s

$T_b = 3.00$ s

$r = 2.00$

Aplicando las siguientes formulas obtenemos los espectros de diseño y de diseño reducido.

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

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

$$a = qc ; \text{ si } T > T_b$$

donde

$$q = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r$$

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

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

Tabla 6.7: valores característicos del espectro.

T	a	Q'	a/Q'
s	m/s ²		m/s ²
0.00	0.110	1.000	0.110
0.10	0.150	1.071	0.140
0.20	0.190	1.141	0.166
0.30	0.230	1.212	0.190
0.40	0.270	1.282	0.211
0.50	0.310	1.353	0.229
0.60	0.350	1.424	0.246
0.70	0.390	1.494	0.261
0.85	0.450	1.600	0.281
1.00	0.450	1.600	0.281
2.00	0.450	1.600	0.281
3.00	0.450	1.600	0.281
3.50	0.331	1.600	0.207
4.00	0.253	1.600	0.158
4.50	0.200	1.600	0.125
5.00	0.162	1.600	0.101
5.50	0.134	1.600	0.084
6.00	0.113	1.600	0.070

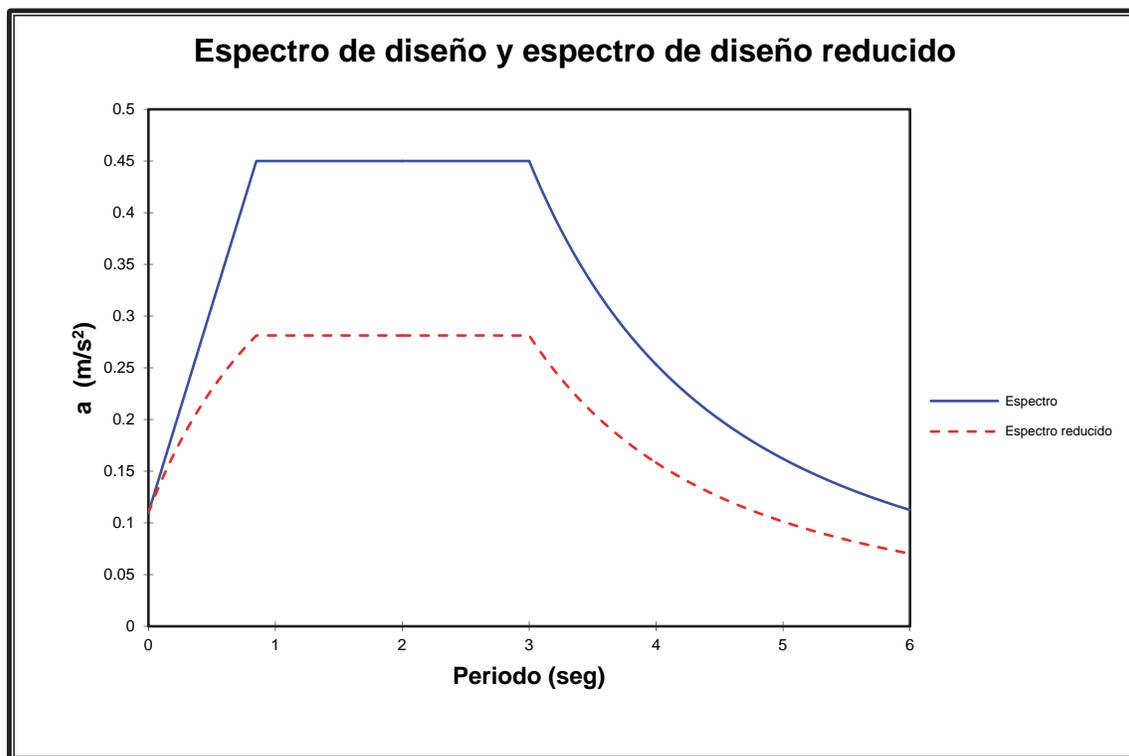


Figura 6.17: Espectro de diseño según NTC – 2004.

Capítulo VI: Caso de estudio: Diseño de un edificio aplicando los reglamentos de NTC RCDF y NCh.

De acuerdo con el análisis modal realizado tenemos un periodo en dirección X de 0.984059 segundos y para el eje Y es de 0.843796 segundos, ingresando estos valores en el espectro obtendremos los coeficientes sísmicos efectivos para cada dirección de análisis, para posteriormente realizar el escalado necesario para obtener en cada dirección de análisis el 80% del cortante que se obtendría de un análisis estático.

La ecuación para obtener las fuerzas sísmicas es la siguiente:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Peso sísmico del edificio:

$$\begin{aligned} W_T &= \text{Peso propio del edificio sobre el nivel basal} + \text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva Instantánea} \\ W_T &= 13912.54 \text{ t} + 3126.40 \text{ t} + 3054.68 \text{ t} \\ W_T &= 20093.62 \text{ t} \end{aligned}$$

La ecuación para obtener el cortante basal es la siguiente:

$$V = \frac{c}{Q'} W_i h_i$$

Para la dirección X:

$$\begin{aligned} V &= \frac{0.281}{1.6} 20093.62 \\ V &= 5651.33 \text{ t} \end{aligned}$$

Calculando el 80 % del cortante estático:

$$0.8 V = 4521.06 \text{ t}$$

Para la dirección Y:

$$\begin{aligned} V &= \frac{0.272}{1.6} 20093.62 \\ V &= 5463.34 \text{ t} \end{aligned}$$

Calculando el 80 % del cortante estático:

$$0.8 V = 4370.67 \text{ t}$$

Además se debe de cumplir la siguiente relación:

$$\begin{aligned} \frac{c}{Q'} &\geq a_0 \\ \frac{1}{1.6} &\geq 0.11 \\ 0.321 &\geq 0.11 \end{aligned}$$

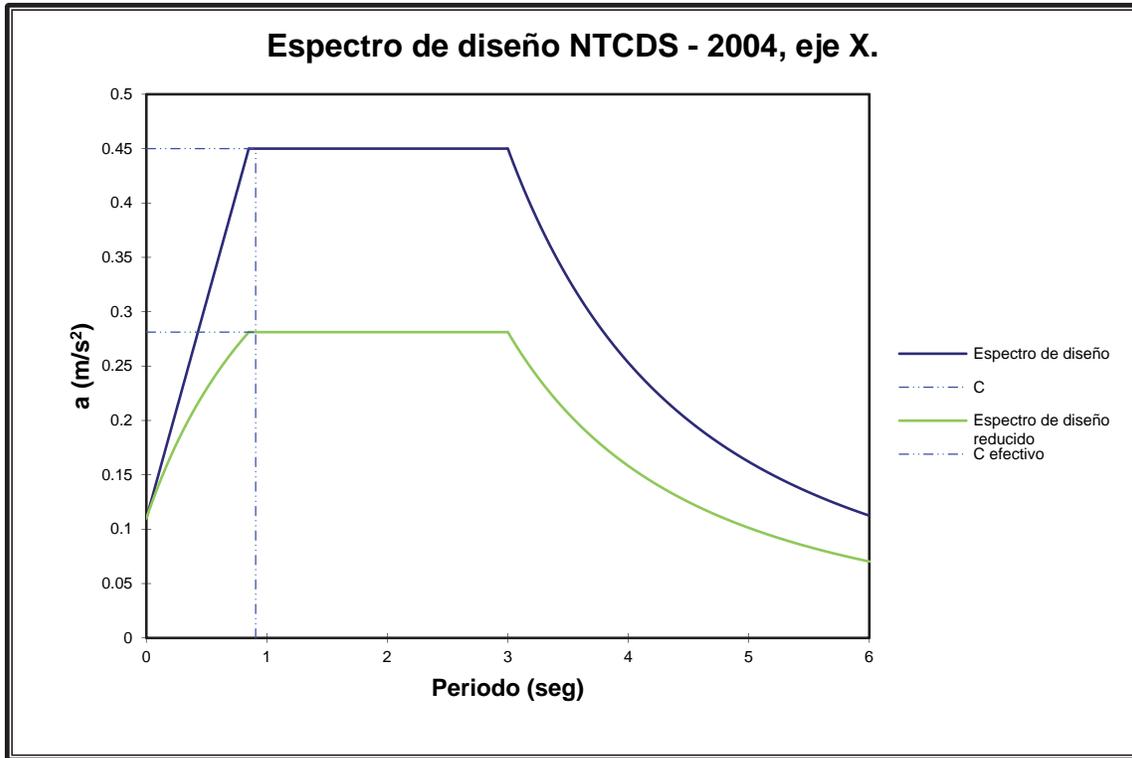


Figura 6.18: Espectro de diseño, eje X.

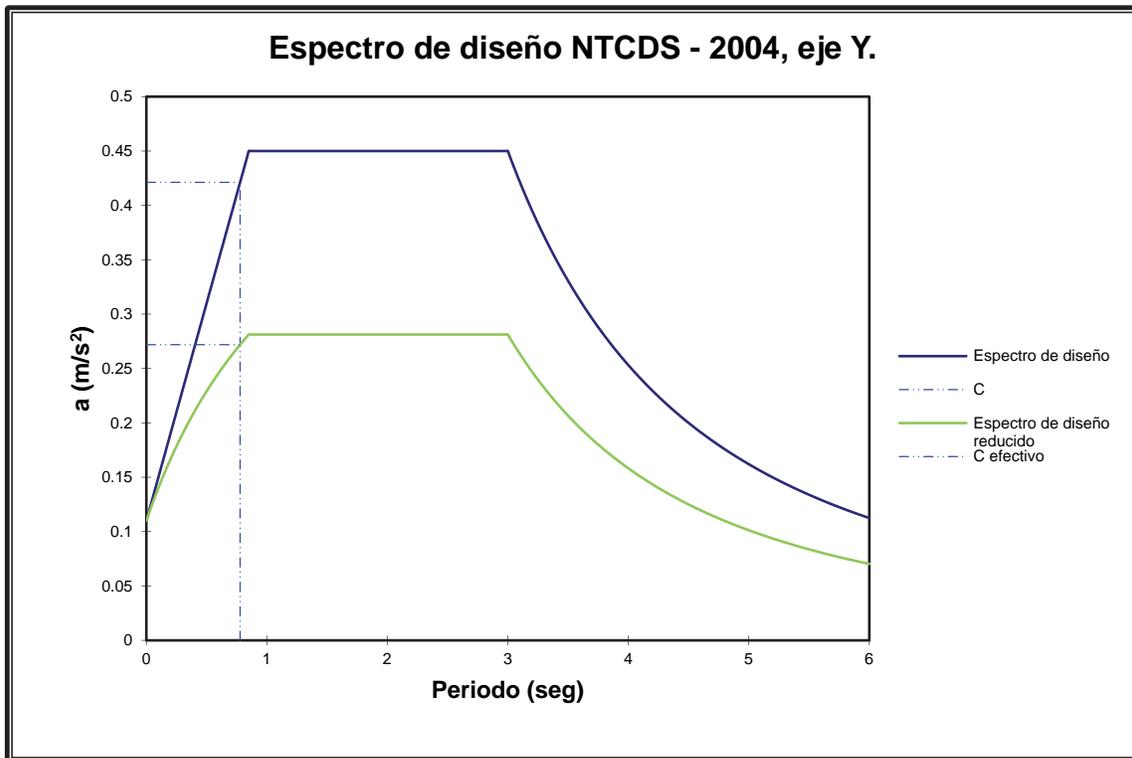


Figura 6.19: Espectros de diseño, eje Y.

VI.4. Modelo con sistema de piso rígido.

El programa utilizado fue ETABS®, software integrado para el análisis y diseño de edificios, análisis estático y dinámico, lineal y no lineal, con análisis y diseño automatizado.

Se realizaron dos modelos matemáticos cada uno deberá de cumplir con las disposiciones del reglamento de sismo de cada país.

Modelación.

La modelación fue un sistema tridimensional de muros de concreto reforzado. Se creó un sistema de malla de veinte niveles, se crearon las cuatro plantas principales o pisos maestros, que sirvieron de base para las otras 16, las del piso 1, 5, 10 y 15. Las otras plantas se generaron a partir de éstas, quedando un sistema con 20 pisos más una base. Así, sólo fue necesario trabajar en base a las cuatro plantas principales, las que al ser modificadas, modificaban sus plantas similares automáticamente.

Elementos Estructurales

Para la modelación de trabes, columnas, se utilizó elementos tipo *frames*. Los muros son elementos tipo *shell*.

Las uniones entre vigas y columnas fueron modeladas como conexiones de momento, esto es sin liberaciones de ningún tipo; los largueros fueron modelados con liberaciones tipo *pinned*, es decir se liberó el momento en los ejes locales 2 y en 3 en ambos extremos y el momento de torsión en su extremo i, esto representa las conexiones de cortante. Los contraventeos también fueron modelados con liberaciones tipo *pinned*. La losa maciza del sistema de piso fue modelada con elementos *shell*, dado que el programa tiene en sus opciones este sistema de piso, solo se entrega la geometría de este y el programa calcula en forma interna el peso propio, además la losa trabaja en forma unidireccional.

VI.4.1 Torre Chile.

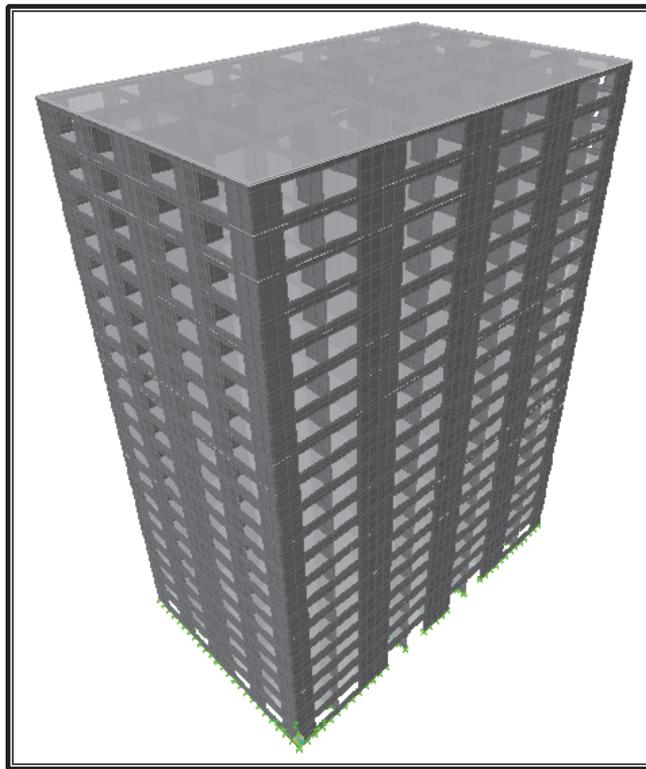


Figura 6.20: modelo matemático 3D de la Torre Chile.

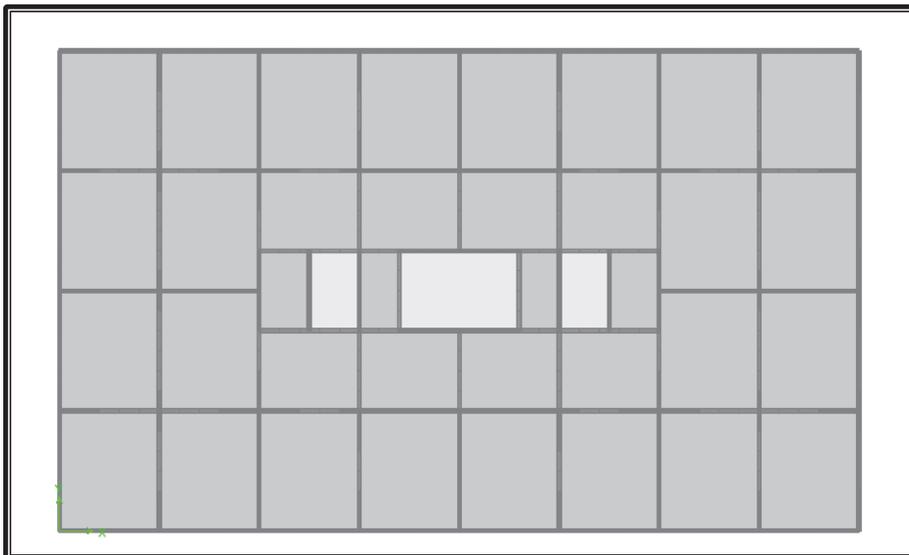


Figura 6.21: Planta de la Torre Chile.

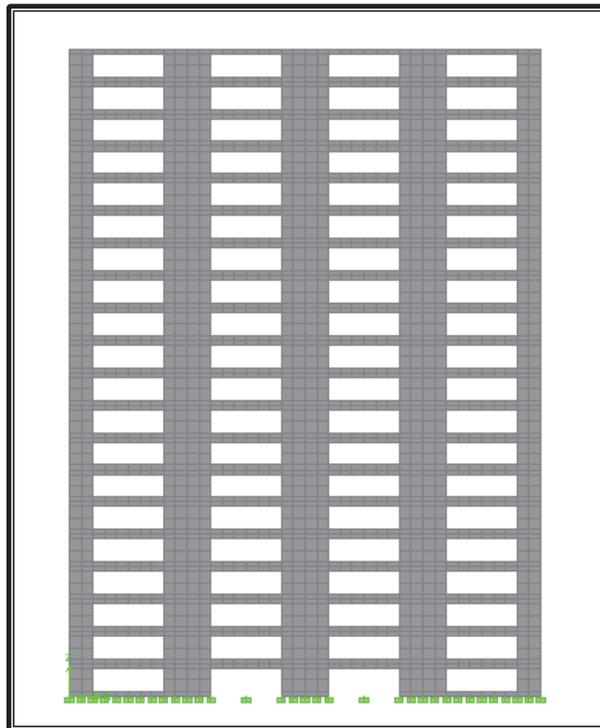


Figura 6.22: fachada de la Torre Chile.



Figura 6.23: elevaciones de la Torre Chile.

VI.4.2 Torre México.

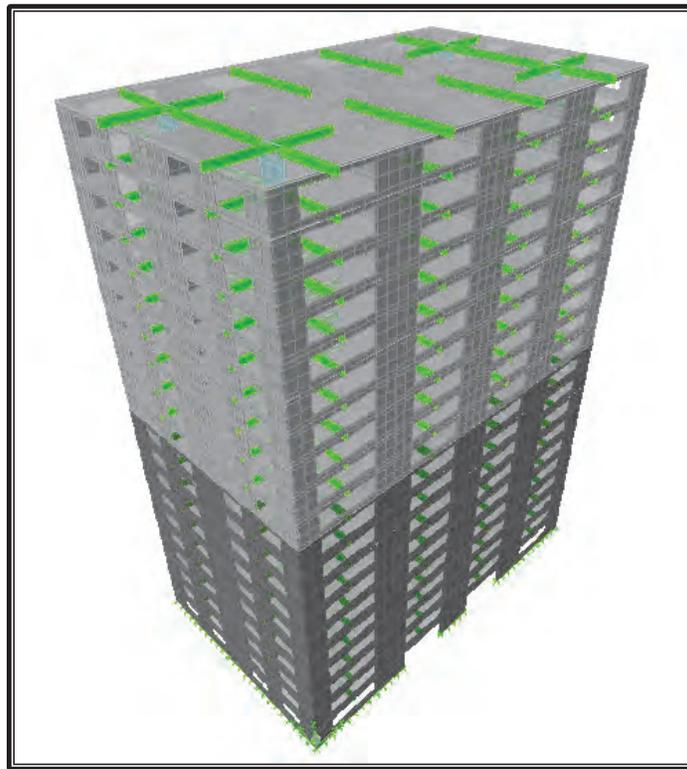


Figura 6.24: Modelo matemático 3D de la Torre México .

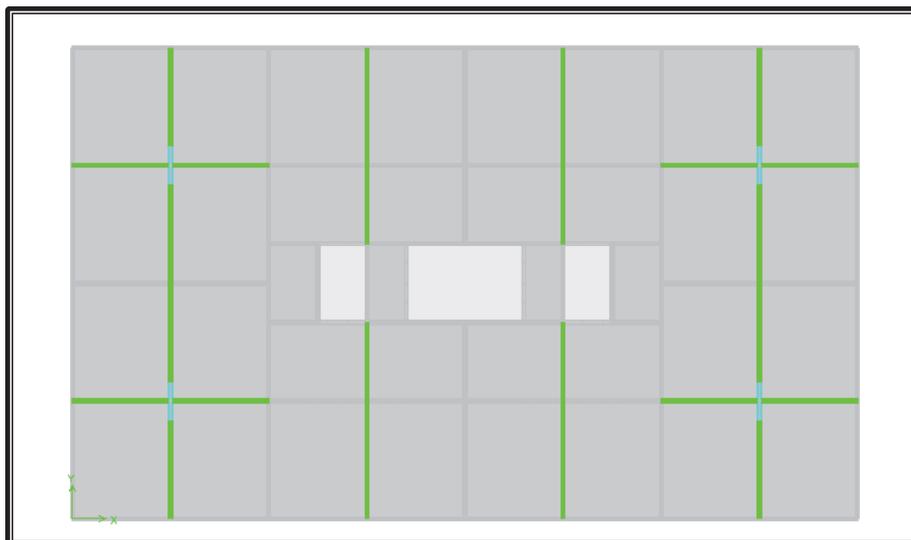


Figura 6.25: Planta de la Torre México.

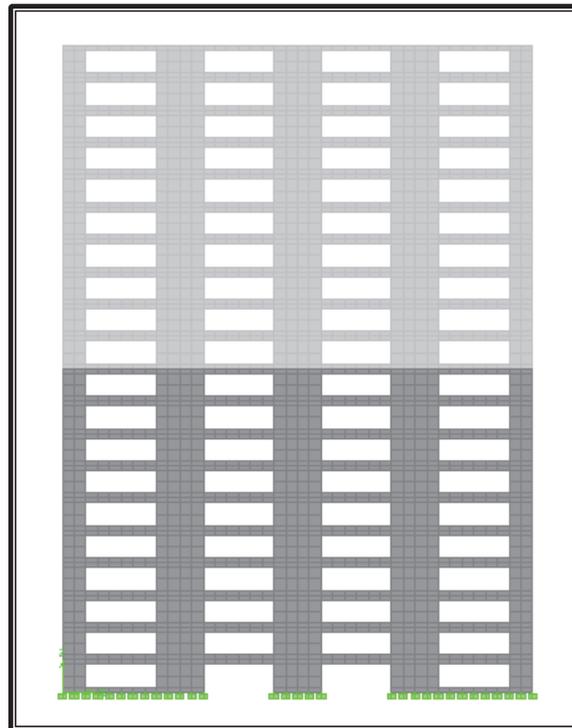


Figura 6.26: Fachada de la Torre México.

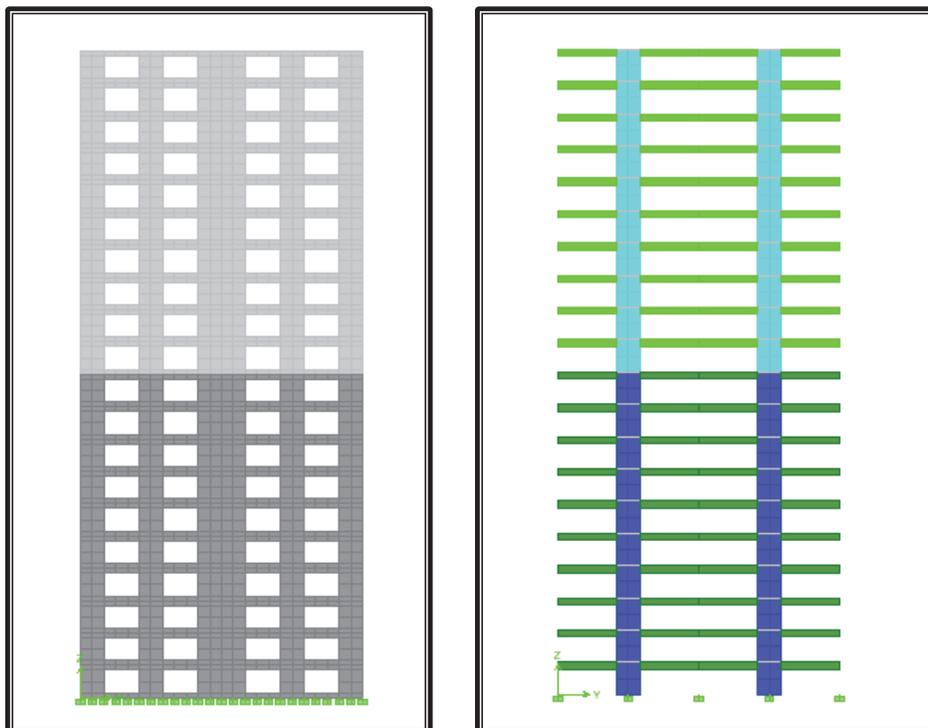


Figura 6.27: Elevaciones de la Torre México.

VII. Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan los resultados de los 2 modelos matemáticos de los edificios Torre Chile y Torre México, desarrollados en el programa ETABS v9.73, diseñados de acuerdo con la normatividad respectiva.

VII.1. Comprobación de cargas.

Este apartado corresponde a la comparación de las cargas que se ingresan en el modelo y su respectiva salida.

VII.1.1 Torre Chile.

Reacciones calculadas en forma manual.

Carga Muerta (CM)			
Nivel	A (m ²)	q (t/m ²)	P (t)
N20	960	0.316	303.36
N19	916	0.120	109.92
N18	916	0.120	109.92
N17	916	0.120	109.92
N16	916	0.120	109.92
N15	916	0.120	109.92
N14	916	0.120	109.92
N13	916	0.120	109.92
N12	916	0.120	109.92
N11	916	0.120	109.92
N10	916	0.120	109.92
N09	916	0.120	109.92
N08	916	0.120	109.92
N07	916	0.120	109.92
N06	916	0.120	109.92
N05	916	0.120	109.92
N04	916	0.120	109.92
N03	916	0.120	109.92
N02	916	0.120	109.92
N01	916	0.120	109.92
			2391.84

Sobrecargas de Uso (SC)			
Nivel	A (m ²)	q (t/m ²)	P (t)
N20	960	0.10	96.00
N19	916	0.20	183.20
N18	916	0.20	183.20
N17	916	0.20	183.20
N16	916	0.20	183.20
N15	916	0.20	183.20
N14	916	0.20	183.20
N13	916	0.20	183.20
N12	916	0.20	183.20
N11	916	0.20	183.20
N10	916	0.20	183.20
N09	916	0.20	183.20
N08	916	0.20	183.20
N07	916	0.20	183.20
N06	916	0.20	183.20
N05	916	0.20	183.20
N04	916	0.20	183.20
N03	916	0.20	183.20
N02	916	0.20	183.20
N01	916	0.20	183.20
			3576.80

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Reacciones entregadas por el programa ETABS V9.

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Summation	0, 0, Base	CM	0	0	2391.84	28702.08	-47836.8	0
Summation	0, 0, Base	SC	0	0	3576.8	42921.6	-71536	0

VII.1.2 Torre México.

Reacciones calculadas en forma manual.

Carga Muerta			
Nivel	A (m ²)	q (t/m ²)	P (t)
N20	960	0.356	341.76
N19	916	0.16	146.56
N18	916	0.16	146.56
N17	916	0.16	146.56
N16	916	0.16	146.56
N15	916	0.16	146.56
N14	916	0.16	146.56
N13	916	0.16	146.56
N12	916	0.16	146.56
N11	916	0.16	146.56
N10	916	0.16	146.56
N09	916	0.16	146.56
N08	916	0.16	146.56
N07	916	0.16	146.56
N06	916	0.16	146.56
N05	916	0.16	146.56
N04	916	0.16	146.56
N03	916	0.16	146.56
N02	916	0.16	146.56
N01	916	0.16	146.56
Σ			3126.40

Carga Viva Máxima			
Nivel	A (m ²)	q (t/m ²)	P (ton)
N20	960	0.10	96.00
N19	916	0.17	155.72
N18	916	0.17	155.72
N17	916	0.17	155.72
N16	916	0.17	155.72
N15	916	0.17	155.72
N14	916	0.17	155.72
N13	916	0.17	155.72
N12	916	0.17	155.72
N11	916	0.17	155.72
N10	916	0.17	155.72
N09	916	0.17	155.72
N08	916	0.17	155.72
N07	916	0.17	155.72
N06	916	0.17	155.72
N05	916	0.17	155.72
N04	916	0.17	155.72
N03	916	0.17	155.72
N02	916	0.17	155.72
N01	916	0.17	155.72
Σ			3054.68

Carga Viva Instantánea			
Nivel	A (m ²)	q (t/m ²)	P (ton)
N20	960	0.07	67.20
N19	916	0.09	82.44
N18	916	0.09	82.44
N17	916	0.09	82.44
N16	916	0.09	82.44
N15	916	0.09	82.44
N14	916	0.09	82.44
N13	916	0.09	82.44
N12	916	0.09	82.44
N11	916	0.09	82.44
N10	916	0.09	82.44
N09	916	0.09	82.44
N08	916	0.09	82.44
N07	916	0.09	82.44
N06	916	0.09	82.44
N05	916	0.09	82.44
N04	916	0.09	82.44
N03	916	0.09	82.44
N02	916	0.09	82.44
N01	916	0.09	82.44
Σ			1633.56

Reacciones entregadas por el programa ETABS V9.

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Summation	0, 0, Base	CM	0	0	3126.4	37516.8	-62528	0
Summation	0, 0, Base	CVM	0	0	3054.68	36656.16	-61093.6	0
Summation	0, 0, Base	CVI	0	0	1633.56	19602.72	-32671.2	0

VII.2. Periodos de vibrar.

VII.2.1 Torre Chile.

Tabla N° 7.1: Periodos, porcentaje de participación de las masas traslacionales y rotacionales.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	Observación
1	0.741485	0	71.297	0	0	71.297	0	99.543	0	0	99.543	0	0	Traslación en Y
2	0.683138	0.012	0	0	0.012	71.297	0	0	0.0163	75.1597	99.543	0.0163	75.1597	Rotación en Z
3	0.63892	73.1906	0	0	73.2026	71.297	0	0	99.7226	0.0121	99.543	99.7388	75.1718	Traslación en X
4	0.208435	0.0006	0	0	73.2031	71.297	0	0	0	12.0946	99.543	99.7389	87.2664	Rotación en Z
5	0.205643	0	15.5026	0	73.2031	86.7995	0	0.2402	0	0	99.7832	99.7389	87.2664	Traslación en Y
6	0.18631	14.0834	0	0	87.2865	86.7995	0	0	0.0459	0.0004	99.7832	99.7848	87.2668	Traslación en X
7	0.109366	0	0	0	87.2866	86.7995	0	0	0	4.7114	99.7832	99.7848	91.9782	Rotación en Z
8	0.100309	0	5.3657	0	87.2866	92.1653	0	0.1836	0	0	99.9668	99.7848	91.9782	Traslación en Y
9	0.094174	5.1729	0	0	92.4595	92.1653	0	0	0.1896	0	99.9668	99.9744	91.9782	Traslación en X
10	0.070388	0	0	0	92.4595	92.1653	0	0	0	2.5408	99.9668	99.9744	94.5191	Rotación en Z
11	0.063655	0	2.6928	0	92.4595	94.858	0	0.0144	0	0	99.9812	99.9744	94.5191	Traslación en Y
12	0.060524	2.6126	0	0	95.0721	94.858	0	0	0.0081	0	99.9812	99.9825	94.5191	Traslación en X
13	0.050242	0	0	0	95.0721	94.858	0	0	0	1.5652	99.9812	99.9825	96.0842	Rotación en Z
14	0.045608	0	1.555	0	95.0721	96.413	0	0.0122	0	0	99.9934	99.9825	96.0842	Traslación en Y
15	0.043723	1.5202	0	0	96.5923	96.413	0	0	0.0123	0	99.9934	99.9948	96.0842	Traslación en X
16	0.038343	0	0	0	96.5923	96.413	0	0	0	1.0576	99.9934	99.9948	97.1418	Rotación en Z
17	0.035207	0	1.005	0	96.5923	97.418	0	0.0023	0	0	99.9957	99.9948	97.1418	Traslación en Y
18	0.033949	0.9835	0	0	97.5758	97.418	0	0	0.0014	0	99.9957	99.9963	97.1418	Traslación en X
19	0.030637	0	0	0	97.5758	97.418	0	0	0	0.7521	99.9957	99.9963	97.8939	Rotación en Z
20	0.028505	0	0.693	0	97.5758	98.111	0	0.0023	0	0	99.9979	99.9963	97.8939	Traslación en Y

Donde:

Period: Periodo de la estructura (segundos)

UX: Porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje X.

UY: Porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Y.

UZ: Porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Z.

SumUX: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje X.

SumUY: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Y.

SumUZ: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Z.

RX: Porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje X.

RY: Porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Y.

RZ: Porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Z.

SumRX: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje X.

SumRY: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Y.

SumRZ: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Z.

De la tabla 7.1 se presentan las Figuras 7.1 a 7.3 que nos muestran los tres primeros modos de vibrar de la Torre Chile.

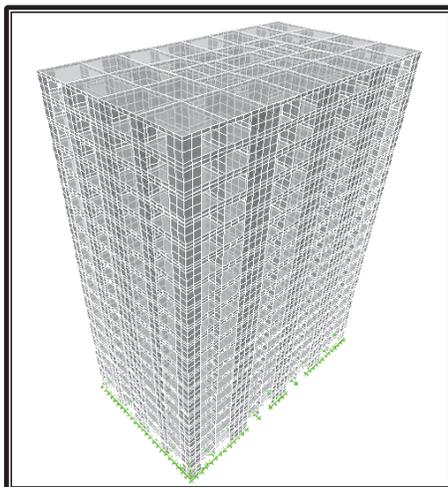


Figura 7.1: Primer modo de vibrar del edificio, traslación en eje X, periodo 0.741485 segundos.

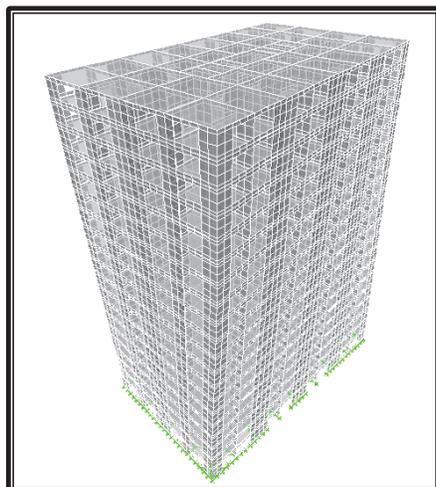


Figura 7.2: Segundo modo de vibrar del edificio, rotación en eje Z, periodo 0.683138 segundos.

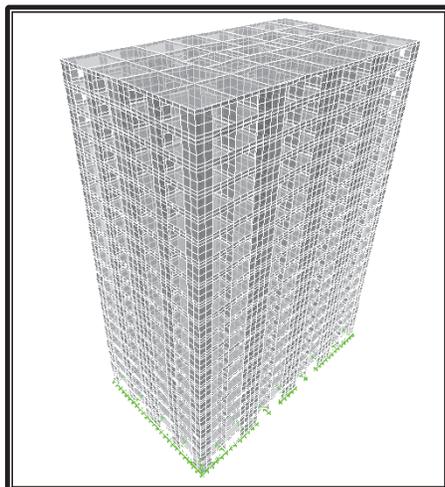


Figura 7.3: Tercer modo de vibrar del edificio, traslación en eje Y, periodo 0.63892 segundos.

VII.2.2 Torre México.

Tabla N° 7.2: Periodos, porcentaje de participación de las masas traslacionales y rotacionales.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	Observación
1	0.907393	68.5379	0	0	68.5379	0	0	0	99.186	0.0012	0	99.186	0.0012	Traslación en X
2	0.778057	0	68.8889	0	68.5379	68.8889	0	99.2583	0	0	99.2583	99.186	0.0012	Traslación en Y
3	0.751611	0.001	0	0	68.5389	68.8889	0	0	0.0015	72.0865	99.2583	99.1876	72.0878	Rotación en Z
4	0.257537	16.742	0	0	85.2809	68.8889	0	0	0.5587	0.0009	99.2583	99.7463	72.0886	Traslación en X
5	0.236428	0.0009	0	0	85.2818	68.8889	0	0	0	14.0641	99.2583	99.7463	86.1527	Rotación en Z
6	0.221864	0	16.7865	0	85.2818	85.6754	0	0.5052	0	0	99.7636	99.7463	86.1527	Traslación en Y
7	0.12378	5.7988	0	0	91.0806	85.6754	0	0	0.2067	0.0044	99.7636	99.953	86.1572	Traslación en X
8	0.121665	0.005	0	0	91.0856	85.6754	0	0	0.0002	4.9184	99.7636	99.9532	91.0756	Rotación en Z
9	0.10766	0	5.7526	0	91.0856	91.428	0	0.1969	0	0	99.9605	99.9532	91.0756	Traslación en Y
10	0.078045	0.0071	0	0	91.0927	91.428	0	0	0	2.866	99.9605	99.9533	93.9415	Rotación en Z
11	0.077434	3.0976	0	0	94.1903	91.428	0	0	0.022	0.0066	99.9605	99.9753	93.9481	Traslación en X
12	0.068187	0	3.0714	0	94.1903	94.4994	0	0.0184	0	0	99.979	99.9753	93.9481	Traslación en Y
13	0.055114	0.0015	0	0	94.1918	94.4994	0	0	0	1.6872	99.979	99.9753	95.6354	Rotación en Z
14	0.054568	1.7269	0	0	95.9188	94.4994	0	0	0.015	0.0016	99.979	99.9903	95.637	Traslación en X
15	0.048585	0	1.6485	0	95.9188	96.1479	0	0.0133	0	0	99.9922	99.9903	95.637	Traslación en Y
16	0.04181	0.0064	0	0	95.9252	96.1479	0	0	0	1.1928	99.9922	99.9903	96.8297	Rotación en Z
17	0.041663	1.1857	0	0	97.1109	96.1479	0	0	0.0044	0.0067	99.9922	99.9947	96.8364	Traslación en X
18	0.037561	0	1.1282	0	97.1109	97.2761	0	0.0033	0	0	99.9956	99.9947	96.8364	Traslación en Y
19	0.03346	0.7701	0	0	97.881	97.2761	0	0	0.0027	0.0008	99.9956	99.9974	96.8373	Rotación en Z
20	0.033249	0.0009	0	0	97.8819	97.2761	0	0	0	0.8107	99.9956	99.9974	97.648	Traslación en X

Donde:

Period: Periodo de la estructura (segundos)

UX: Porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje X.

UY: Porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Y.

UZ: Porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Z.

SumUX: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje X.

SumUY: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Y.

SumUZ: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas traslacionales en el eje Z.

RX: Porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje X.

RY: Porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Y.

RZ: Porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Z.

SumRX: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje X.

SumRY: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Y.

SumRZ: Sumatoria de los porcentaje de participación de las masas de rotacionales en el eje Z.

De la tabla 7.2 se presentan las Figuras 7.4 a 7.6 que nos muestran los tres primeros modos de vibrar de la Torre México.

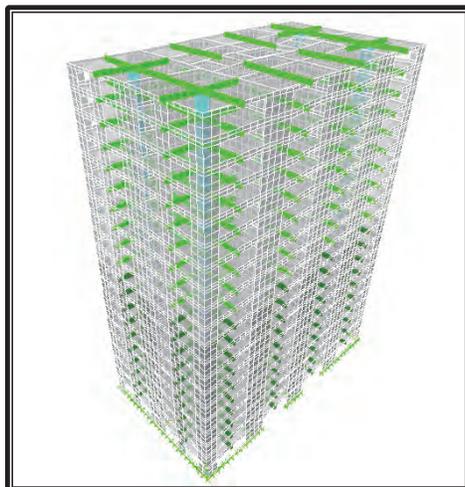


Figura 7.4: Primer modo de vibrar del edificio, traslación en eje X, periodo 0.907393 segundos.

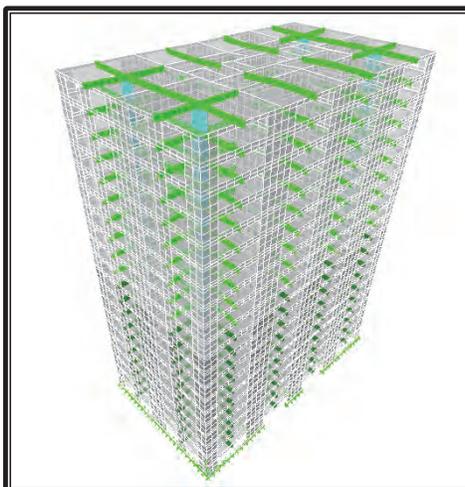


Figura 7.5: Segundo modo de vibrar del edificio, traslación en eje Y, periodo 0.778057 segundos.

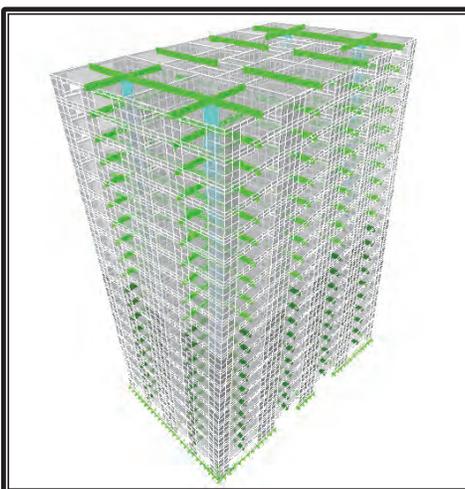


Figura 7.6: Tercer modo de vibrar del edificio, rotación en eje Z, periodo 0.751611 segundos.

VII.3. Cortantes de entrepiso y Fuerzas sísmicas.

A continuación se muestran la distribución de los cortantes dinámicos obtenidos de los espectros de diseño y los registros de aceleración.

VII.3.1 Torre Chile.

Gráfica 7.1

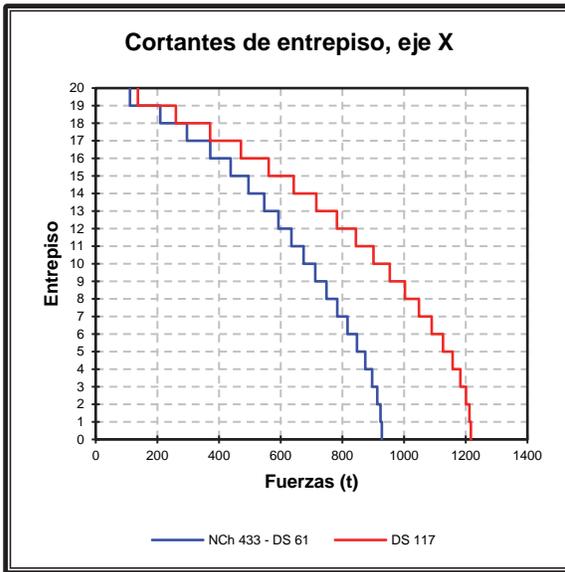
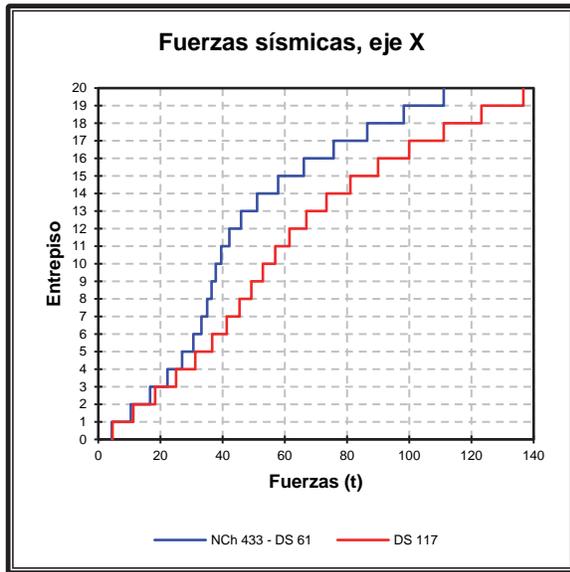


Gráfico 7.2



Gráfica 7.3

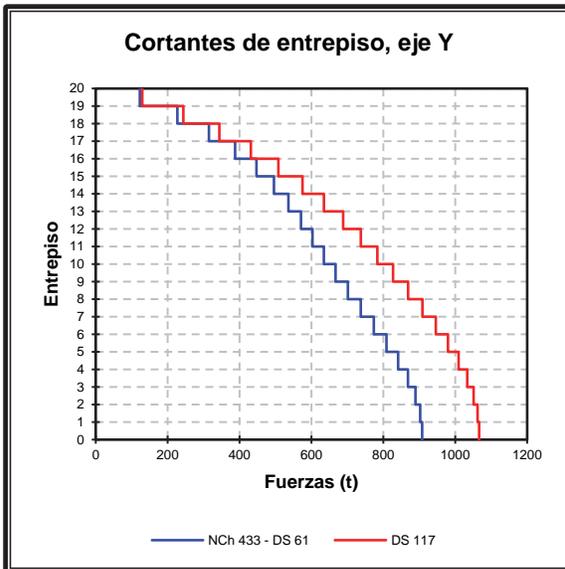
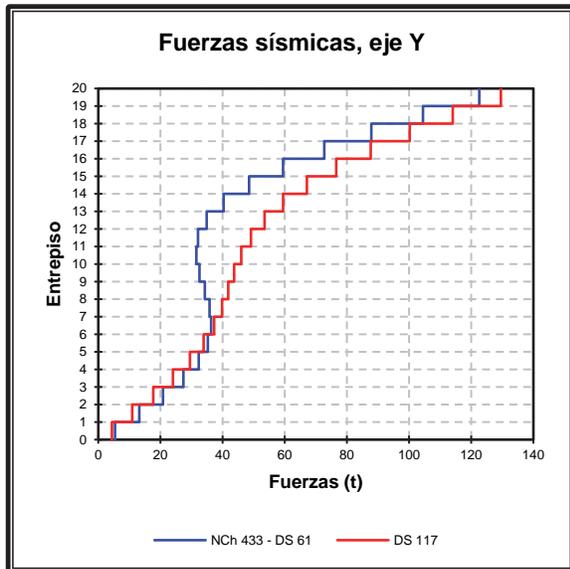


Gráfico 7.4



Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

De las gráficas 7.1 a 7.4, presentan una distribución mayor el espectro del DS 117 que con respecto al del NCh 433 y el DS 61.

Gráfica 7.5

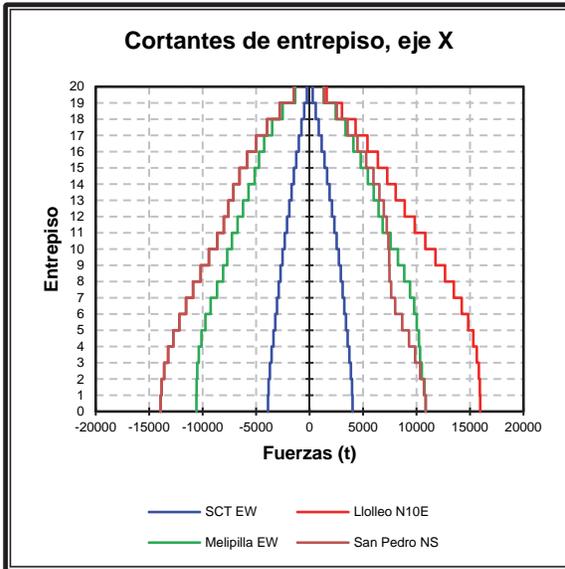
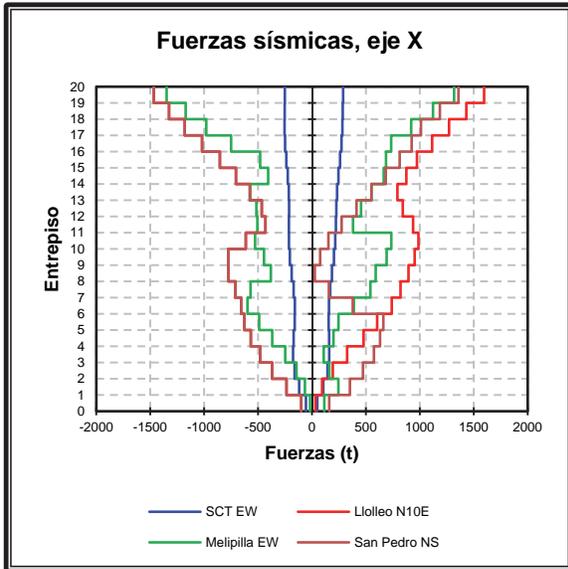


Gráfico 7.6



Gráfica 7.7

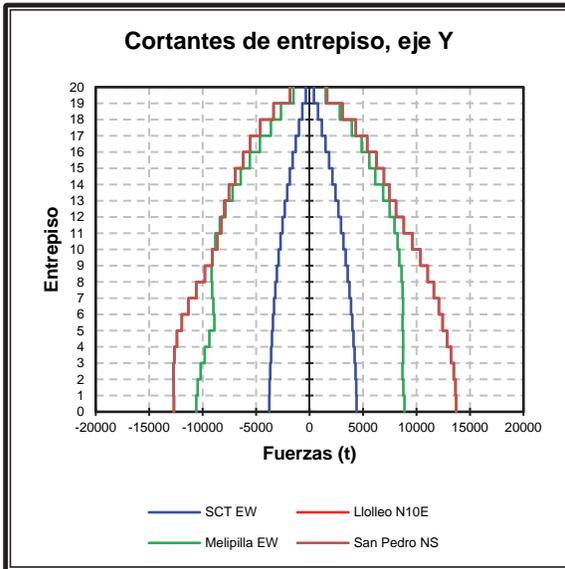
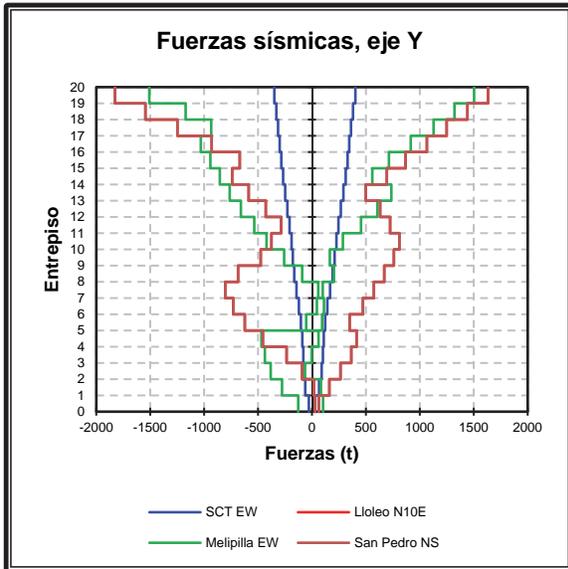


Gráfico 7.8



De las gráficas 7.5 a 7.8, tenemos que los cortantes de entrepiso son mayores en el registro de Lolloe N10E.

VII.3.2 Torre México.

Gráfica 7.9

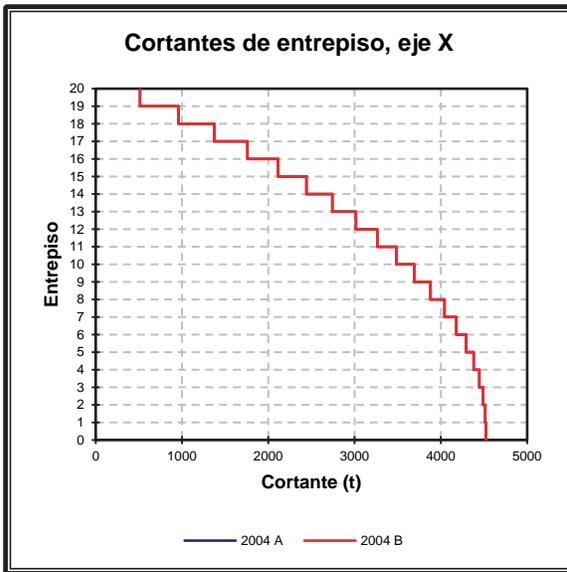
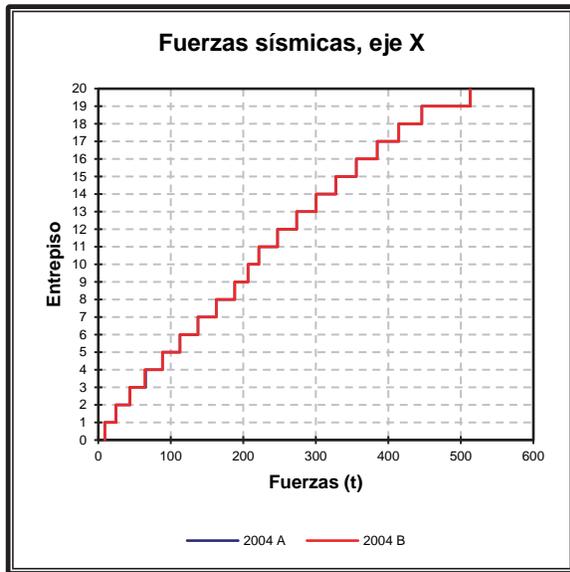


Gráfico 7.10



Gráfica 7.11

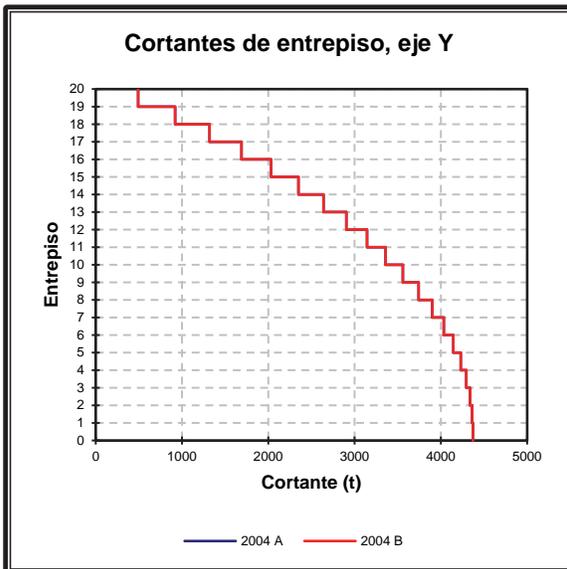
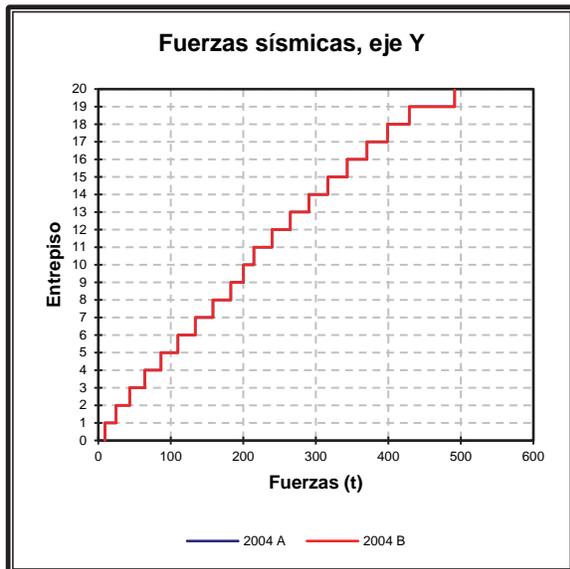


Gráfico 7.12



De las gráficas 7.9 a 7.12, se presenta una distribución de cortantes de entreciso y fuerzas sísmicas muy similares en relación en cómo fue ingresado la torsión sísmica en el análisis.

Gráfica 7.13

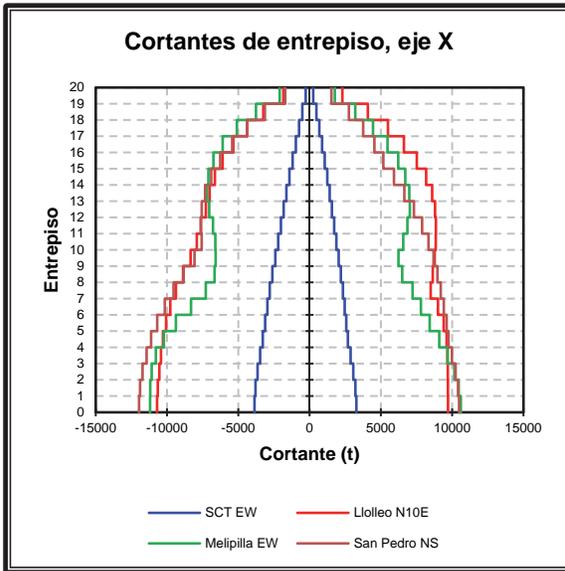
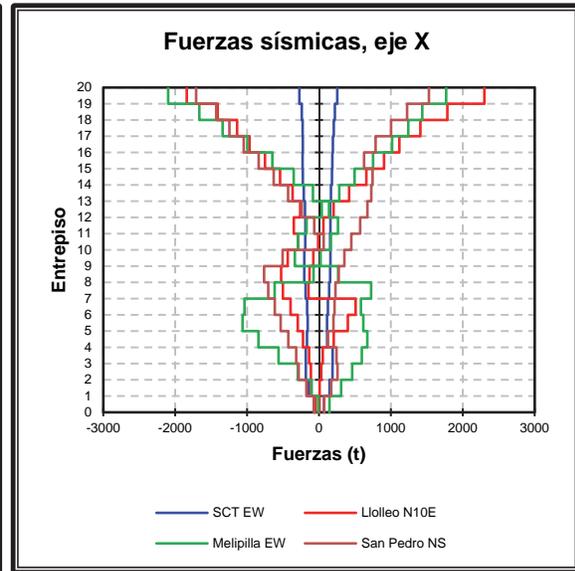


Gráfico 7.14



Gráfica 7.15

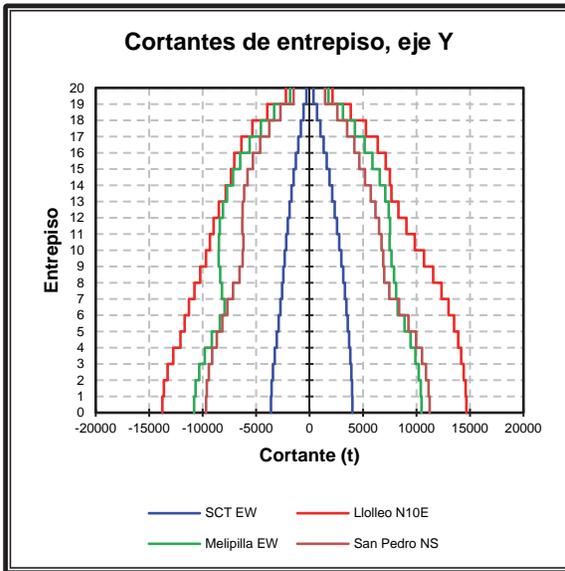
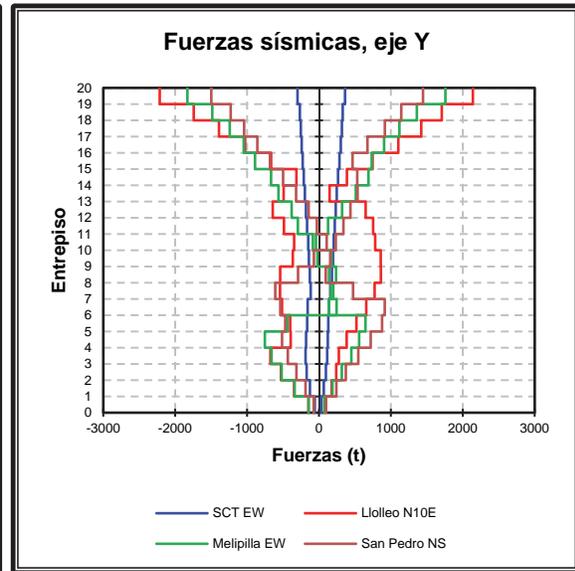


Gráfico 7.16



De las gráficas 7.13 a 7.16, tenemos que los cortantes de entrepiso son mayores con el registro de Lolloe N10E.

VII.4. Desplazamientos máximos y derivas de entrepiso.

VII.4.1 Torre Chile.

Para los desplazamientos de la Torre Chile que se obtuvieron de la siguiente forma las tablas y gráficas que se muestran a continuación, se obtuvieron con respecto al tipo de excentricidades que plantean las normas NCh 433, el DS 117 y el DS 61 para las deformaciones por sismo, dadas por:

- a) Excentricidad de un 5% con respecto al centro de masas.
- b) Excentricidad por el 10 % de la dimensión perpendicular multiplicado por la altura del nivel y dividido por la altura total del edificio al que se aplica el espectro de respuesta.

A continuación se presenta la nomenclatura de cada estado de carga por sismo, esto se debe a que el espectro se dejó aplicado al centro de masa y la torsión se ingresó como estados de carga estáticos.

- ESP2009XA: Análisis espectral en dirección eje X, NCh 433 con excentricidad 5%
- ESP2009YA: Análisis espectral en dirección eje Y, NCh 433 con excentricidad 5%
- ESP2009XB: Análisis espectral en dirección eje X, NCh 433 sin excentricidad
- ESP2009YB: Análisis espectral en dirección eje Y, NCh 433 sin excentricidad
- ESP2011XA: Análisis espectral en dirección eje X, DS 117 con excentricidad 5%
- ESP2011YA: Análisis espectral en dirección eje Y, DS 117 con excentricidad 5%
- ESP2011XB: Análisis espectral en dirección eje X, DS 117 sin excentricidad
- ESP2011YB: Análisis espectral en dirección eje Y, DS 117 sin excentricidad
- ESP2012XA: Análisis espectral en dirección eje X, DS 61 con excentricidad 5%
- ESP2012YA: Análisis espectral en dirección eje Y, DS 61 con excentricidad 5%
- ESP2012XB: Análisis espectral en dirección eje X, DS 61 sin excentricidad
- ESP2012YB: Análisis espectral en dirección eje Y, DS 61 sin excentricidad
- MT2009X1: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $+ 0.1 b_y z_k / H$
- MT2009X2: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $- 0.1 b_y z_k / H$
- MT2009Y1: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$
- MT2009Y2: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$
- MT2011X1: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $+ 0.1 b_y z_k / H$
- MT2011X2: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $- 0.1 b_y z_k / H$
- MT2011Y1: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$
- MT2011Y2: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$
- MT2012X1: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $+ 0.1 b_y z_k / H$
- MT2012X2: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad $- 0.1 b_y z_k / H$
- MT2012Y1: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$
- MT2012Y2: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad $+ 0.1 b_x z_k / H$

Cabe señalar que el espectro de la NCh 433 y el DS 61 es el mismo debido a que no hay cambios por la amplificación de parámetro S, que en nuestro caso de estudio es 1. Por lo cual los resultados de la NCh 433 serán los mismos que el DS 61.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

A continuación se presenta la nomenclatura de cada combinación por sismo:

- DIN2009X1: ESP2009XB + MT2009X1
- DIN2009X2: ESP2009XB + MT2009X2
- DIN2009Y1: ESP2009YB + MT2009Y1
- DIN2009Y2: ESP2009YB + MT2009Y2
- DIN2011X1: ESP2011XB + MT2011X1
- DIN2011X2: ESP2011XB + MT2011X2
- DIN2011Y1: ESP2011YB + MT2011Y1
- DIN2011Y2: ESP2011YB + MT2011Y2

Datos de los desplazamientos del caso ESP2009XA, que se muestran en la tabla 7.3:

Tabla N° 7.3: ESP2009XA

Story	Load	$\Delta_{x\ tot}$	$\Delta_{x\ rel}$	h	$\Delta_{x\ rel} / h$	$\Delta_{permisible}$	Observación
		cm	cm	cm			
N20	ESP2009XA	0.9541	0.0354	275	0.00013	0.002	Menor
N19	ESP2009XA	0.9187	0.0376	275	0.00014	0.002	Menor
N18	ESP2009XA	0.8811	0.0403	275	0.00015	0.002	Menor
N17	ESP2009XA	0.8408	0.0431	275	0.00016	0.002	Menor
N16	ESP2009XA	0.7977	0.0459	275	0.00017	0.002	Menor
N15	ESP2009XA	0.7518	0.0487	275	0.00018	0.002	Menor
N14	ESP2009XA	0.7031	0.0513	275	0.00019	0.002	Menor
N13	ESP2009XA	0.6518	0.0534	275	0.00019	0.002	Menor
N12	ESP2009XA	0.5984	0.0555	275	0.00020	0.002	Menor
N11	ESP2009XA	0.5429	0.0569	275	0.00021	0.002	Menor
N10	ESP2009XA	0.4860	0.0581	275	0.00021	0.002	Menor
N09	ESP2009XA	0.4279	0.0586	275	0.00021	0.002	Menor
N08	ESP2009XA	0.3693	0.0584	275	0.00021	0.002	Menor
N07	ESP2009XA	0.3109	0.0576	275	0.00021	0.002	Menor
N06	ESP2009XA	0.2533	0.0557	275	0.00020	0.002	Menor
N05	ESP2009XA	0.1976	0.0528	275	0.00019	0.002	Menor
N04	ESP2009XA	0.1448	0.0486	275	0.00018	0.002	Menor
N03	ESP2009XA	0.0962	0.0425	275	0.00015	0.002	Menor
N02	ESP2009XA	0.0537	0.0338	275	0.00012	0.002	Menor
N01	ESP2009XA	0.0199	0.0199	275	0.00007	0.002	Menor

$\Delta_{x\ tot}$: desplazamiento máximo del nivel, cm.

$\Delta_{x\ rel}$: desplazamiento de entrepiso, cm.

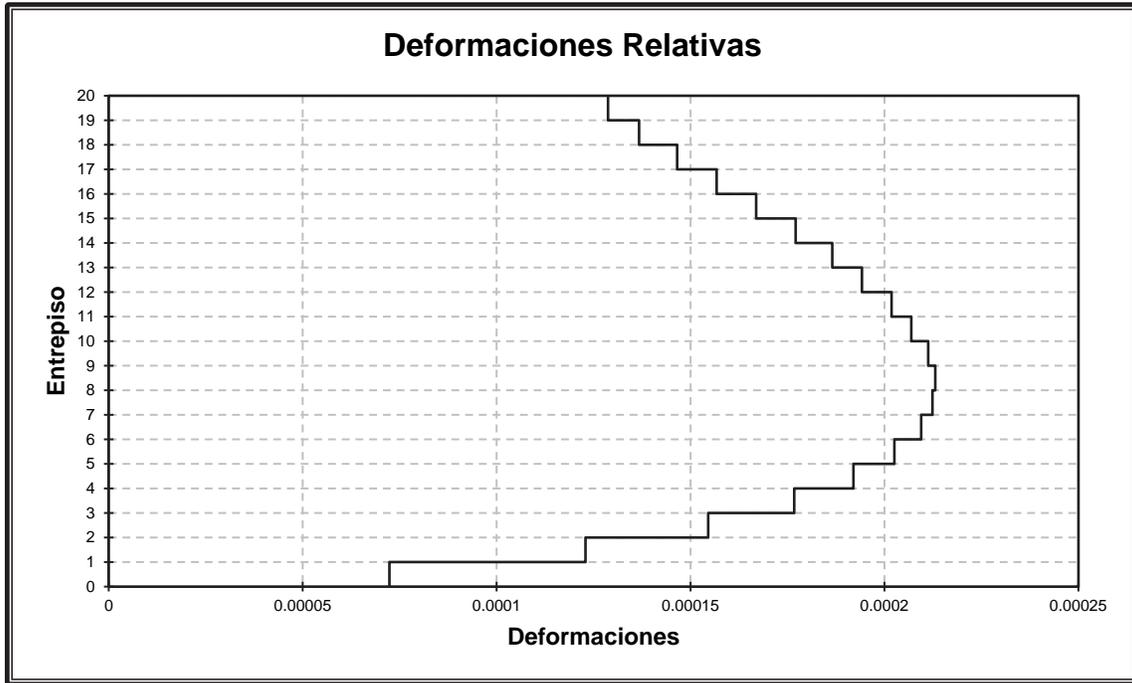
h: altura de entrepiso, cm.

$\Delta_{x\ rel} / h$: desplazamiento de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, lo cual obtenemos las derivas de cada nivel.

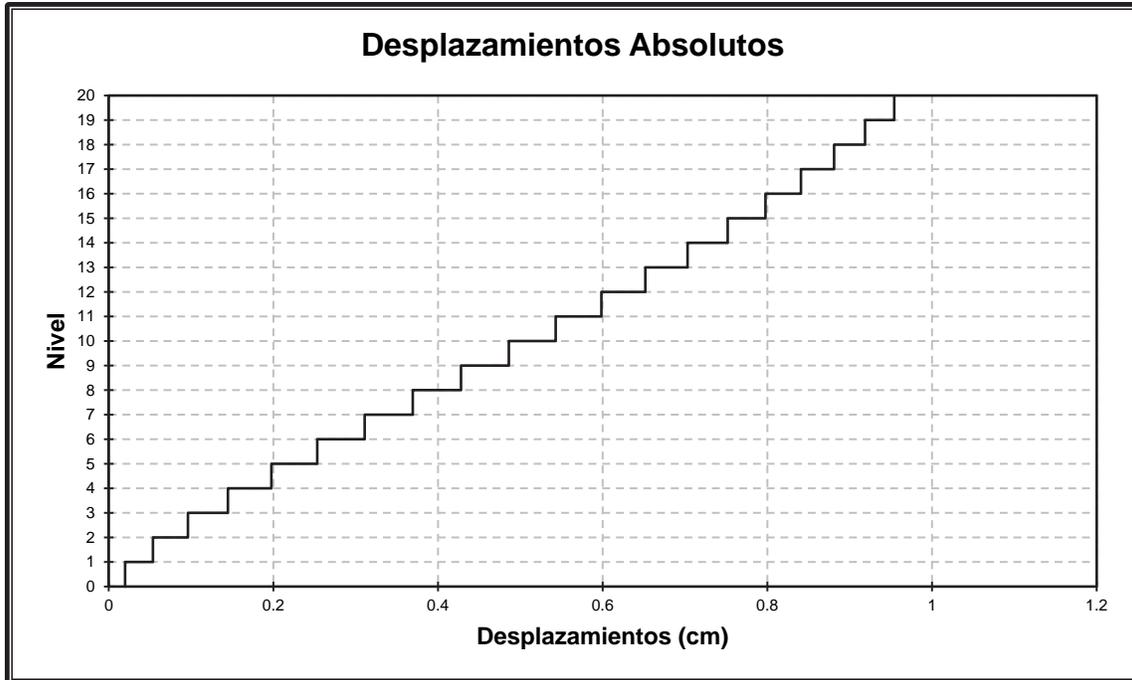
$\Delta_{permisible}$: deformación permisible dada por la NCh 433 Of 96

Graficando los resultados de la tabla 7.3:

Gráfica N° 7.17



Gráfica N° 7.18



Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.19 a 7.22, que muestran los desplazamientos relativos y desplazamiento totales con respecto al centro de masas.

Gráfica 7.19

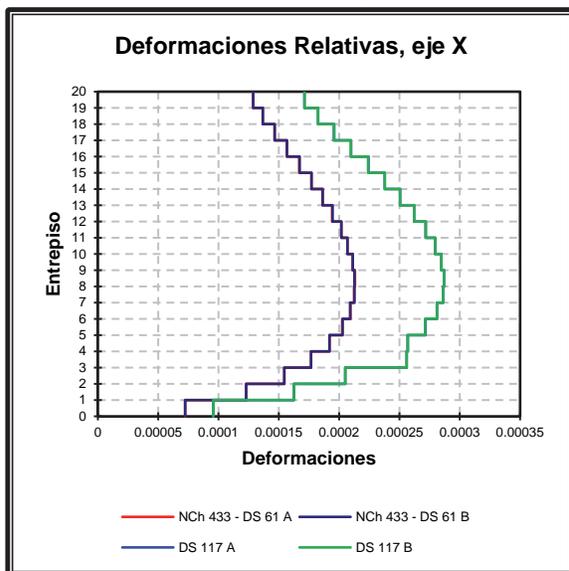
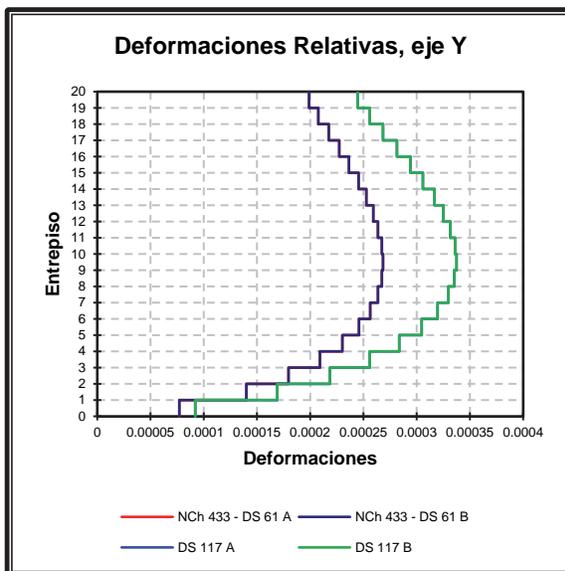


Gráfico 7.20



Gráfica 7.21

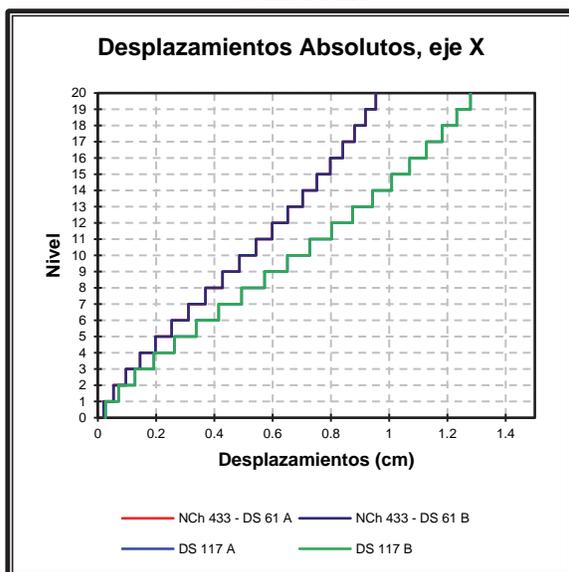
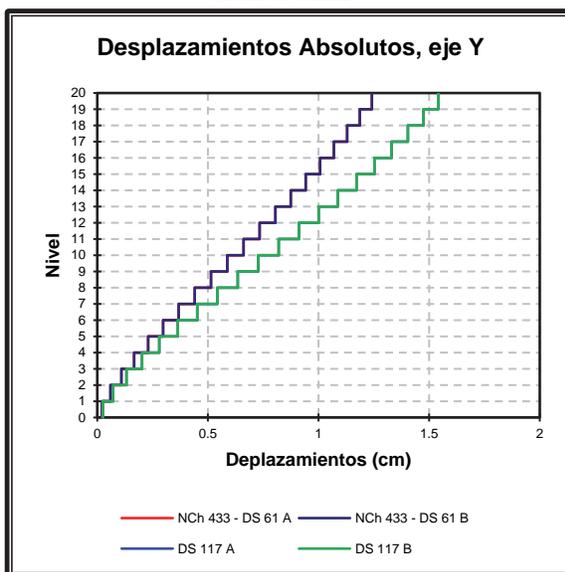


Gráfico 7.22



Al observar las deformaciones relativas (gráficos 7.19 y 7.20) no se aprecia una gran diferencia en las gráficas de la NCh 433 – DS 61 con excentricidad A o B, cosa que es igual con el DS 117. Si hay un aumento en las deformaciones relativas (gráficos 7.19 y 7.20) y los desplazamientos absolutos (gráficas 7.21 y 7.22) entre la NCh 433 – DS 61 y el DS 117, producto de la modificación del espectro reducido de diseño.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.23 a 7.26, que muestran los desplazamientos relativos y desplazamiento totales con respecto al extremo del marco más desfavorable.

Gráfica 7.23

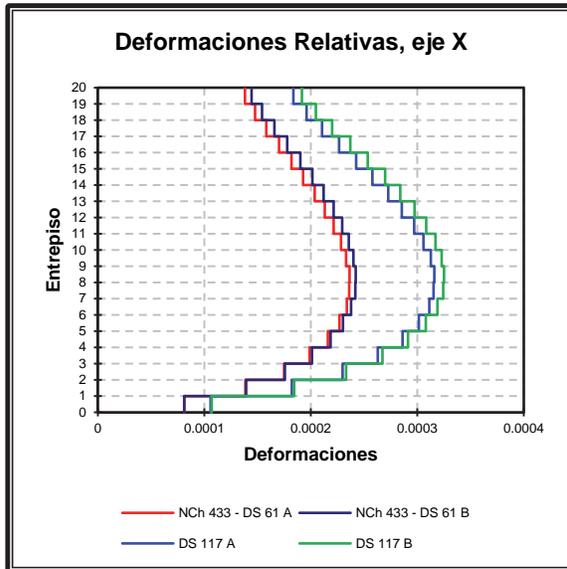
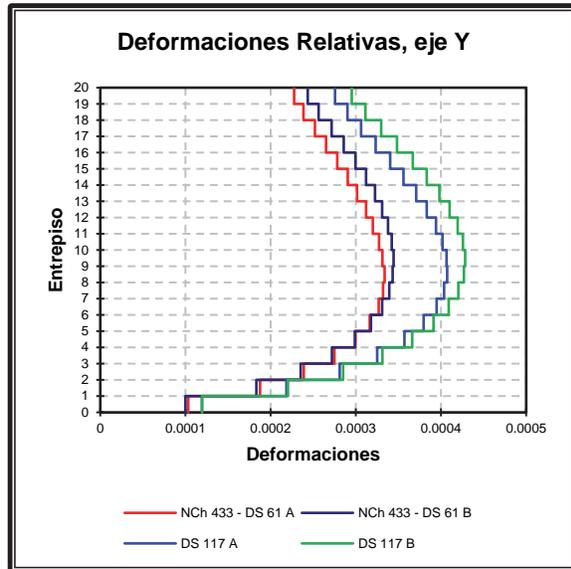


Gráfico 7.24



Gráfica 7.25

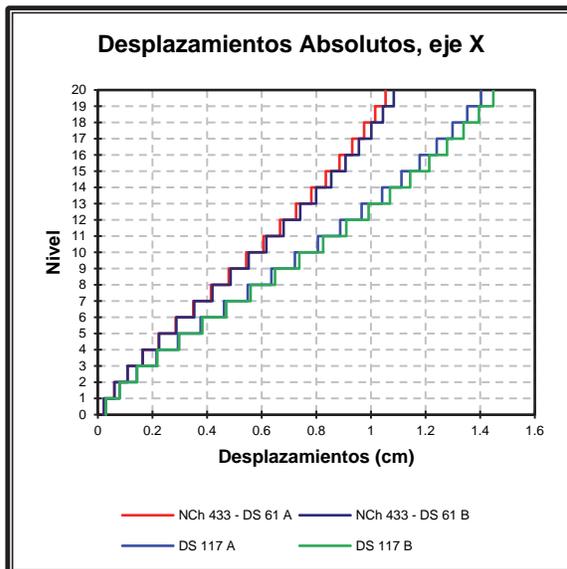
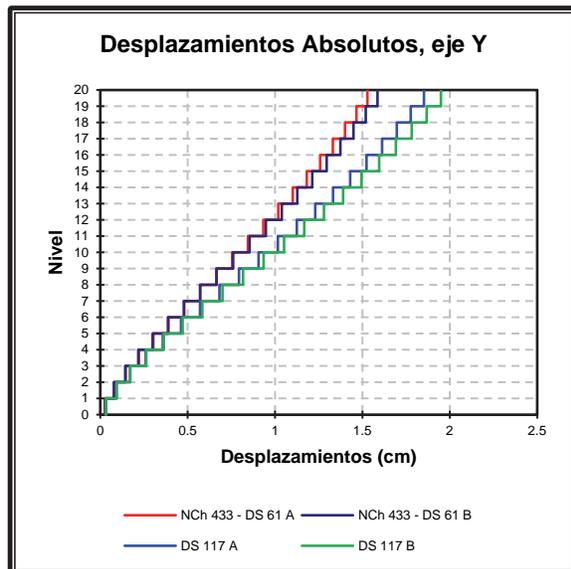


Gráfico 7.26



Las deformaciones relativas (gráficas 7.23 y 7.24) tanto en eje X como eje Y es mayor con la excentricidad B que con excentricidad A, nuevamente vemos que tiene mayor desplazamientos absolutos (gráficas 7.25 y 7.26) y deformaciones relativas (gráficas 7.23 y 7.24) del DS 117 en relación que la NCh 433 – DS 61.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.27 a 7.30, que muestran la comparación de las gráficas del centro de masas y del extremo del marco más desfavorable con excentricidad A

Gráfica 7.27

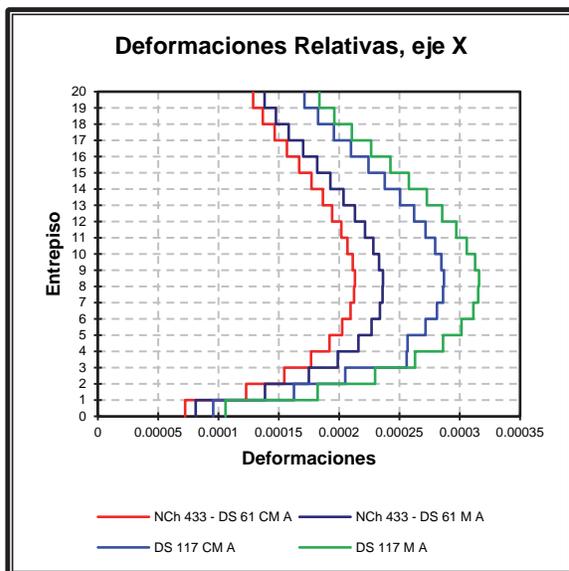
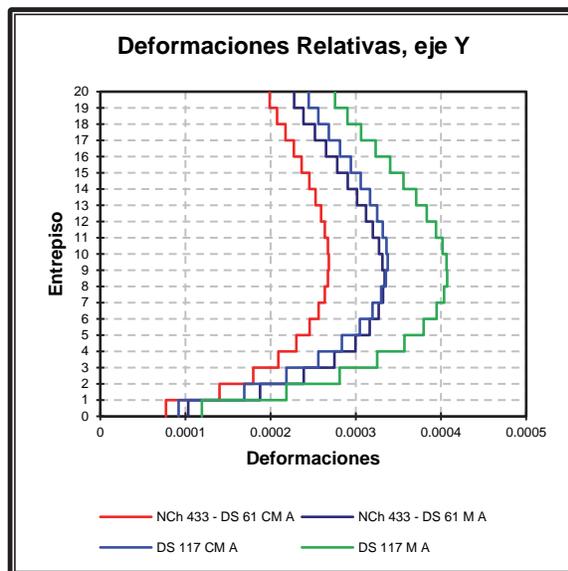


Gráfico 7.28



Gráfica 7.29

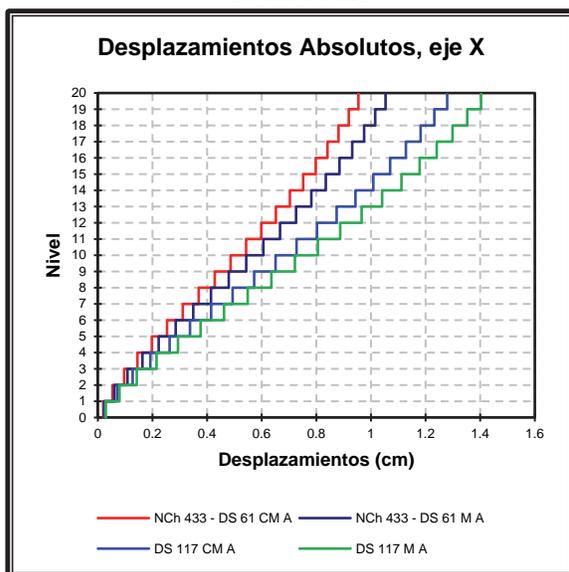
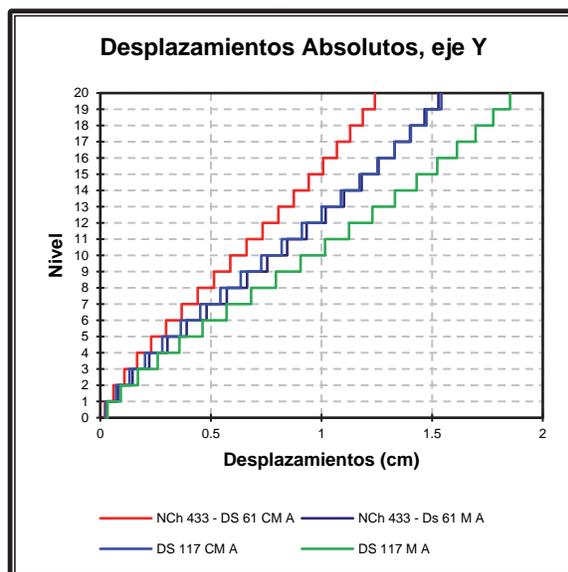


Gráfico 7.30



Las deformaciones relativas (gráficas 7.27 y 7.28) tanto en eje X como eje Y son mayores en los marcos que los registrados en el centro de masas con excentricidad A, cabe mencionar que en la NCh 433 los límites que entrega para cualquier punto en el diafragma de piso en 0,001 mientras que para el centro de masas es 0,002, lo cual es muy difícil que el centro de masas se mueva más que cualquier punto en el diafragma de piso.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.31 a 7.34, que muestran la comparación de las gráficas del centro de masas y del extremo del marco más desfavorable con excentricidad B

Gráfica 7.31

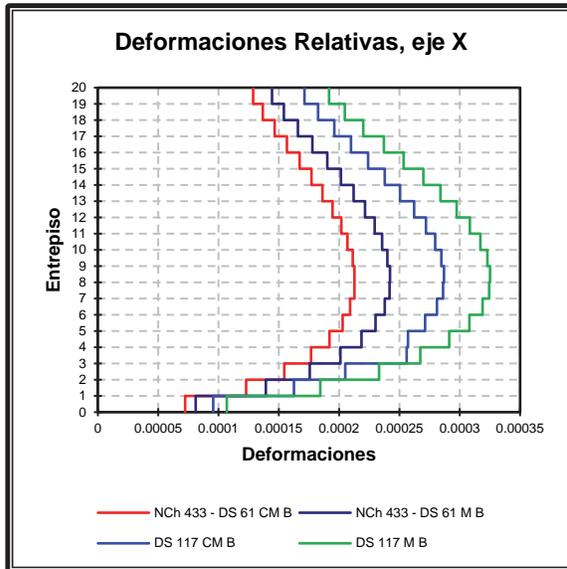
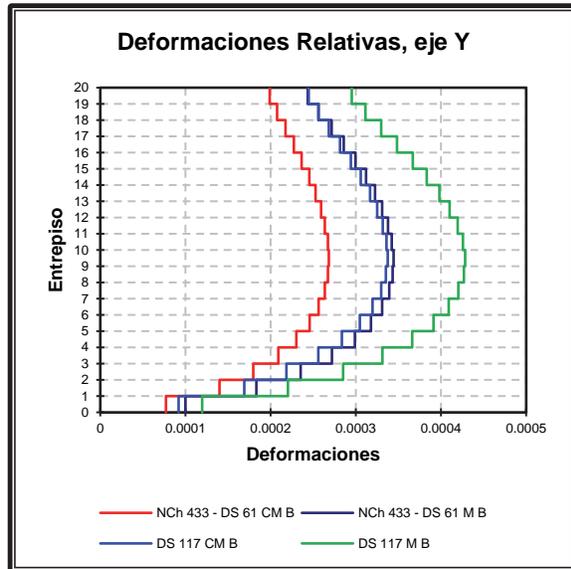


Gráfico 7.32



Gráfica 7.33

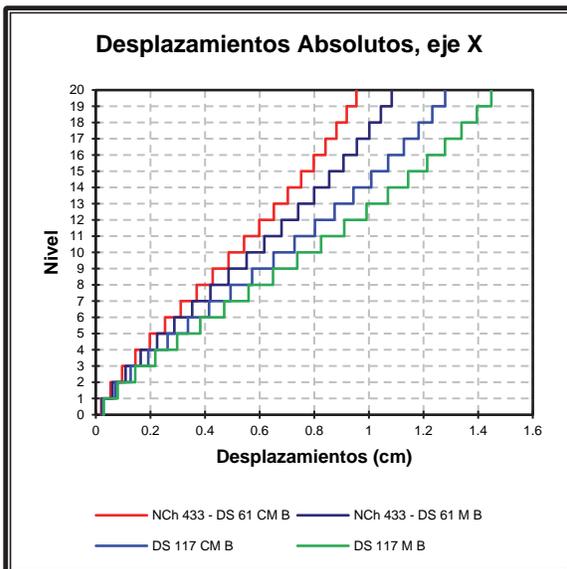
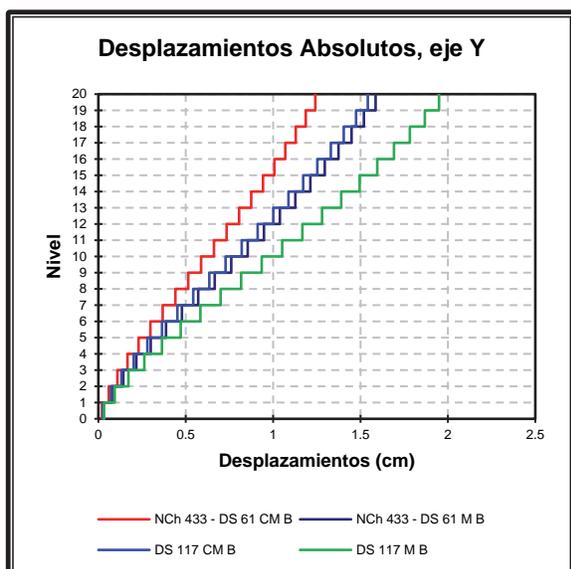


Gráfico 7.34



Al igual que en el punto anterior las deformaciones relativas (gráficas 7.31 y 7.32) y desplazamientos absolutos (gráficas 7.33 y 7.34) son mayores en el marco que en el centro de masas con excentricidad B.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.35 a 7.38 de los resultados de los registros de aceleración.

Gráfica 7.35

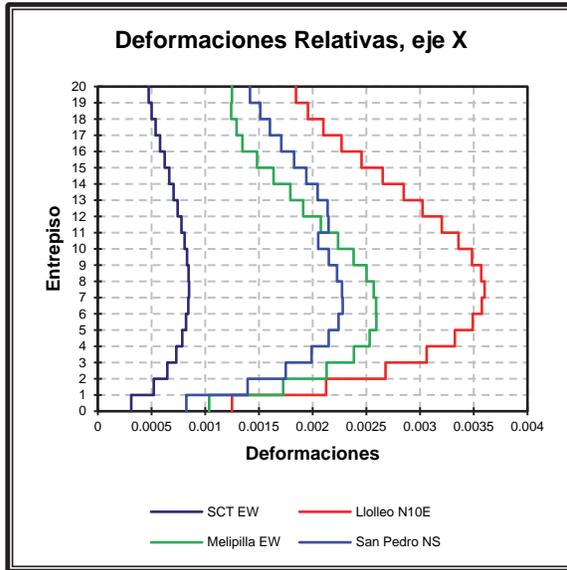
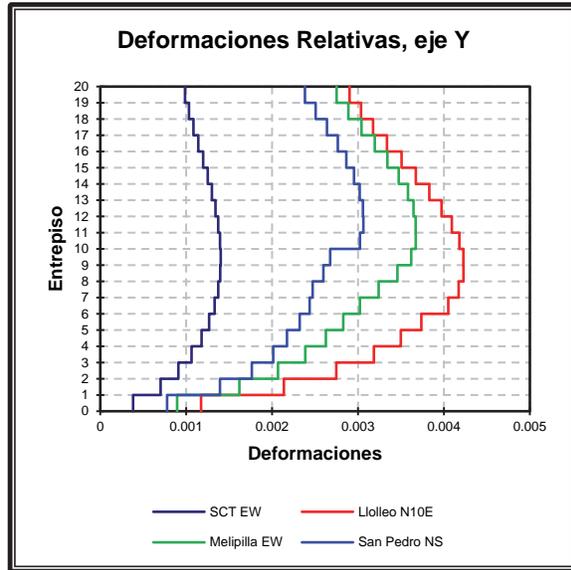


Gráfico 7.36



Gráfica 7.37

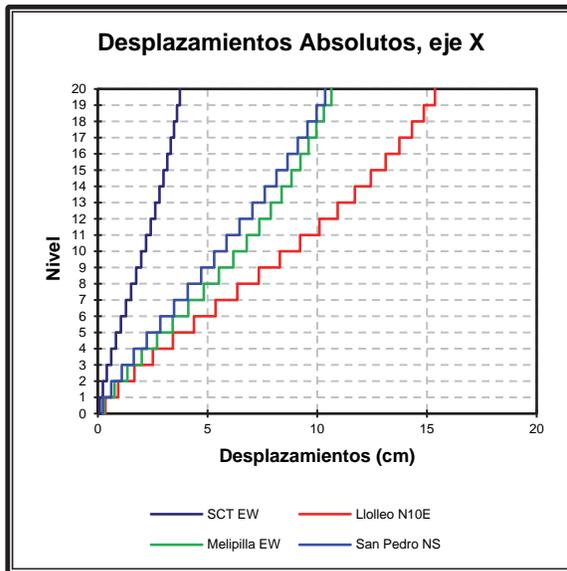
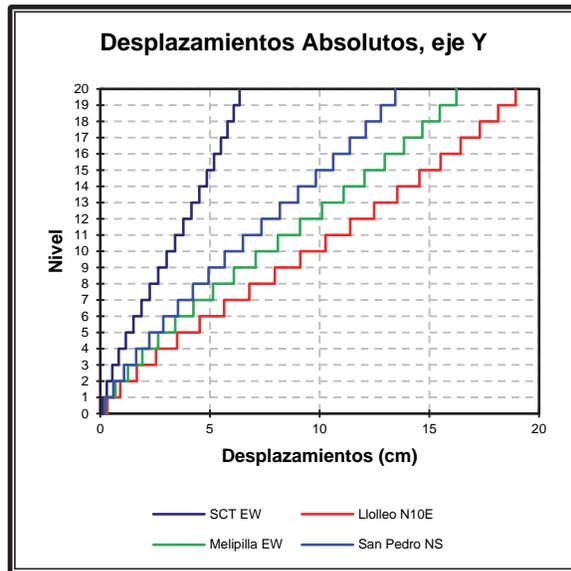


Gráfico 7.38



Para ambos ejes ortogonales de análisis vemos que el registro de Lollole N10E (gráficas 7.35 a 7.38) es la mayor de todos los registros debido a que el periodo del edificio es menor a 1 segundo.

VII.4.2 Torre México.

Para los desplazamientos de la Torre México que se obtuvieron de la siguiente forma las tablas y gráficas mostradas a continuación, se obtuvieron con respecto al tipo de excentricidades que plantean las NTCDS – 2004 para las deformaciones por sismo, dadas por:

- a) Excentricidad de un 10% con respecto al centro de masas.
- b) Excentricidad de un 10 % de la dimensión perpendicular multiplicado por la fuerza sísmica del espectro de diseño.

A continuación se presenta la nomenclatura de cada estado de carga por sismo, esto se debe a que el espectro se dejó aplicado al centro de masa y la torsión se ingresó como estados de carga estáticos.

La excentricidad que se aplica al Proyecto México está dada por el 10 % de la dimensión perpendicular al que se aplica el espectro de respuesta.

- ESPXA: Análisis espectral en dirección eje X, NTCDS – 2004 con excentricidad 10%
- ESPYA: Análisis espectral en dirección eje Y, NTCDS – 2004 con excentricidad 10%
- ESPXB: Análisis espectral en dirección eje X, NTCDS – 2004 sin excentricidad
- ESPYB: Análisis espectral en dirección eje Y, NTCDS – 2004 sin excentricidad
- MTX1: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad + 0.1 b_y
- MTX2: Momento de torsión para sismo en dirección X con excentricidad – 0.1 b_y
- MTY1: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad + 0.1 b_x
- MTY2: Momento de torsión para sismo en dirección Y con excentricidad + 0.1 b_x

A continuación se presenta la nomenclatura de cada combinación por sismo:

- DINX1: ESPXB + MTX1
- DINX2: ESPXB + MTX2
- DINY1: ESPYB + MTY1
- DINY2: ESPYB + MTY2

Datos de los desplazamientos del caso ESPXA, que se muestran en la tabla 7.4:

Tabla N° 7.4: ESPXA

Q = 2

Nivel	Load	$\Delta_{x\ tot}$	$Q * \Delta_{x\ tot}$	$\Delta_{x\ per}$	h	$\Delta_{x\ per} / h$	$\Delta_{\text{permisible}}$	Observación
		cm	cm	cm	cm			
N20	SPCX2004A	9.5796	19.1592	0.9118	275	0.0033	0.006	Menor
N19	SPCX2004A	9.1237	18.2474	0.9466	275	0.0034	0.006	Menor
N18	SPCX2004A	8.6504	17.3008	0.9896	275	0.0036	0.006	Menor
N17	SPCX2004A	8.1556	16.3112	1.0354	275	0.0038	0.006	Menor
N16	SPCX2004A	7.6379	15.2758	1.0806	275	0.0039	0.006	Menor
N15	SPCX2004A	7.0976	14.1952	1.1210	275	0.0041	0.006	Menor
N14	SPCX2004A	6.5371	13.0742	1.1544	275	0.0042	0.006	Menor
N13	SPCX2004A	5.9599	11.9198	1.1774	275	0.0043	0.006	Menor
N12	SPCX2004A	5.3712	10.7424	1.1876	275	0.0043	0.006	Menor
N11	SPCX2004A	4.7774	9.5548	1.1794	275	0.0043	0.006	Menor
N10	SPCX2004A	4.1877	8.3754	1.1332	275	0.0041	0.006	Menor
N09	SPCX2004A	3.6211	7.2422	1.1070	275	0.0040	0.006	Menor
N08	SPCX2004A	3.0676	6.1352	1.0728	275	0.0039	0.006	Menor
N07	SPCX2004A	2.5312	5.0624	1.0266	275	0.0037	0.006	Menor
N06	SPCX2004A	2.0179	4.0358	0.9652	275	0.0035	0.006	Menor
N05	SPCX2004A	1.5353	3.0706	0.8862	275	0.0032	0.006	Menor
N04	SPCX2004A	1.0922	2.1844	0.7852	275	0.0029	0.006	Menor
N03	SPCX2004A	0.6996	1.3992	0.6560	275	0.0024	0.006	Menor
N02	SPCX2004A	0.3716	0.7432	0.4884	275	0.0018	0.006	Menor
N01	SPCX2004A	0.1274	0.2548	0.2548	275	0.0009	0.006	Menor

donde:

$\Delta_{x\ tot}$: desplazamiento máximo del nivel, cm.

$\Delta_{x\ tot} * Q$: desplazamiento máximo del nivel multiplicado por Q, cm.

$\Delta_{x\ per}$: desplazamiento de entrepiso, cm.

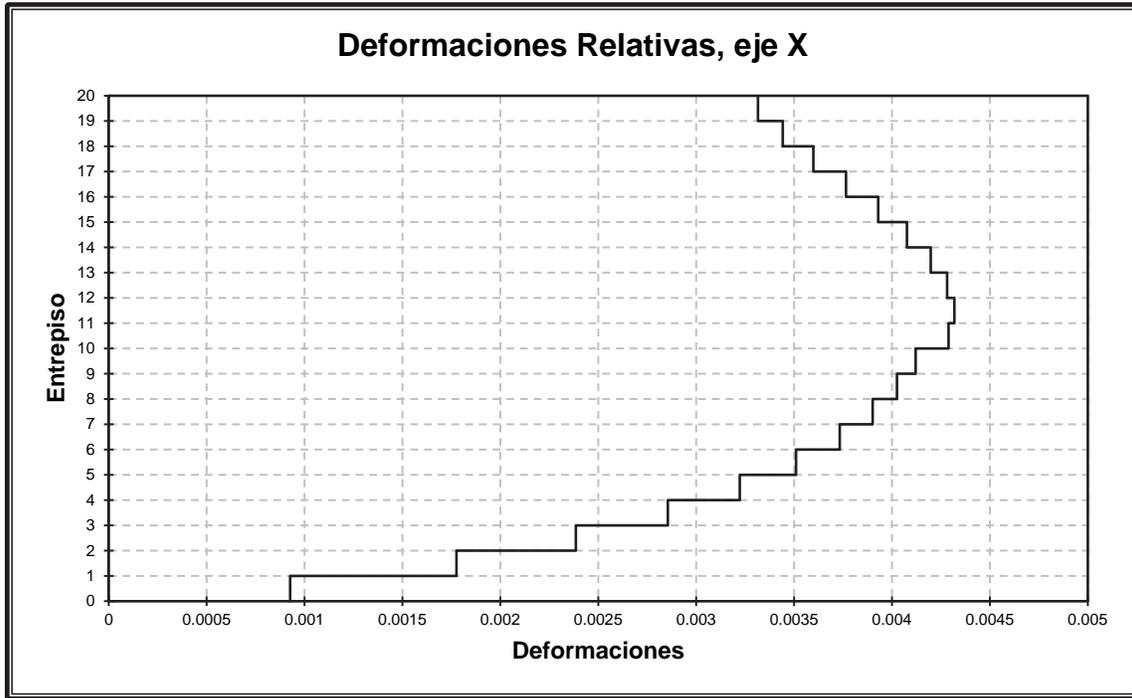
h: altura de entrepiso, cm.

$\Delta_{x\ per} / h$: desplazamiento de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, lo cual obtenemos las derivas de cada nivel.

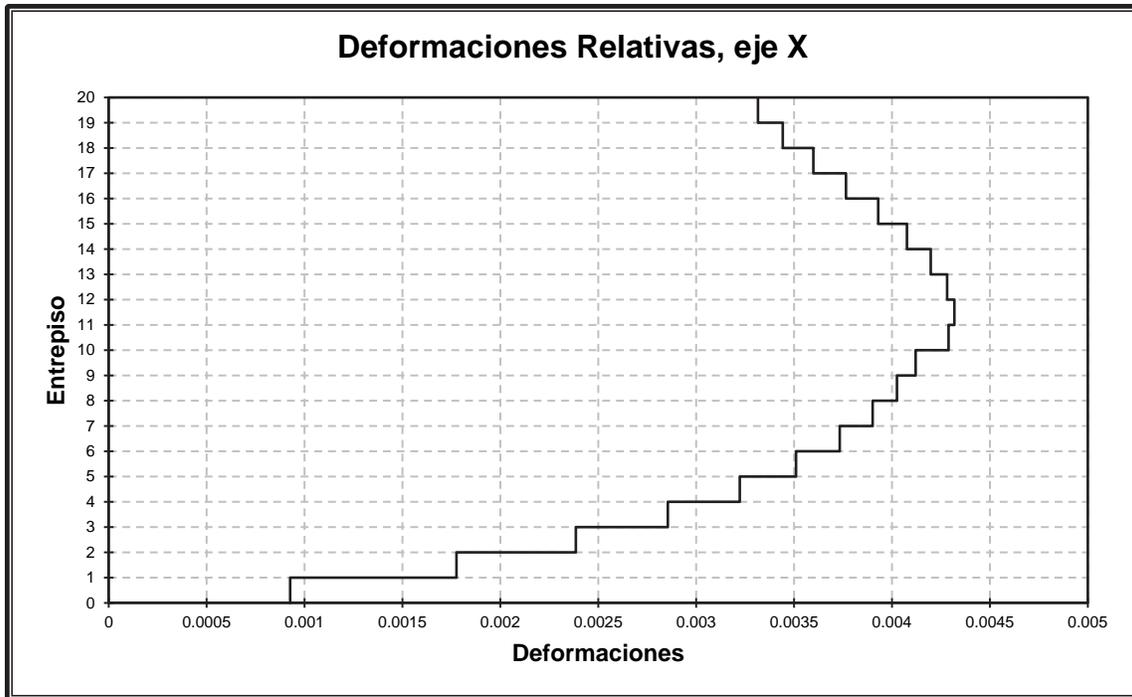
$\Delta_{\text{permisible}}$: deformación permisible dada por la NTCDF – 2004

Graficando los resultados de la tabla 7.4, obtenemos lo siguiente:

Gráfica N° 7.39



Gráfica N° 7.40



Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.41 a 7.44, que muestran los desplazamientos relativos y desplazamiento totales con respecto al centro de masas.

Gráfica 7.41

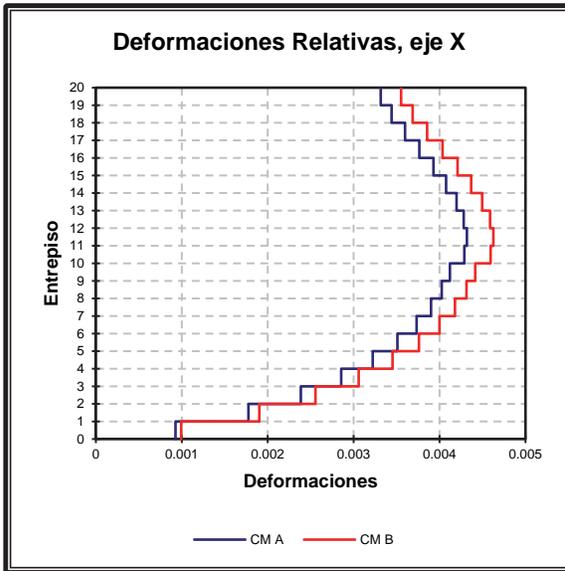
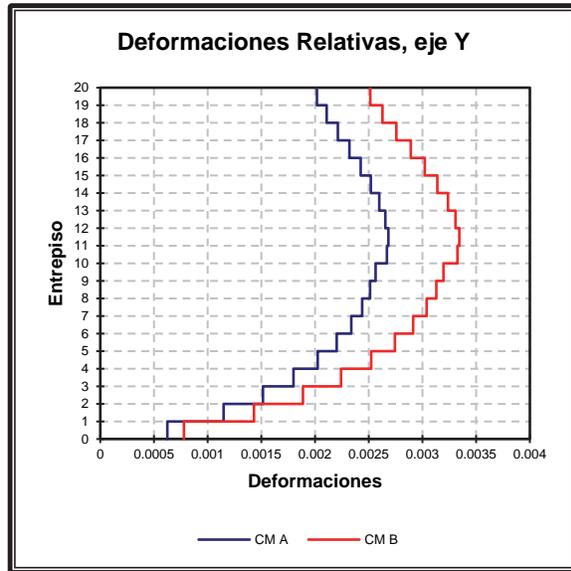


Gráfico 7.42



Gráfica 7.43

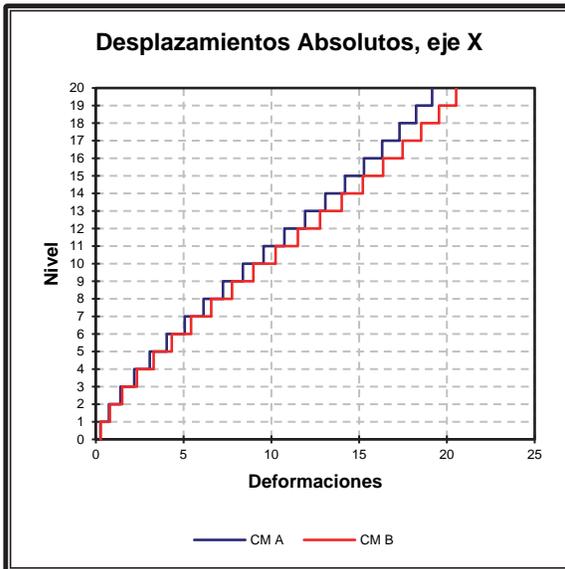
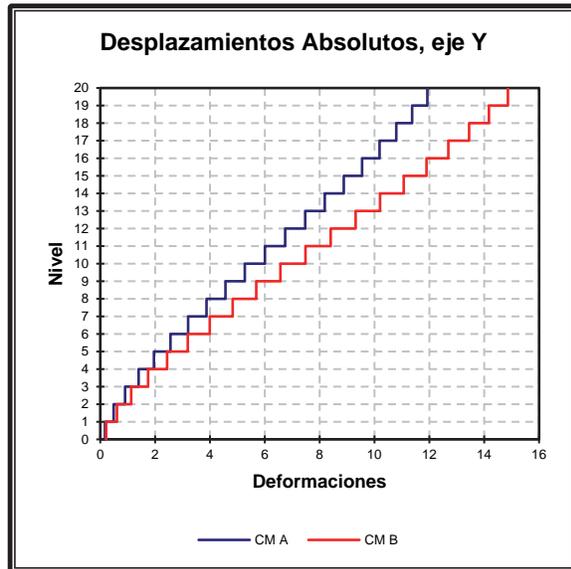


Gráfico 7.44



Al observar las deformaciones relativas (gráficas 7.41 y 7.42) y desplazamientos absolutos (gráficas 7.43 y 7.44) no se aprecia una gran diferencia en las gráficas con excentricidad A o B.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.45 a 7.48, que muestran los desplazamientos relativos y desplazamiento totales con respecto al extremo del marco más desfavorable.

Gráfica 7.45

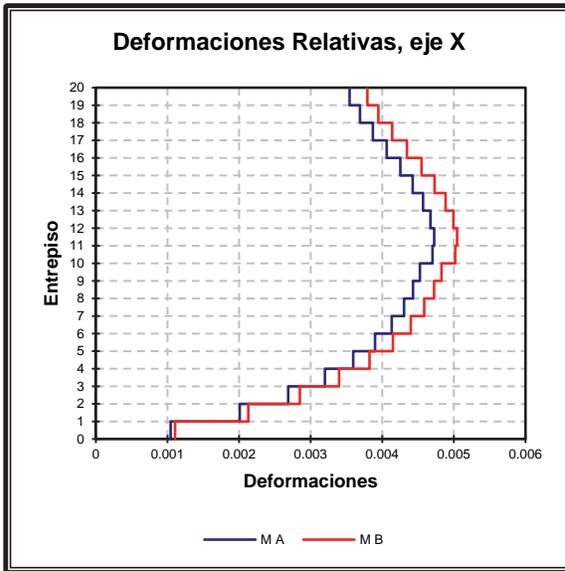
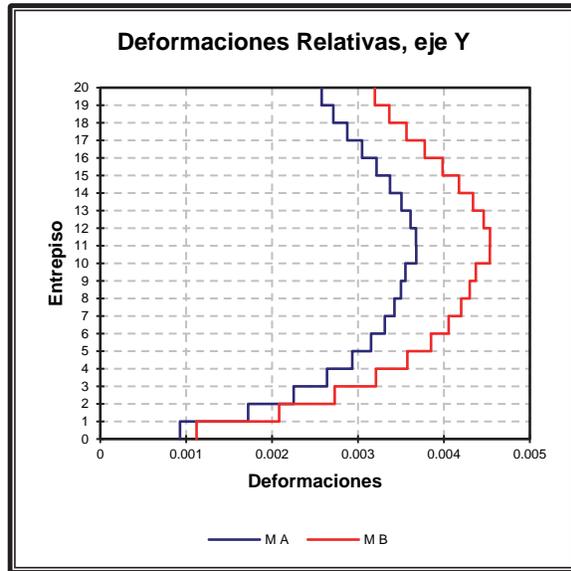


Gráfico 7.46



Gráfica 7.47

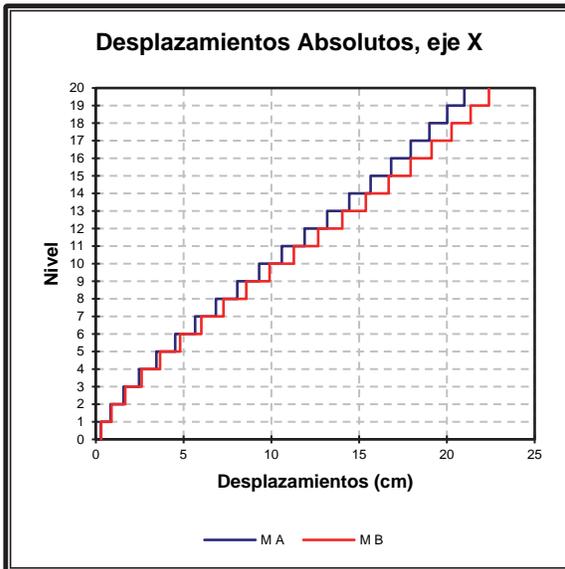
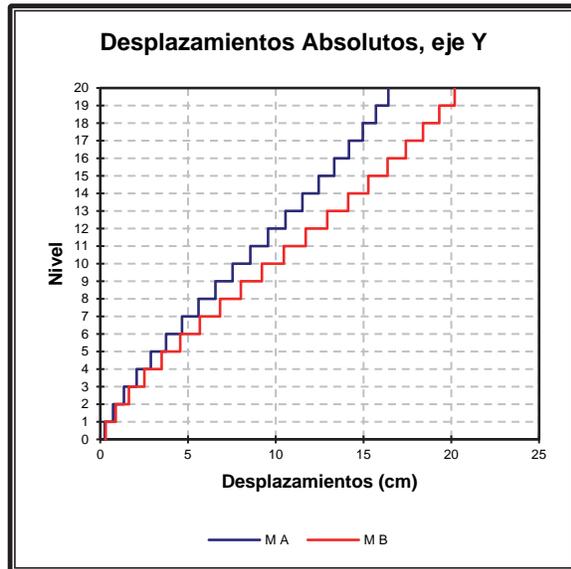


Gráfico 7.48



Las deformaciones relativas (gráfica 7.45 y 7.46) tanto en eje X como eje Y es un poco mayor con la excentricidad A que con la excentricidad B.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.49 a 7.52, que muestran la comparación de las gráficas del centro de masas y del extremo del marco más desfavorable con excentricidad A.

Gráfica 7.49

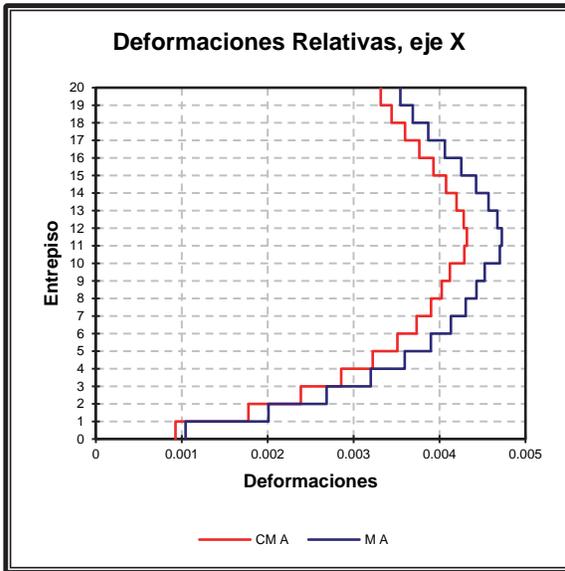
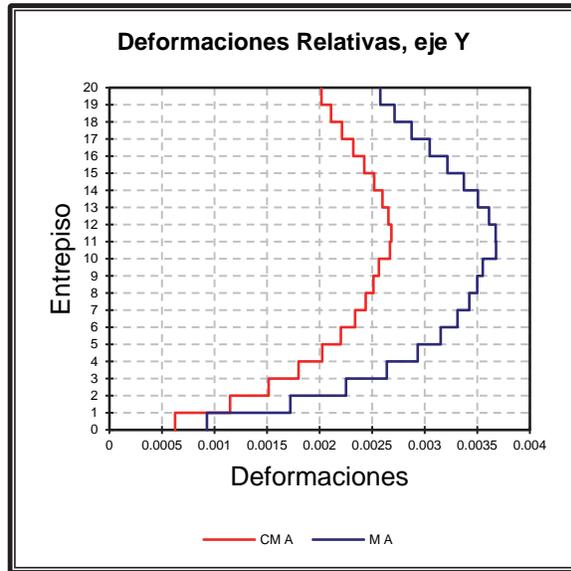


Gráfico 7.50



Gráfica 7.51

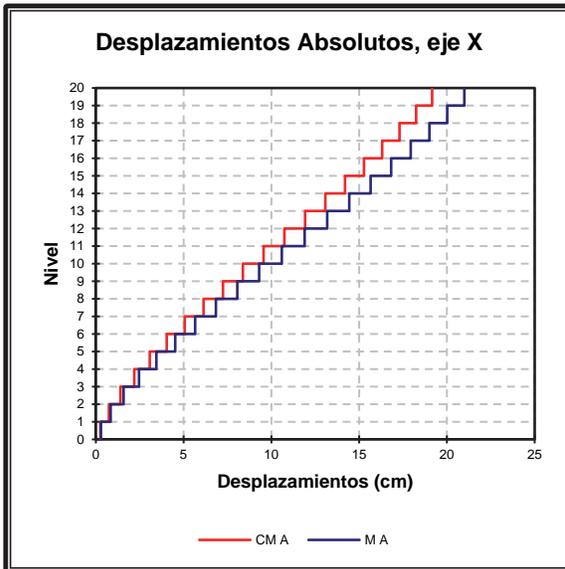
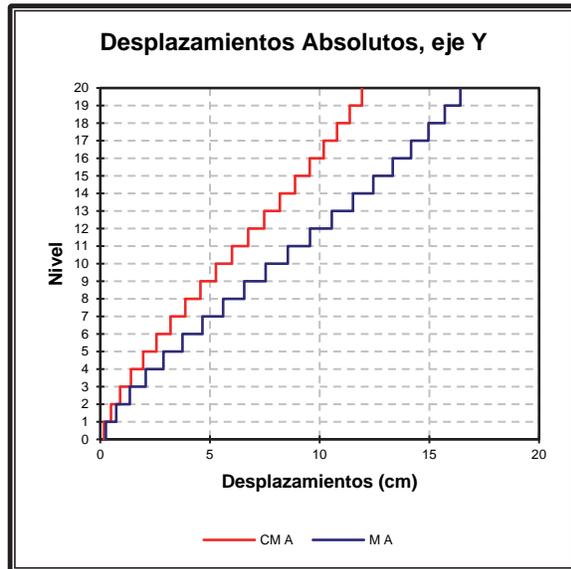


Gráfico 7.52



Las deformaciones relativas (gráficas 7.49 y 7.50) tanto en eje X como eje Y son mayores en los marcos que los registrados en el centro de masas con excentricidad A.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.53 a 7.56, que muestran la comparación de las gráficas del centro de masas y del extremo del marco más desfavorable con excentricidad B.

Gráfica 7.53

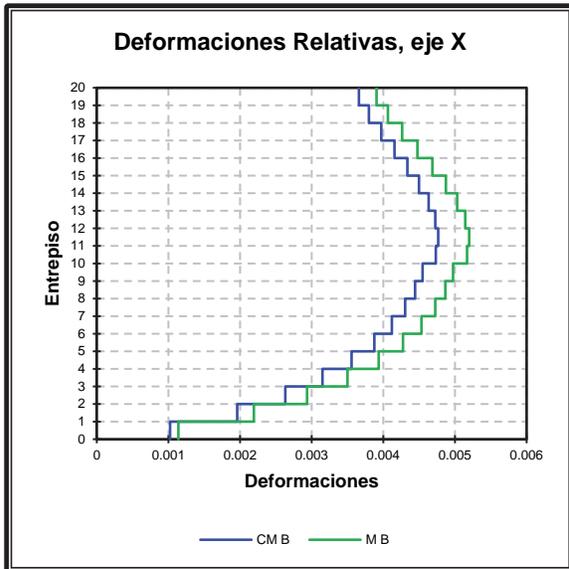
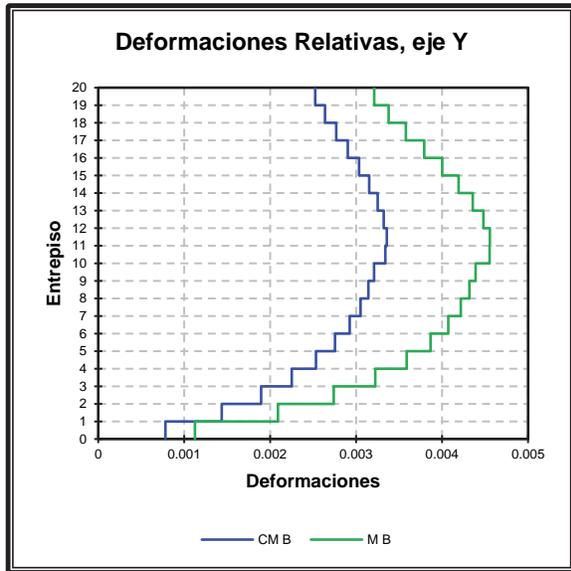


Gráfico 7.54



Gráfica 7.55

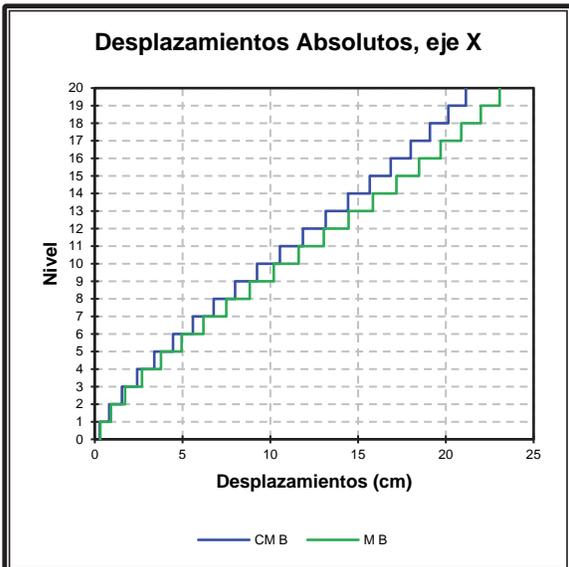
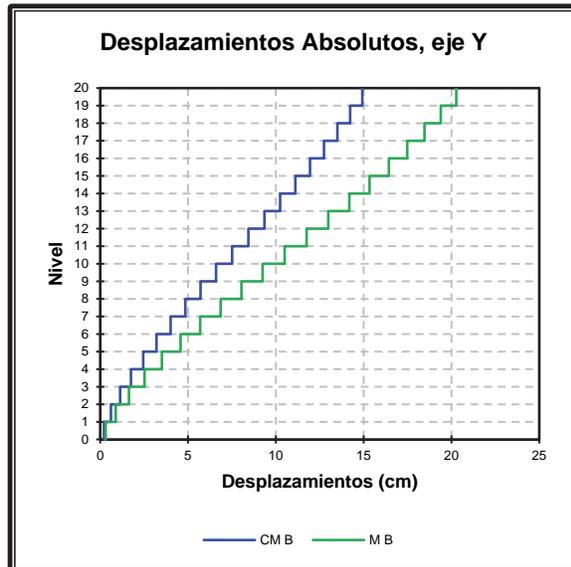


Gráfico 7.56



Las deformaciones relativas (gráficas 7.53 y 7.54) tanto en eje X como eje Y son mayores en los marcos que los registrados en el centro de masas con excentricidad B.

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Se presentan las gráficas 7.57 a 7.60 de los resultados de los registros de aceleración.

Gráfica 7.57

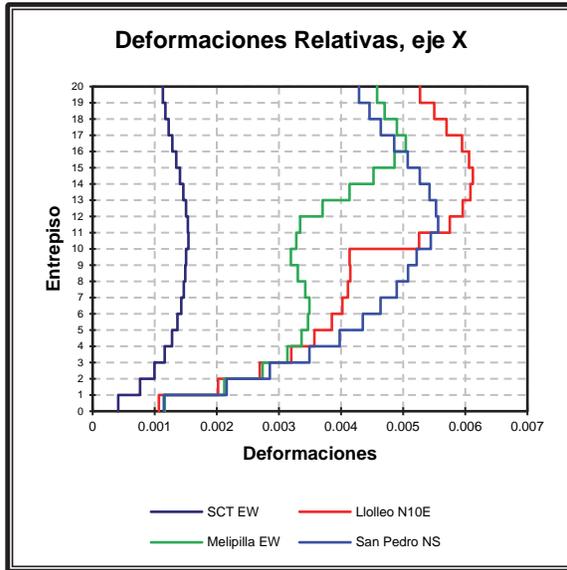
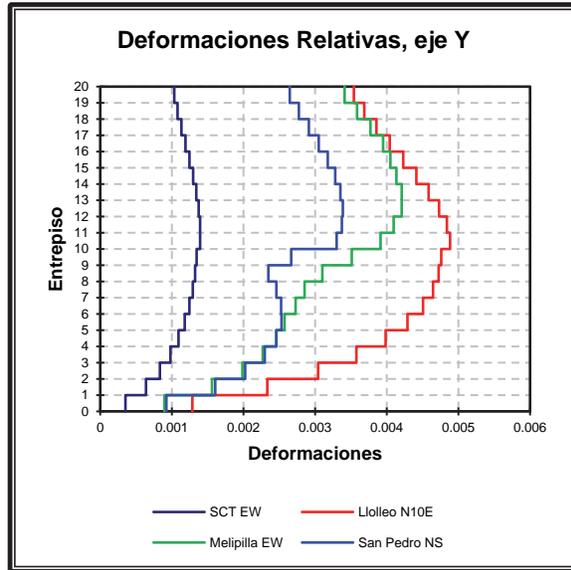


Gráfico 7.58



Gráfica 7.59

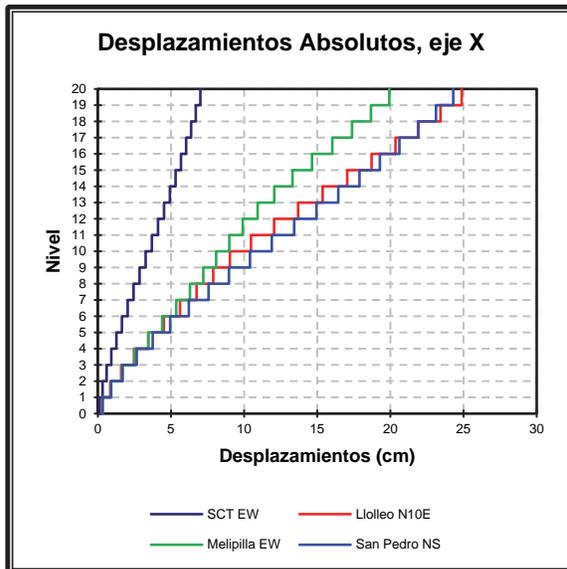
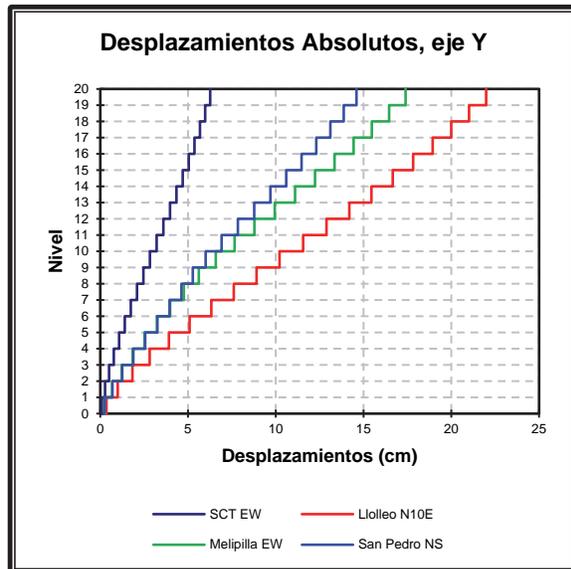


Gráfico 7.60



Para ambos ejes ortogonales de análisis nuevamente vemos que el registro de Lollole N10E es el mayor de todos los registros debido a que el periodo del edificio es menor a 1 segundo.

VII.5. Perfil Bío-Sísmico.

El Perfil Bío-Sísmico busca evaluar una estructura a través de sus indicadores, para así entregar información cualitativa de la estructuración del edificio.

A continuación se muestran los resultados de los perfiles Bío-Sísmicos, considerando todos los indicadores sísmicos. Los dos edificios estudiados son totalmente simétricos y sin irregularidades en sus plantas, por lo que algunos parámetros del perfil serán nulos.

VII.5.1 Altura total / periodo primer modo traslacional.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 20 > \frac{H}{T} \quad \Rightarrow \text{Edificio extremadamente flexible}$$

$$\text{Si } 20 \leq \frac{H}{T} < 30 \quad \Rightarrow \text{Edificio flexible}$$

$$\text{Si } 30 \leq \frac{H}{T} < 70 \quad \Rightarrow \text{Edificio con rigidez normal}$$

$$\text{Si } 70 \leq \frac{H}{T} < 150 \quad \Rightarrow \text{Edificio rígido}$$

$$\text{Si } 150 \leq \frac{H}{T} \quad \Rightarrow \text{Edificio con excesiva rigidez}$$

- Torre Chile:

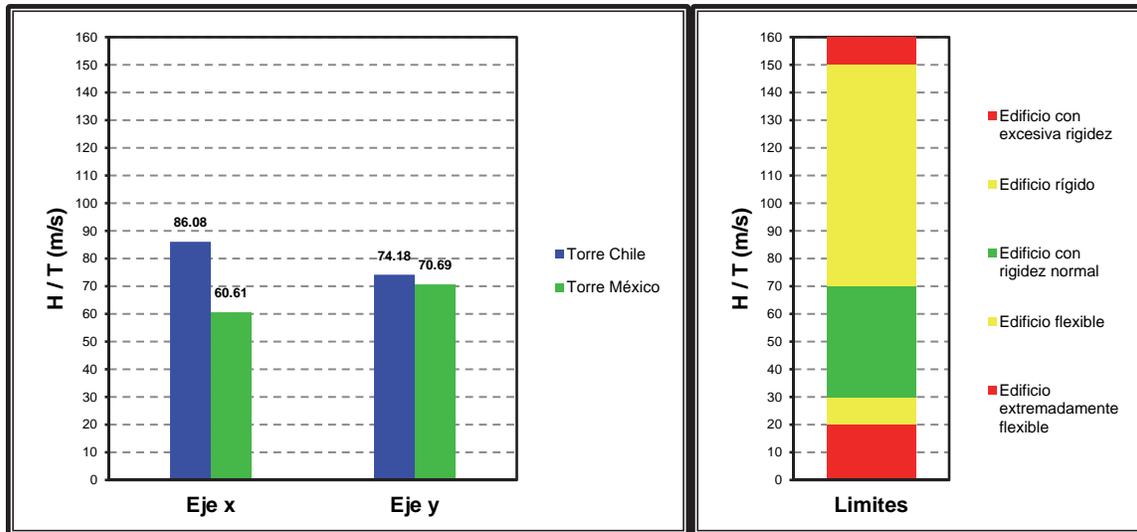
$$\text{Eje x: } \frac{H}{T} = 86.08 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \text{Edificio rígido}$$

$$\text{Eje y: } \frac{H}{T} = 74.18 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \text{Edificio rígido}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } \frac{H}{T} = 60.61 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \text{Edificio con rigidez normal}$$

$$\text{Eje y: } \frac{H}{T} = 70.69 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \text{Edificio rígido}$$



Para la Torre Chile se tiene que en ambos sentidos de análisis se tiene un edificio rígido, mientras que Torre México señalan que en un sentido de análisis es un edificio rígido y en la otra dirección es de rigidez normal, cabe señalar que es una estructura muy rígida para las edificaciones hechas en México.

VII.5.2 Efecto P – Δ.

Se tiene que los límites de este indicador son:

- | | |
|---------------------------|---|
| Efecto P – Δ < 0.05 | ⇒ Efecto P – Δ es ignorado |
| 0.05 < Efecto P – Δ < 0.1 | ⇒ Efecto P – Δ es sumado directamente |
| 0.1 > Efecto P – Δ | ⇒ Efecto P – Δ puede producir inestabilidad |

- Torre Chile:

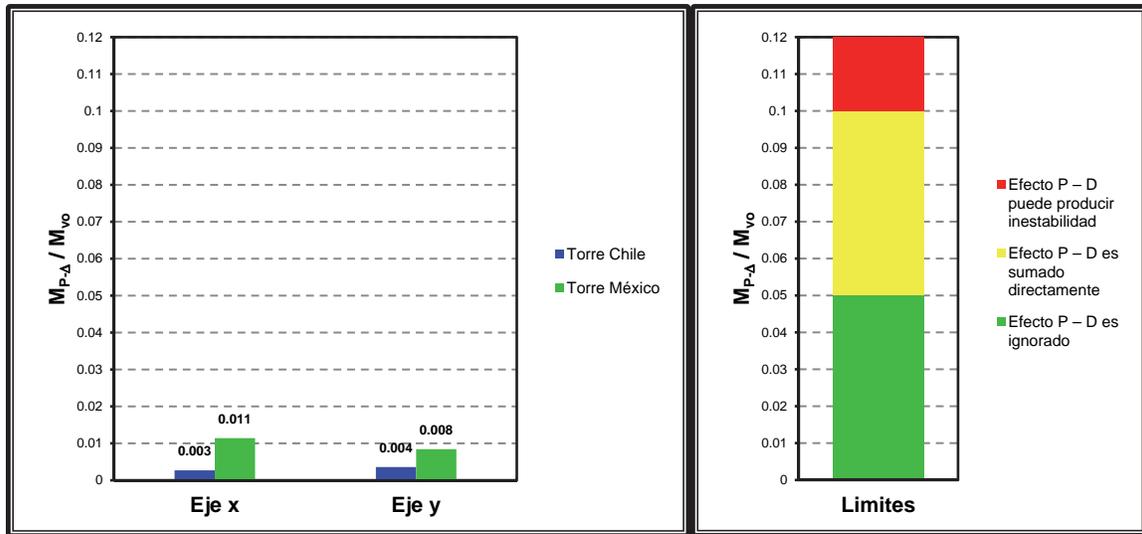
Eje x: $\frac{M_{P-\Delta}}{M_{Basal}} = 0.003$ ⇒ Efecto P – Δ es ignorado

Eje y: $\frac{M_{P-\Delta}}{M_{Basal}} = 0.004$ ⇒ Efecto P – Δ es ignorado

- Torre México:

Eje x: $\frac{M_{P-\Delta}}{M_{Basal}} = 0.011$ ⇒ Efecto P – Δ es ignorado

Eje y: $\frac{M_{P-\Delta}}{M_{Basal}} = 0.008$ ⇒ Efecto P – Δ es ignorado



Ambos edificios cumplen con el indicador, por lo cual no es necesario el análisis el efecto P - Δ .

VII.5.3 Desplazamiento del nivel superior.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 0,2 > 1000 \frac{\delta}{H} \quad \Rightarrow \text{Rigidez excesiva}$$

$$\text{Si } 0,2 \leq 1000 \frac{\delta}{H} \leq 2 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

$$\text{Si } 2 < 1000 \frac{\delta}{H} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

Donde:

δ : Desplazamiento nivel superior, medido en el centro de masas, (m).

H: Altura total del edificio, (m).

- Torre Chile:

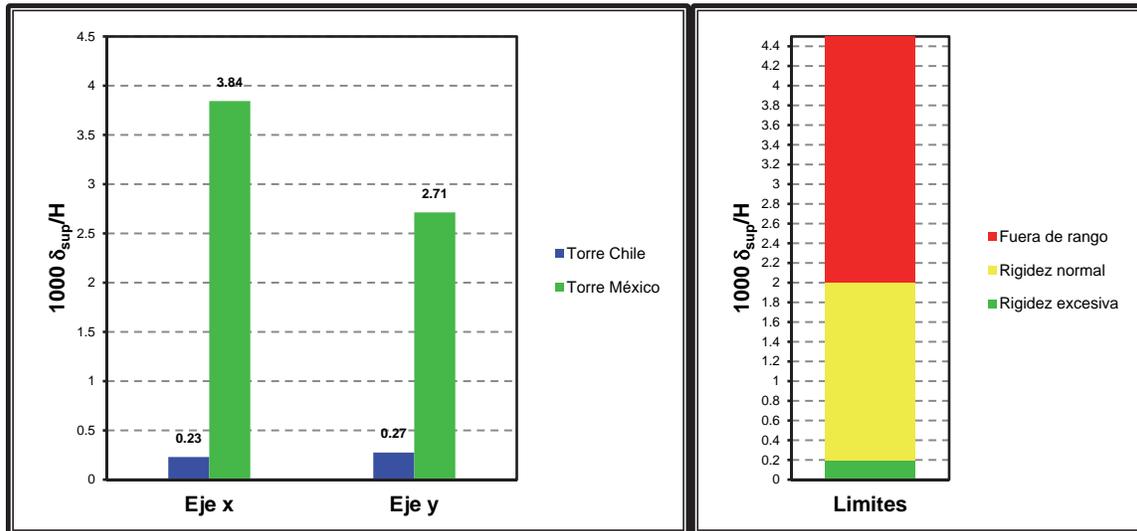
$$\text{Eje x: } 1000 \frac{\delta}{H} = 0.23 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

$$\text{Eje y: } 1000 \frac{\delta}{H} = 0.27 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } 1000 \frac{\delta}{H} = 3.84 \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

$$\text{Eje y: } 1000 \frac{\delta}{H} = 2.71 \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$



Para la Torre Chile cumple sin ningún problema con el indicador, mientras que la Torre México no cumple debido a que la NTCDS – 2004 busca una estructura dúctil para las sollicitaciones sísmicas.

VII.5.4 Desplazamiento máximo entrepiso en centro de gravedad.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 0,2 > 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} \quad \Rightarrow \text{Rigidez excesiva}$$

$$\text{Si } 0,2 \leq 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} \leq 2 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

$$\text{Si } 2 < 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

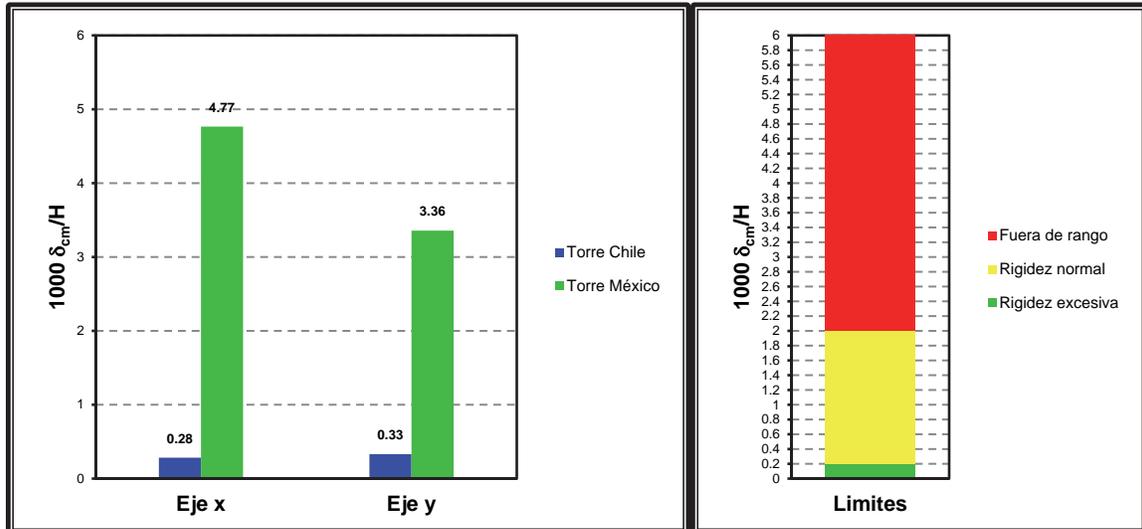
$$\text{Eje x: } 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} = 0.28 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

$$\text{Eje y: } 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} = 0.33 \quad \Rightarrow \text{Rigidez normal}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} = 4.77 \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

$$\text{Eje y: } 1000 \frac{\delta_{cg}}{h} = 3.36 \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$



Para la Torre Chile cumple sin ningún problema con el indicador, mientras que la Torre México no cumple debido a que la NTCDS – 2004 busca una estructura dúctil para las solicitaciones sísmicas.

VII.5.5 Desplazamiento adicional máximo entrepiso en puntos extremos.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Rigidex normal}$$

$$\text{Si } 1 < 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

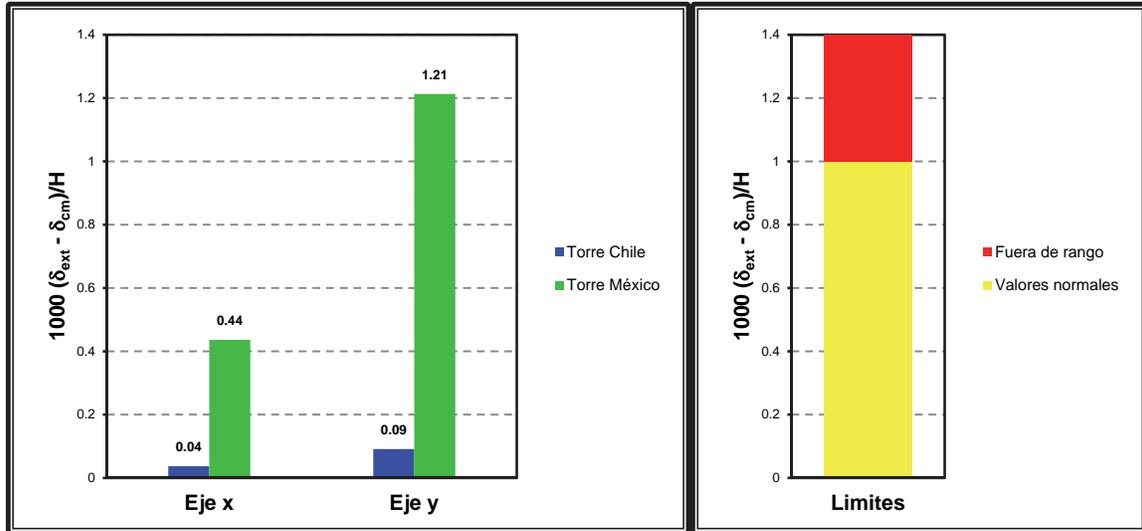
$$\text{Eje x: } 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} = 0.04 \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} = 0.09 \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} = 0.44 \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } 1000 \frac{\delta_{extremo}}{h} = 1.21 \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$



Para la Torre Chile cumple sin ningún problema con el indicador, mientras que la Torre México cumple solo para el eje x y no cumple con el análisis en el eje y debido a que la NTCDS – 2004 busca una estructura dúctil para las sollicitaciones sísmicas.

VII.5.6 Periodo rotacional / Periodo traslacional.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 0,8 \geq \frac{T_{\theta}}{T^*} \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 0,8 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \leq 1,2 \quad \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

$$\text{Si } 1,2 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \leq 1,5 \quad \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 1,5 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \leq 2 \quad \Rightarrow \text{Valores aceptables}$$

$$\text{Si } 2 < \frac{T_{\theta}}{T^*} \quad \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

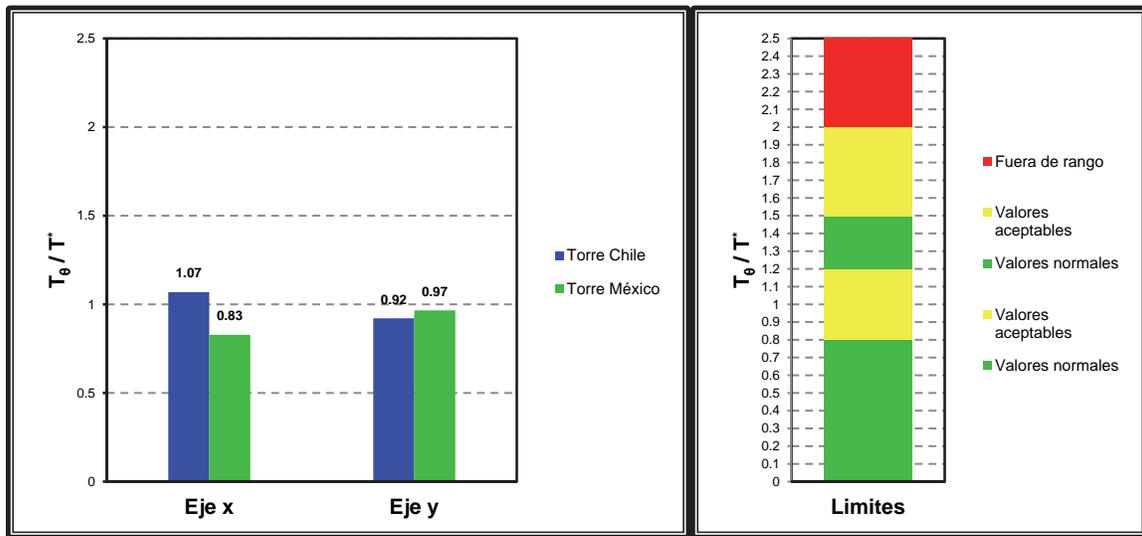
Eje x: $\frac{T_{\theta}}{T^*} = 1.07$ \Rightarrow Valores aceptables

Eje y: $\frac{T_{\theta}}{T^*} = 0.92$ \Rightarrow Valores aceptables

- Torre México:

Eje x: $\frac{T_{\theta}}{T^*} = 0.83$ \Rightarrow Valores aceptables

Eje y: $\frac{T_{\theta}}{T^*} = 0.97$ \Rightarrow Valores aceptables



Ambos edificios cumplen con el indicador, ya que en ambas direcciones se alejan de la unidad evitando así una amplificación dinámica.

VII.5.7 Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.

Se tiene que los límites de este indicador son:

Si $20\% \geq \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}}$ \Rightarrow Valores normales

Si $20\% < \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} \leq 50\%$ \Rightarrow Valores aceptables

$$\text{Si } 50\% < \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

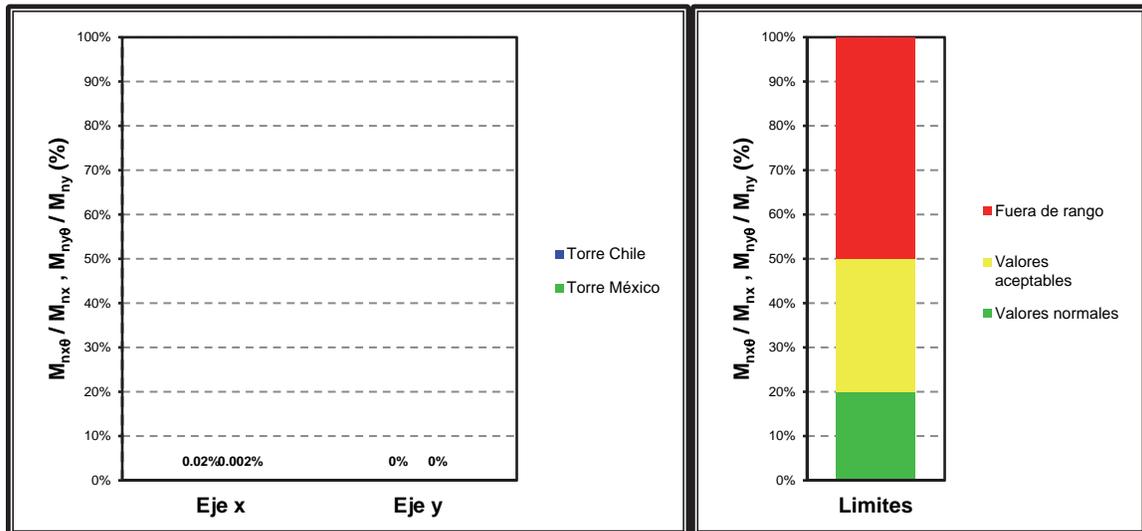
$$\text{Eje x: } \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} = 0.02\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} = 0.002\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$



Ambos edificios cumplen con el indicador, ya que en ambas direcciones están muy por debajo del 50% de acoplamiento.

VII.5.8 Excentricidad Dinámica / Radio de giro basal.

Se tiene que los límites de este indicador son:

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

Si $20\% \geq \frac{e_{din}}{r_{basal}}$ \Rightarrow Valores normales

Si $20\% < \frac{e_{din}}{r_{basal}} \leq 50\%$ \Rightarrow Valores aceptables

Si $50\% < \frac{e_{din}}{r_{basal}}$ \Rightarrow Fuera de rango

- Torre Chile:

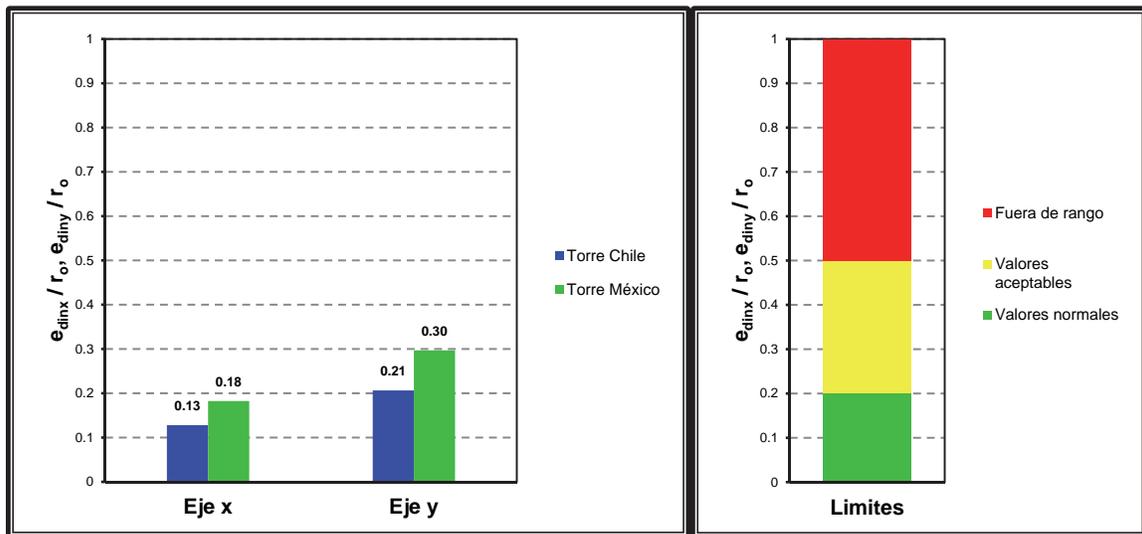
Eje x: $\frac{e_{din}}{r_{basal}} = 0.13\%$ \Rightarrow Valores normales

Eje y: $\frac{e_{din}}{r_{basal}} = 0.21\%$ \Rightarrow Valores aceptables

- Torre México:

Eje x: $\frac{e_{din}}{r_{basal}} = 0.18\%$ \Rightarrow Valores normales

Eje y: $\frac{e_{din}}{r_{basal}} = 0.30\%$ \Rightarrow Valores aceptables



Para ambos edificios cumplen muy bien con el indicador, para el eje X ambos están bajo de 0.2, mientras que para el eje Y ambos están entre 0.2 y 0.5

VII.5.9 Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 50\% \geq \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} \text{ o } \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

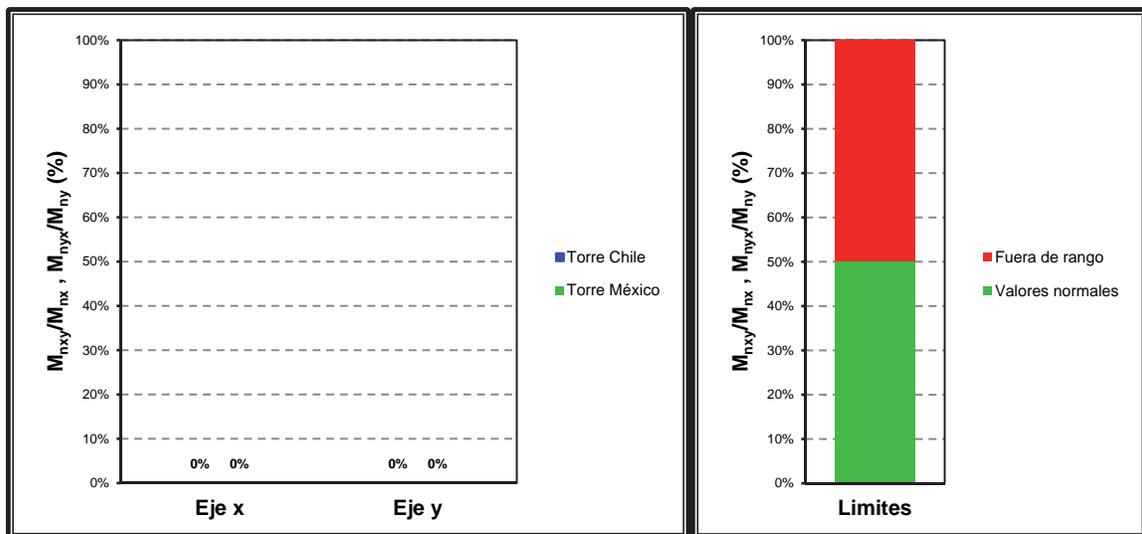
$$\text{Eje x: } \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$



Ambos edificios cumplen con el indicador.

VII.5.10 Corte basal acoplado / Corte basal directo.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 50\% \geq \frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}} \text{ o } \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}} \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}} \text{ o } \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

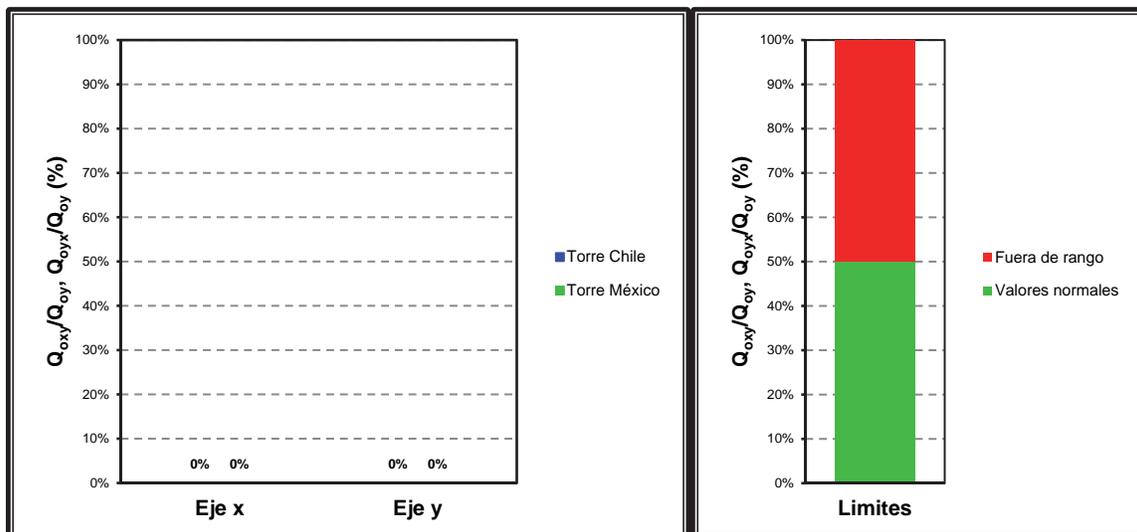
$$\text{Eje x: } \frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } \frac{Q_{0,xy}}{Q_{0,xx}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{Q_{0,yx}}{Q_{0,yy}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$



Ambos edificios cumplen con el indicador.

VII.5.11 Momento volcante (volteo) basal acoplado / Momento volcante (volteo) basal directo.

Se tiene que los límites de este indicador son:

$$\text{Si } 50\% \geq \frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}} \text{ o } \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}} \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Si } 50\% < \frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}} \text{ o } \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}} \Rightarrow \text{Fuera de rango}$$

- Torre Chile:

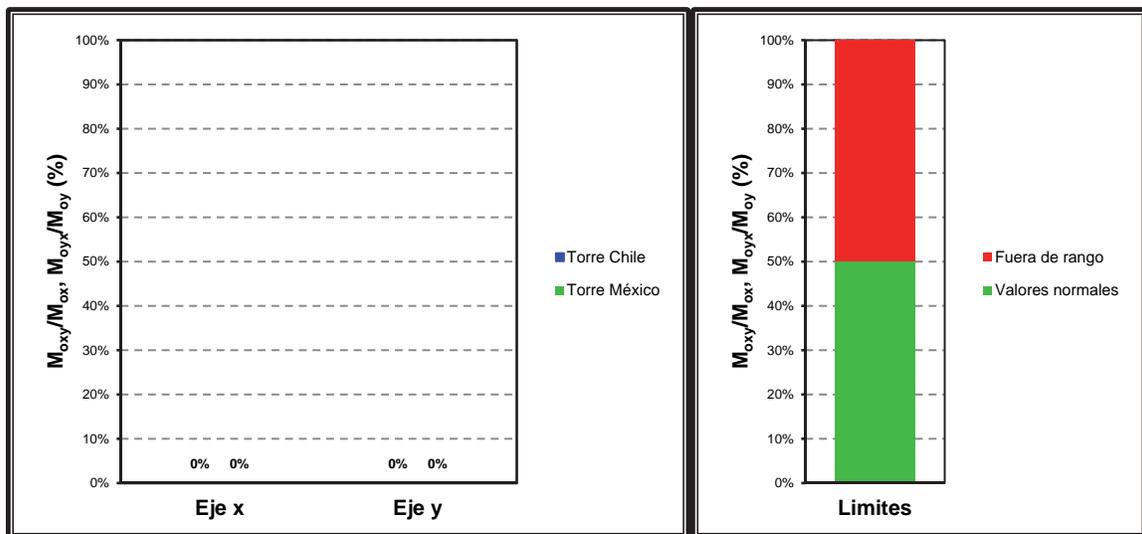
$$\text{Eje x: } \frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

- Torre México:

$$\text{Eje x: } \frac{M_{v0,xy}}{M_{v0,xx}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$

$$\text{Eje y: } \frac{M_{v0,yx}}{M_{v0,yy}} = 0\% \Rightarrow \text{Valores normales}$$



Ambos edificios cumplen con el indicador.

VII.5.12 Número de elementos estructurales en la resistencia sísmica.

Se tiene que los límites de este indicador son:

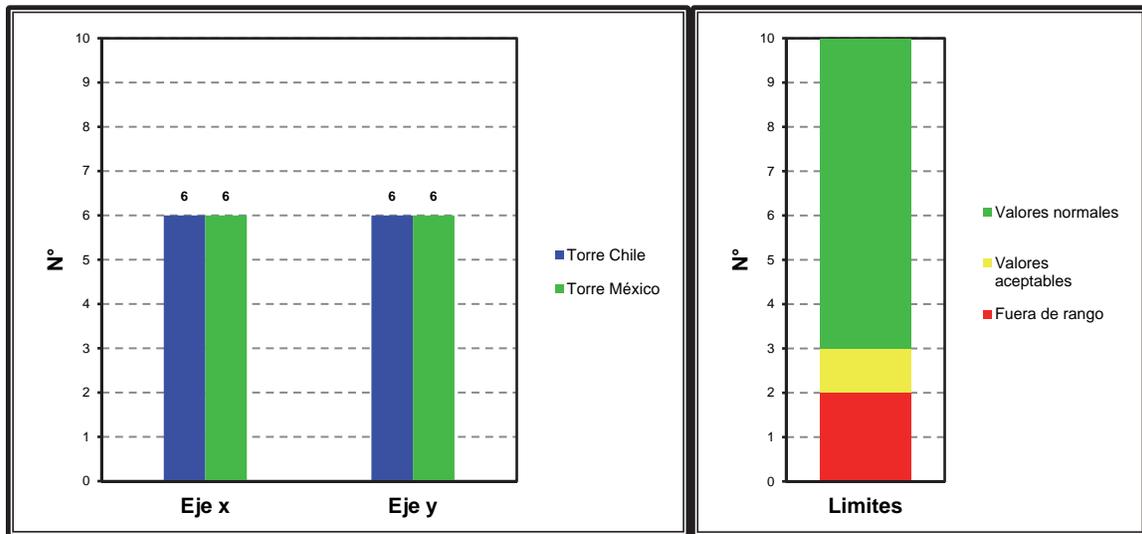
- Si $2 > N^\circ$ \Rightarrow Fuera de rango
- Si $2 \leq N^\circ < 3$ \Rightarrow Valores aceptables
- Si $3 \leq N^\circ$ \Rightarrow Valores normales

- Torre Chile:

- Eje x: $N^\circ = 6$ \Rightarrow Valores normales
- Eje y: $N^\circ = 6$ \Rightarrow Valores normales

- Torre México:

- Eje x: $N^\circ = 6$ \Rightarrow Valores normales
- Eje y: $N^\circ = 6$ \Rightarrow Valores normales



Ambos edificios tienen más de 3 elementos por eje

VII.5.13 Factor de Reducción Espectral Efectivo.

Se tiene que los límites de este indicador son:

- Si $3 \geq R^{**}$ \Rightarrow Valores normales
- Si $3 < R^{**} \leq 7$ \Rightarrow Valores aceptables
- Si $7 < R^{**}$ \Rightarrow Fuera de rango

Capítulo VII: Presentación y comparación de resultados dinámicos.

- Torre Chile:

Eje x: $R^{**} = 5.04$

⇒ Valores normales

Eje y: $R^{**} = 4.04$

⇒ Valores normales

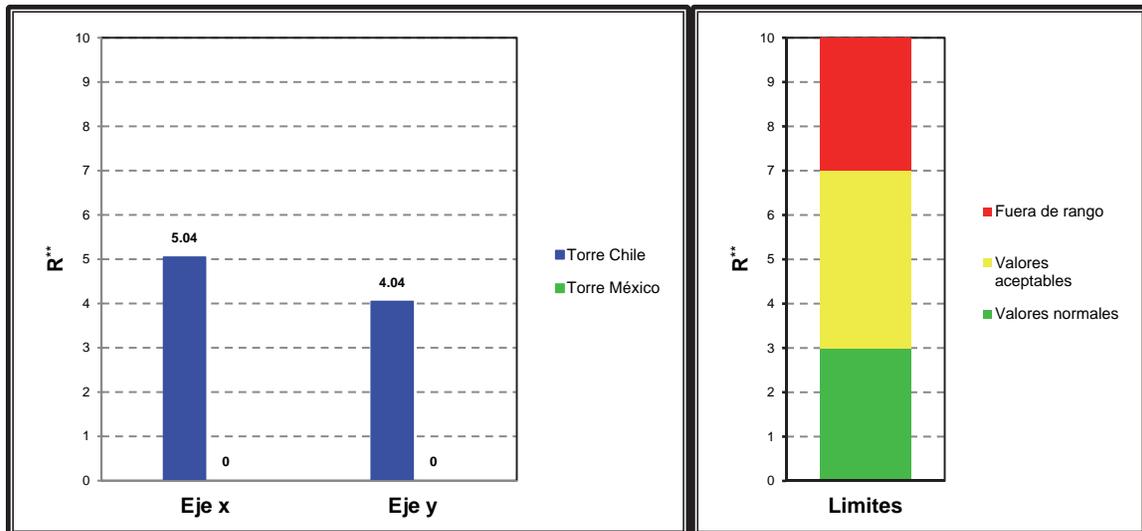
- Torre México:

Eje x: $R^{**} = \dots$

⇒ Indeterminado

Eje y: $R^{**} = \dots$

⇒ Indeterminado



Para la Torre Chile en ambos ejes están por sobre 3, mientras que para la Torre México no es posible aplicar este indicador, por tener otra filosofía de análisis sísmico.

De los nuevos indicadores están pensados en edificios de mayor altura, por lo cual no se utilizaran en esta tesis.

VIII. Diseño estructural.

El diseño de los elementos estructurales para Chile será en base del código ACI 318-2005 y para México el código de RCDF NTCDCEC – 2004.

VIII.1. Torre Chile.

VIII.1.1. Diseño de losa.

El diseño de los refuerzos de losa (RL) que compatibilizan sísmicamente dos muros o dos elementos sismorresistentes en una misma línea resistente, se realiza de acuerdo a las ecuaciones de diseño por capacidad, en tanto, los refuerzos de losa que no cumplen estas condiciones se diseñan con las ecuaciones tradicionales de diseño de vigas. (Ref. 5)

Armar por capacidad significa proveer armadura de flexión por esfuerzos y armadura de corte para la armadura de flexión provista, para promover una falla por flexión y no una falla por corte. De acuerdo con esto las ecuaciones de diseño por capacidad son las siguientes (Ref. 9):

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w}{2}$$
$$M_{pr} = 1.25 A_s f_y 0.9 d$$
$$w = 0.75 (1.4 w_d + 1.7 w_l) L$$

donde:

A_s : Armadura por flexión.

d : Altura útil del elemento.

L : Luz libre entre caras de los apoyos.

w_d, w_l : Cargas en el tramo, muertas y vivas, respectivamente.

f_y : Tensión de fluencia del acero.

En el caso de refuerzos de losa y dinteles de acoplamiento la longitud L puede considerarse como una longitud efectiva igual a $L_{ef} = L + 2 \cdot 0,25 \cdot h$, donde h es la altura del elemento.

VIII.1.2. Diseño de muro de cortante.

- **Refuerzo por flexión.**

Para determinar la armadura a flexión o de punta de los muros, se utilizan los diagramas de interacción P_u - M_u , en este caso, el Diagrama N° 47 de armadura concentrada en extremos (Ref. 9):

Larraín A. y F. Yáñez; “Manual de Cálculo de Hormigón Armado”). Este diagrama se muestra en Ref. 9, y las expresiones adimensionales que se utilizan son (Ref. 9):

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c e L^2}$$
$$v = \frac{P_u}{f'_c e L}$$
$$A_{punta} = \rho e (0.1 L)$$

donde:

M_u : Momento último en el muro.
 P_u : Carga axial última en el muro.
e: Espesor del muro.
L: Largo del muro.

De acuerdo a criterios de Alfonso Larraín Vial, la armadura mínima que se proporciona a cada punta de muro es $0,0005 \cdot e \cdot L$ que es exactamente la mitad de la armadura punta A definida anteriormente. Así, en cada punta del muro debe colocarse un área de armadura de $7,28 \text{ cm}^2$, que corresponde a $4\Phi 16$ ($8,04 \text{ cm}^2$). (Ref. 5)

Es importante mencionar que para el caso de los muros perimetrales, por ser de gran longitud, no se coloca la armadura de punta que da el mínimo, sino que se utiliza el criterio de colocar 1,33 veces la armadura que necesitan por cálculo (Alfonso Larraín Vial). (Ref. 5)

- **Refuerzo vertical y horizontal.**

La armadura de repartición o malla vertical se proporciona de acuerdo al mismo diagrama de interacción Pu-Mu N° 47 (Ref. 8), que establece que esta cuantía es igual a 0,0025. De este modo:

$$A_{MV} = \frac{\rho_w e 100 \text{ (cm)}}{n} \text{ (cm}^2 \text{ / m / rama)}$$

donde:

ρ_w : Cuantía de malla vertical, igual a 0,0025.
e: Espesor del muro.
n: Número de ramas.

Por otra parte, para calcular la armadura al corte o malla horizontal, primero debe verificarse que la tensión de corte del muro no supere a la tensión de corte límite del código ACI318-2008 (Ref. 2) en la sección 11.5.6.9:

$$\tau = \frac{V}{e L} \leq \tau_{lim} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \frac{\phi}{\gamma_f}$$

donde:

V: Esfuerzo de corte en el muro, sin mayorar.

e: Espesor del muro.

L: Largo del muro.

f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

ϕ : Factor de reducción de la resistencia nominal proporcionada por el elemento. El valor considerado para el corte sísmico es de 0,6.

γ_f : Factor de mayoración de la solicitación, considerado en este caso un valor de 1,4.

Luego de realizar esta verificación se procede a armar por corte, de acuerdo a las siguientes expresiones:

Resistencia nominal al corte

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

Resistencia nominal al corte debido al concreto

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} e (L - d')$$

Resistencia nominal al corte debido al refuerzo

$$V_s = V_n - V_c \leq 4 V_c$$

Área de refuerzo de corte requerida

$$A = \frac{V_s}{(L - d') f_y} (cm^2 / m)$$

Área de refuerzo de corte mínima

$$A_{\min} = \frac{e}{4} (cm^2 / m)$$

Área de refuerzo de corte por rama

$$A_v = \frac{\max \{A, A_{\min}\}}{n} (cm^2 / m / r)$$

donde:

V_u : Esfuerzo de corte mayorado.

e: Espesor del muro.

L - d': Largo útil del muro.

f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

f_y : Tensión de fluencia del acero.

n: Número de ramas.

En el armado de los muros, se considera la malla vertical y horizontal iguales, por lo que controla la que sea la mayor de estas dos.

VIII.1.3. Diseño de trabe.

- **Diseño a flexión**

Para el diseño de vigas sometidas a flexión simple, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos básicos:

Condición de diseño $\phi M_n \geq M_u$, donde $\phi = 0,9$

Cuantía de armadura mínima $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033$

Cuantía de armadura máxima $\rho_{\max} = 0.025$

Estos criterios de cuantía mínima y máxima son los establecidos por el código ACI318-2008.

Por otra parte, a partir del equilibrio de fuerzas, de la compatibilidad de deformaciones y de la definición de parámetros adimensionales, se tienen las siguientes expresiones que resumen los dos casos de flexión simple (Ref. 8):

Si $\mu \leq \mu_{\min} \Rightarrow A' = 0$

$$w = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Si $\mu > \mu_{\min} \Rightarrow A' \neq 0$

$$w = \frac{\mu - \mu_{\min}}{1 - \delta'}$$

$$w = w_{\min} + w'$$

- **Diseño a corte**

La obtención de la armadura de una viga por corte se realiza de acuerdo a las mismas expresiones definidas para el caso de la malla horizontal en muros. (Ref. 5)

VIII.1.4. Diseño de dinteles.

Para los dinteles, además de las consideraciones expuestas en el diseño de trabes y de acuerdo al Capítulo 21 del código ACI318-2008, se debe tener en cuenta que los refuerzos longitudinales deben estar constituidos por lo menos de dos barras tanto arriba como abajo a lo largo de toda la longitud de la viga, y que la armadura positiva a disponer debe ser al menos la mitad de la armadura negativa dispuesta.

Las solicitaciones de estas vigas se obtienen directamente del programa computacional de modelación. (Ref. 5)

VIII.2. Torre México.

VIII.2.1. Diseño de losa.

El diseño de los refuerzos de losa (RL) que compatibilizan sísmicamente dos muros o dos elementos sismorresistentes en una misma línea resistente, se realiza de acuerdo a las ecuaciones de diseño por capacidad, en tanto, los refuerzos de losa que no cumplen estas condiciones se diseñan con las ecuaciones tradicionales de diseño de vigas.

Armar por capacidad significa proveer armadura de flexión por esfuerzos y armadura de corte para la armadura de flexión provista, para promover una falla por flexión y no una falla por corte. De acuerdo con esto las ecuaciones de diseño por capacidad son las siguientes (Ref. 8):

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w}{2}$$
$$M_{pr} = 1.25 A_s f_y 0.9 d$$
$$w = 0.75 (1.4 w_d + 1.7 w_l) L$$

donde:

A_s : Armadura por flexión.

d : Altura útil del elemento.

L : Luz libre entre caras de los apoyos.

w_d, w_l : Cargas en el tramo, muertas y vivas, respectivamente.

f_y : Tensión de fluencia del acero.

En el caso de refuerzos de losa y dinteles de acoplamiento la longitud L puede considerarse como una longitud efectiva igual a $L_{ef} = L + 2 \cdot 0,25 \cdot h$, donde h es la altura del elemento.

VIII.2.2. Diseño de muro de cortante.

- **Refuerzo por flexión.**

Para determinar la armadura a flexión o de punta de los muros, se utilizan los diagramas de interacción P_u - M_u , (Ref. 2). Este diagrama se muestra en la Ref. 2, y las expresiones adimensionales que se utilizan son (Ref. 2):

$$\mu = \frac{M_u}{f'_c e L^2}$$
$$\nu = \frac{P_u}{f'_c e L}$$
$$A_{punta} = \rho e (0.1 L)$$

donde:

M_u : Momento último en el muro.
 P_u : Carga axial última en el muro.
 e : Espesor del muro.
 L : Largo del muro.

- **Refuerzo vertical y horizontal.**

La armadura de repartición o malla vertical se proporciona de acuerdo al mismo diagrama de interacción P_u - M_u , que establece que esta cuantía es igual a 0,0025. De este modo:

$$A_{MV} = \frac{\rho_w e 100 \text{ (cm)}}{n} \text{ (cm}^2 \text{ / m / rama)}$$

donde:

ρ_w : Cuantía de malla vertical, igual a 0,0025.
 e : Espesor del muro.
 n : Número de ramas.

Por otra parte, para calcular la armadura al corte o malla horizontal, primero debe verificarse que la tensión de corte del muro no supere a la tensión de corte límite del código ACI318-2008 (Ref. 2) en la sección 11.5.6.9:

$$\tau = \frac{V}{eL} \leq \tau_{lim} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \frac{\phi}{\gamma_f}$$

donde:

V : Esfuerzo de corte en el muro, sin mayorar.
 e : Espesor del muro.
 L : Largo del muro.
 f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.
 ϕ : Factor de reducción de la resistencia nominal proporcionada por el elemento. El valor considerado para el corte sísmico es de 0,6.
 γ_f : Factor de mayoración de la sollicitación, considerado en este caso un valor de 1,4.

Luego de realizar esta verificación se procede a armar por corte, de acuerdo a las siguientes expresiones:

Resistencia nominal al corte	$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
Resistencia nominal al corte debido al concreto	$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} e (L - d')$
Resistencia nominal al corte debido al refuerzo	$V_s = V_n - V_c \leq 4 V_c$

Área de refuerzo de corte requerida	$A = \frac{V_s}{(L - d') f_y} \quad (cm^2 / m)$
Área de refuerzo de corte mínima	$A_{\min} = \frac{e}{4} \quad (cm^2 / m)$
Área de refuerzo de corte por rama	$A_v = \frac{\max \{A, A_{\min}\}}{n} \quad (cm^2 / m / r)$

donde:

- V_u : Esfuerzo de corte mayorado.
- e : Espesor del muro.
- $L - d'$: Largo útil del muro.
- f'_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.
- f_y : Tensión de fluencia del acero.
- n : Número de ramas.

En el armado de los muros, se considera la malla vertical y horizontal iguales, por lo que controla la que sea la mayor de estas dos.

VIII.2.3. Diseño de trabe.

- **Diseño a flexión**

Para el diseño de vigas sometidas a flexión simple, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos básicos:

Condición de diseño $\phi M_n \geq M_u$, donde $\phi = 0,9$

Cuantía de armadura mínima $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = 0.0033$

Cuantía de armadura máxima $\rho_{\max} = 0.025$

Estos criterios de cuantía mínima y máxima son los establecidos por el código ACI318-2005.

Por otra parte, a partir del equilibrio de fuerzas, de la compatibilidad de deformaciones y de la definición de parámetros adimensionales, se tienen las siguientes expresiones que resumen los dos casos de flexión simple (Ref. 2):

$$\text{Si } \mu \leq \mu_{\min} \Rightarrow A' = 0$$
$$w = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

Si $\mu > \mu_{\min} \Rightarrow A' \neq 0$

$$w = \frac{\mu - \mu_{\min}}{1 - \delta'}$$

$$w = w_{\min} + w'$$

- **Diseño a corte**

La obtención de la armadura de una viga por corte se realiza de acuerdo a las mismas expresiones definidas para el caso de la malla horizontal en muros.

VIII.2.4. Diseño de dinteles.

Para los dinteles, además de las consideraciones expuestas anteriormente en el diseño de trabes y de acuerdo al Capítulo 21 del código ACI318-2005, se debe tener en cuenta que los refuerzos longitudinales debe estar constituida a lo menos de dos barras tanto arriba como abajo a lo largo de toda la longitud de la viga, y que la armadura positiva a disponer debe ser al menos la mitad de la armadura negativa dispuesta.

Las solicitaciones de estas vigas se obtienen directamente del programa computacional de modelación.

IX. Conclusiones.

Las características de sismicidad que prevalecen en México y Chile están asociadas fundamentalmente al fenómeno de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica para el primer caso y entre la placa de nazca y la placa sudamericana para el segundo caso. Esta situación se refleja en las características de los registros sísmicos representativos obtenidos en ambos países, donde por un lado predominan las frecuencias bajas (México) y las frecuencias altas (Chile). Lo anterior condicionó las características de las edificaciones importantes durante el siglo XX, es decir, por un lado el sistema de marco predominó para los edificios en México y el sistema de muros de cortante para edificios en Chile. Sin embargo, con el acelerado desarrollo de los programas y equipos de cómputo, iniciado en la época de 90s, se propiciaron cambios importantes en las tendencias de diseño, construyéndose edificaciones cada vez más audaces, basadas en las capacidades de modelación y análisis de los programas que existen en la actualidad, restando importancia a algunos aspectos fundamentales como la vulnerabilidad de cierto tipo de construcciones y las características de sismicidad local, entre otros, de tal forma que, actualmente en ambos países pueden encontrarse edificaciones modernistas y estructuralmente atrevidas como se pudo constatar en la investigación documentada en este trabajo.

No obstante lo anterior, es importante mencionar que a pesar de las capacidades numéricas que poseen los programas de cómputo empleados en la práctica profesional, actualmente estos poseen limitaciones relacionadas con el comportamiento teórico y real de los materiales o elementos estructurales ante el efecto de acciones accidentales, como los sismos y vientos. Es común creer que mientras más complejo sea el modelo teórico que se utilice, los resultados estarán más próximos a la verdad. Además resulta preocupante observar que la experiencia acumulada pierde terreno frente a la destreza computacional.

Por otro lado, no hay que olvidar que, además de la modelación estructural, el proceso de diseño requiere de la estimación adecuada de las acciones estáticas y dinámicas que pudieran actuar en la vida útil de una estructura y que, en el caso de las acciones accidentales, existen incertidumbres importantes que, eventualmente, pueden causar daños o colapsos.

En el caso de México, las experiencias del sismo del 19 de septiembre de 1985, mostraron que los niveles de ductilidad que se proponían para las edificaciones en las versiones anteriores del reglamento, no se desarrollaron como se esperaba, lo cual ocasionó que se modificara el factor de reducción por ductilidad, ahora factor de comportamiento sísmico, de un máximo de 6 a un máximo de 4, que intenta representar de manera más aproximada la capacidad dúctil de las estructuras de concreto, de acero y de mampostería.

Con el propósito de disminuir los efectos sísmicos en algunos edificios modernos, recientemente en México (Torre Mayor) se han empleado diversos dispositivos que permiten amortiguar y/o disipar energía, sin embargo, no se encontró evidencia documental que permita verificar su nivel de efectividad ante sismos intensos recientes.

Para Chile, el diseño sismorresistente de las edificaciones esta basado en la alta densidad de muros, con lo cual se habían obtenido comportamientos satisfactorios, con daños mínimos para los sismos anteriores al 27 de febrero de 2010. La aparición de diseños modernistas propició aumentar el tamaño de los claros y bajar la densidad de muros lo cual mostró un comportamiento deficiente

en este tipo de estructuras, evidenciado por varios colapsos en edificaciones de mediana y gran altura en Santiago y Concepción. De las revisiones realizadas después del sismo anterior, se encontró que estos colapsos también estuvieron influenciados por una mala construcción y supervisión.

De la revisión realizada en este trabajo se pudo identificar que, de manera similar a otros países, en Chile se han empezado a diseñar edificios con diversos dispositivos de protección sísmica como en el caso de la Torre Titanium La Portada, sin embargo tampoco se ha podido verificar su comportamiento, a pesar de haber sido sometida al sismo del 27 de febrero de 2010.

Se sabe que por las características del suelo de la Ciudad de México, durante el sismo de 1985 los daños más importantes se concentraron predominantemente en estructuras de mediana altura, en las que los periodos dominantes del suelo y el periodo fundamental de la estructura fueron sensiblemente parecidos, provocando efectos de resonancia que ocasionaron daños y colapsos parciales y totales.

De la revisión realizada en este trabajo se encontró que, para la zona central y sur de Chile, los daños producidos por los sismos de 1985 y 2010, estuvieron asociados a la falta de confinamiento adecuado del concreto en muros, trabes y columnas y, de manera particular para el sismo de 2010, la falla en edificios con estructuraciones basadas en piso blando.

Del análisis del Perfil Bío-Sísmico se pudo observar que esta propuesta se fundamenta en la revisión de parámetros globales de la respuesta dinámica de un edificio y proporciona indicadores del comportamiento sísmico que una estructura puede tener ante acciones de esta naturaleza. Para su implementación en Chile se hizo una evaluación paramétrica de una base de datos de 585 edificios de muros de concreto reforzado. Si se quisiera aplicar para México sería necesario contar con una base de datos similar, con diferentes tipos de estructuras, diseñadas o evaluadas con el RCDF y sus NTC 2004. Como se pudo observar en el caso de estudio presentado en este trabajo los indicadores de comportamiento para el caso de México, requieren adecuarse a las características de las estructuras existentes y a la normatividad vigente.

Con base en el Perfil Bío-Sísmico del edificio Torre Chile, se esperaría que éste tenga un comportamiento satisfactorio ante un evento sísmico intenso. No así el edificio Torre México que, según los indicadores, tendría problemas asociados a las derivas de entrepiso que exceden los límites del reglamento de la NCh 433, sin embargo como se menciono anteriormente, el Perfil Bío-Sísmico definido originalmente requiere ajustar los límites de algunos indicadores con respecto al RCDF y sus NTC.

En relación con las normatividades de diseño, en los reglamento RCDF y NCh 433, se acepta implícitamente que las estructuras puedan sufrir daño, es decir, que incursionen en un rango no – lineal de comportamiento mientras que al mismo tiempo permite que se usen programas de análisis elásticos, provocando inconsistencias que intentan corregirse mediante modelos simplistas.

El factor de comportamiento sísmico (Q), usado en el código de México es análogo al factor de modificación de la respuesta estructural para análisis estático (R) y al factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral (R_0). Estos factores permiten reducir las fuerzas

Capítulo IX: Conclusiones.

sísmicas, hasta en 4 veces para el código mexicano y hasta 7 y 11 veces respectivamente para el código chileno. Mientras que para el código mexicano el factor Q intenta caracterizar la capacidad dúctil de las estructuras, los factores R y R_0 reflejan las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

Respecto a los espectros de diseño, en la norma NCh 433 no se considera un análisis para edificios con aceleraciones verticales, siendo este un punto importante ya que dichas aceleraciones son muy altas en los registros de aceleración en Chile. Solo existe una normativa que considera este efecto que es la NCh 2369.Of2003 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.

Existe en la normatividad chilena el factor R^* que reduce las ordenadas espectrales en función del periodo, teniéndose las mayores reducciones para edificios con altos periodos.

Del análisis de los factores R, R_0 y R^* se pudo observar que estos podrían conducir a coeficientes sísmico muy pequeños o muy grandes dependiendo de la zona sísmica y el tipo de terreno, que van desde el 3%, para edificios ubicados en zona 1 y terreno tipo I, al 18.2%, para edificios ubicados en zona 3 y terreno tipo IV.

Es de importancia destacar que el coeficiente sísmico máximo establecido por la NCh 433 es del orden del 40% del correspondiente al código mexicano, lo cual rompe la creencia de que todas las construcciones en Chile son diseñadas con una mayor resistencia, lo cual se comenta al final de estas conclusiones.

Otro punto muy importante está relacionado con la torsión sísmica accidental de edificios donde para México se considera un 10% de la dimensión de la planta, mientras que para Chile que fluctúa entre un 5% a 10%, que depende del tipo de análisis.

Con base en las experiencias de sismos recientes, la nueva clasificación dada por el DS61 toma en cuenta que el mejor comportamiento sísmico se observa en terrenos de afloramiento rocoso y, por el contrario, el de mayor daño se ha observado en terrenos de suelos finos blandos. Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de cimentación considera 6 tipos de suelos, que van desde el de mejor comportamiento (Roca: Suelo Tipo A) al de mayor exigencia sísmica (Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana), el suelo tipo F son suelos especiales y como su nombre indica requiere de ensayos más profundos para determinar sus propiedades. Esta clasificación es más detallada que la establecida en la NCh 433.

Con respecto a la zonificación sísmica, la NCh 433 establece 3 zonas que indica la aceleración que va de 0.2 g (cordillera de los andes) a 0.4 g (costa de Chile), esto no está relacionado con el tipo de terreno donde se cimentara la estructura.

Por otro lado, en el RCDF y sus NTC, la zonificación sísmica está ligada con el tipo de suelo de la Ciudad de México, donde antiguamente estaba el Lago de Texcoco que ahora es la zona III, que a su vez esta subdividida en 4 zonas; esta zonificación entrega los espectros de diseño en función de la aceleración de la zona y del periodo dominante del suelo.

Capítulo IX: Conclusiones.

Se puede observar que la clasificación de suelos establecida en el DS 61, considera una variabilidad mayor en sus propiedades que la especificada en el RCDF; esto hace que la justificación del tipo de suelo en donde se emplazara la estructura sea más detallada.

Si se buscara una equivalencia entre los tipos de suelo para Chile y México, los suelos tipo A, C y E correspondería a la zona I, II y III de la Ciudad de México.

Con respecto a las flechas por carga vertical, los estados límites de servicio son iguales en ambos códigos.

El efecto $P - \delta$ presenta diferencias en los códigos y puede ser despreciado siempre y cuando no se rebasen los siguientes límites: RCDF $\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{W}$ y Perfil Bío-Sísmico $\frac{M_{P-\Delta}}{M_{Basal}} < 0.05$. A

pesar del formato que presentan estas ecuaciones, se puede demostrar que son equivalentes. Para la NCh 433 el control de los desplazamientos de entrepiso es tan restrictivo que se puede omitir los efectos $P - \delta$.

Como se comentó en el capítulo 3, durante el sismo de 1985 los edificios de la Ciudad de México no lograron desarrollar la ductilidad con que habían sido diseñadas lo que condujo a graves daños y/o colapsos, mientras que en Chile en el sismo de 1985 el tipo de daño estuvo relacionado con la sobrestimación de la rigidez de los muros de cortante, mientras que para el sismo de 2010 los daños y/o colapso de algunos edificios se debieron también a la falta de cuidado con la rigidez de los muros de concreto reforzado, además de la falta de confinamiento en los elementos de bordes de los muros y en los extremos de las trabes, fallas en la supervisión tanto en la conceptualización del proyecto y en su construcción.

Hasta la década de los 60s en Chile se utilizaba las normas DIN para el diseño de concreto reforzado, sin embargo después del terremoto del 22 de mayo de 1960 se empezó a utilizar el código ACI 318 por su diseño sismorresistente.

Actualmente ambos códigos consideran requisitos de diseño más estrictos con objeto de garantizar los niveles de ductilidad para el caso del RCDF y rigidez para la NCh 433.

Del análisis de los resultados obtenidos del caso de estudio abordado en esta tesis se pudo observar lo siguiente:

- **Elementos mecánicos.**

De la Torre Chile la distribución del cortante más del 70% es resistido por los muros de mayor longitud, mientras que para la Torre México el 35% del cortante es resistido por las columnas y el resto por los muros de concreto reforzado.

- **Armados y secciones de elementos resultantes.**

Para la Torre Chile el armado de los muros de concreto reforzado se concentró en los elementos de borde donde se obtuvieron los mayores esfuerzos. Los muros mantuvieron un espesor de 20 cm en toda la altura del edificio.

Para la Torre México, los muros y muretes de los niveles 1 al 10 se diseñaron con un espesor de 25 cm, mayor al de la Torre Chile, ya que el cortante basal es mayor para México, lo cual implicó que las cuantías de acero de estos elementos estuvieran cerca del 4% en la base del edificio.

- **Desplazamientos.**

Las derivas de entrepiso de la Torre Chile y Torre México cumplieron con sus respectivos límites reglamentarios, resultando más rígida la primera. El realizar posibles modificaciones en la Torre Chile orientadas a la disminución en el % de áreas de los muros con respecto a la planta, podría hacer que ya no se cumpliera el estado límite de desplazamientos. Para la Torre México se puede observar que su estructuración no es tan eficiente como lo sería el sistema de marco ya que la rigidez del sistema hace que el diseño se realice con ordenadas espectrales mayores.

Para los análisis de historia en el tiempo realizados a ambos edificios, se emplearon 4 registros representativos de la sismicidad de ambos países; tres de ellos correspondieron a Chile y uno de México. Los mayores desplazamientos que se obtuvieron para la Torre Chile y Torre México fueron ocasionados por el registro de Lolleo N10E. Así mismo el registro de la SCT EW fue el que produjo la menor demanda en ambas Torres.

Lo anterior es producto de la cercanía de los periodos de las Torres con las ordenadas de aceleración de los espectros de respuesta de los registros sísmicos utilizados.

Se puede observar que los espectros de respuesta de los sismos chilenos concentran las mayores ordenadas espectrales para un rango de 0 a 1 segundo, lo cual obliga a tener un diseño más detallado en elementos principales como los muros.

- **Perfil Bío-Sísmico.**

Como hemos dicho antes con relación al Perfil Bío-Sísmico, la Torre Chile cumple con todos los indicadores, lo que indicaría teóricamente que tendrá un buen comportamiento sísmico con respecto a la NCh 433, mientras que la Torre México, el Perfil Bío-Sísmico no cumple algunos indicadores. Lo cual implica, desde el punto de vista, de la NCh 433, que no tendrá un buen comportamiento dinámico adecuado frente a las sollicitaciones sísmicas de Chile, como se pudo observar en los resultados presentados.

Con base a la recopilación de la información presentada en este trabajo en la que se identifican las características y daños ocasionados por los sismos recientes, se puede concluir que los diseños modernistas aparecidos recientemente, son más vulnerables que los sistemas tradicionales y se deberían tener requisitos más estrictos en su análisis y diseño.

Del análisis de resultados del caso de estudio se pueden observar las ventajas y desventajas de las filosofías de diseño de ambos países y se hace evidente la necesidad de considerar

Capítulo IX: Conclusiones.

características particulares de estructuración en los edificios para contrarrestar los efectos sísmicos de diseño establecidos en la normatividades empleadas para su respectivo diseño.

Si se comparan los coeficientes sísmicos empleados para el diseños de los edificios estudiados se puede observar que la Torre Chile se diseñó con un coeficiente sísmico y cortante basal 4 veces menor que el de la Torre México, lo cual no explica por si solo la densidad de muros que se colocó para la Torre Chile, sin embargo si se revisan los límites máximos establecidas para las derivas de entrepiso, se puede identificar que el código chileno limita estos valores a la sexta y a la doceava parte de los valores límites del RCDF, lo que ocasiona la alta densidad de muros de cortante.

Esta comparación puede ser representativa para edificios de mediana o de gran altura, sin embargo para el caso de edificaciones de baja altura (entre 1 y 3 niveles), los coeficientes sísmicos establecidos por la norma chilena NCh 433, pueden llegar hasta valores de 0.18, los cuales son mayores que los coeficientes sísmicos para estructuras de baja altura diseñadas con el código mexicano. Lo anterior es un indicador de las diferencias en las demandas sísmicas que pueden tener este tipo de construcciones y se refleja en la gran cantidad de daños que se producen en Chile para las construcciones de baja altura.

Referencias Bibliográficas.

1. **Aldunate, J. (2009)**, “Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Chilenos de Hormigón Armado”, Memoria para optar al título profesional de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
2. **American Concrete Institute. (2008)**, “ACI318s – 2008: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario”, Detroit, Estados Unidos.
3. **Bazan, E. y Meli, R. (2000)**, “Diseño Sísmico de Edificios”, Ed. Limusa, México.
4. **Chipol, A. (2001)**, “Estudio de la Respuesta Sísmica de Modelos Tridimensionales de Edificios Torsionalmente Acoplados”, Tesis de Maestría, Posgrado de Ingeniería, UNAM.
5. **Droguett, A. (2008)**, “Análisis Comparativo de Vulnerabilidad y Costo entre Edificios de Marcos y Muros con una misma Superficie en Planta”, Memoria para optar al título profesional de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
6. **Guendelman, T., Guendelman, M. y Lindenberg, J. (1997)**, “Perfil Bio – Sísmico de Edificios”, VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA.
7. **Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Leyton, F. y Eisenberg, A. (2002)**, “Desempeño Sísmico Implícito en Edificios Diseñados con la Norma Sísmica Chilena”, VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA.
8. **Henocho, R. (2007)**, “Calificación Sísmica de Edificios Altos”, Memoria para optar al título profesional de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
9. **Larraín, A., Yáñez, F y Verdugo, C. (2006)**, “Manual de Cálculo de Hormigón Armado Segunda Edición en Base al Código ACI318-05”, Editado por Gerdau Aza.
10. **Latorre, J. (2010)**, “Estudio de la Contribución de los Marcos Perimetrales en un Edificio de Muros y Marcos”, Memoria para optar al título profesional de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
11. **Madariaga, R. (1998)**, “Sismicidad de Chile”, Física de la Tierra N° 10: 221 – 258, Universidad Complutense de Madrid, Madrid, España.
12. **Norma Chilena NCh.203.Of77**, “Acero para uso estructural – Requisitos”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
13. **Norma Chilena NCh.204.Of77**, “Acero – Barras laminadas en caliente para Hormigón Armado”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

Referencias.

14. **Norma NCh.430.Of2008**, "Hormigón Armado – Requisitos de diseño y calculo", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
15. **Norma Chilena NCh433.Of72**, "Cálculo Antisísmico de Edificios", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
16. **Norma Chilena NCh433.Of96 modificación 2009**, "Diseño Sísmico de Edificios", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
17. **Norma Chilena NCh1537.Of2009**, "Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
18. **Norma Chilena NCh2369.Of2003**, "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales", Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
19. **Norma Chilena NCh3171.Of2010**, "Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas" Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
20. **NTCDCEC – 2004, (2004)**, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
21. **NTCDS – 2004, (2004)**, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
22. **NTCSCADEE – 2004, (2004)**, "Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
23. **RCDF – 2004, (2004)**, "Reglamento de Construcción para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F.
24. **Structural Engineers Association of California**, "Performance Based Seismic Engineering of Buildings – VISION2000", 1995

Referencias Internet.

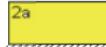
- i. http://es.wikipedia.org/wiki/Tectonica_de_placas, **Tectónica de Placas.**
- ii. <http://www.cec.uchile.cl/~dicesco/aislacion.html>, **Aislación Sísmica y Disipación de Energía**, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- iii. http://portada.diariosregionales.cl/prontus_blogs/site/artic/20100201/pags/20100201152715.html, **Reportajes Mercurio de Valparaíso.**
- iv. http://wiki.ead.pucv.cl/index.php/Villa_Frei%C3%91u%C3%B1oa,_Santiago, **Villa Frei, Santiago.**
- v. http://facingyconst.blogspot.mx/2010_01_07_archive.html, **Blog ingeniería y construcción.**
- vi. http://secre.ssn.unam.mx/SSN/Doc/Mx_sismo/mhist.htm, **El SSN y la Sismicidad de México.**
- vii. <http://earthquake.usgs.gov/>, **U. S. Geological Survey.**
- viii. http://www.docoposmo.com/index.php?option=com_content&task=view&id=90&Itemid=1, **Daños en el sismo del 3 de marzo de 1985, Chile. (Pagina fuera de línea).**

Referencias Fotográficas.

- I. <http://es.wikipedia.org>, **Edificios de México, Chile y China.**
- II. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=565330>, **edificios demolidos durante terremotos 1985 y 1957.**
- III. http://www.panoramio.com/user/3628508/tags/Del.Miguel%20Hidalgo?photo_page=9, **Fotos por MAKO TMC, Del. Miguel Hidalgo.**
- IV. <http://concepcionunderconstruction.blogspot.mx/>, **Concepcion under construction.**
- V. http://libraryphoto.cr.usgs.gov/cgi-bin/search.cgi?search_mode=exact&selection=Mexico+City+Earthquake+1985%7CMexico+City%7CEarthquake%7C1985, **Sismo de México 1985.**
- VI. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=635866>, **Sismo de México 1985.**
- VII. http://www.portadores.uc.cl/destinos_llanquihue_strauch.html, **Casa Strauch.**
- VIII. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=291496&page=4>, **Torre de Tajamar.**
- IX. <http://www.skyscraperlife.com/ciudades-y-arquitectura-la/28988-el-edificio-mas-bello-de-latinoamerica-25.html>, **Torre Isidora 3000.**
- X. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=390456>, **Torre Isidora 3000.**
- XI. <http://arquitecturareciente.blogspot.mx/2012/10/torre-titanium-senarq-santiago-de-chile.html>, **Torre Titanium La Portada.**
- XII. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=478480>, **Torre Pérez Zujovic.**
- XIII. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=595779&page=307>, **El México de ayer, fotos históricas.**
- XIV. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=648963>, **Torre Gran Costanera.**
- XV. Blanco, A. (2010), "El Sismo de Chile del 27 de Febrero del 2010 y sus enseñanzas para el Diseño Estructural", ABBINGS.EIRL

Apéndice A: Tabla para diseño de losas.

Valores numéricos según Marcus (sin armadura a torsión)

	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	1.35	1.35	1.34	1.33	1.32	1.30	1.28	1.27	1.25	1.23	1.22	1.20	1.18	1.15	1.12
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔY	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.14	0.16	0.21	0.24	0.27	0.30	0.33	0.35	0.43	0.51
	ΔY	0.25	0.30	0.35	0.39	0.44	0.49	0.54	0.59	0.64	0.70	0.75	0.79	0.83	0.99	1.15
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	0.25	0.21	0.19	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07	0.07	0.07
	ΔY	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	0.37	0.43	0.50	0.57	0.64	0.71	0.78	0.85	0.92	0.99	1.05	1.11	1.15	1.15	1.15
	ΔY	1.04	1.15	1.28	1.40	1.53	1.66	1.78	1.90	2.02	2.14	2.24	2.34	2.42	2.42	2.42
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	1.04	0.94	0.85	0.77	0.70	0.64	0.59	0.54	0.49	0.45	0.41	0.38	0.35	0.35	0.35
	ΔY	0.37	0.32	0.27	0.22	0.18	0.14	0.10	0.07	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	1.15	1.15	1.15	1.14	1.14	1.14	1.13	1.13	1.12	1.12	1.11	1.11	1.10	1.10	1.10
	Δ	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.32	0.34	0.36	0.38	0.40	0.42	0.44	0.46	0.46	0.46
	ΔX	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔY	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	0.61	0.65	0.70	0.75	0.81	0.87	0.93	0.99	1.04	1.09	1.14	1.19	1.24	1.24	1.24
	ΔY	0.84	0.90	0.96	1.02	1.09	1.16	1.22	1.29	1.36	1.43	1.49	1.55	1.60	1.60	1.60
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔX	0.84	0.80	0.76	0.74	0.72	0.71	0.70	0.70	0.69	0.69	0.69	0.68	0.68	0.68	0.68
	ΔY	0.61	0.58	0.55	0.53	0.51	0.50	0.49	0.48	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46
	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	k	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Δ	1.03	1.04	1.05	1.07	1.10	1.13	1.17	1.21	1.24	1.28	1.31	1.35	1.39	1.39	1.39
	ΔX	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	ΔY	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Apéndice.

Valores numéricos según Czerny

1	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	27.2	25.8	24.6	23.7	22.9	22.3	21.8	21.4	21.0	20.7	20.5	20.4	20.3	20.3	20.8
	my	27.2	28.9	30.7	32.7	34.9	37.5	40.2	43.0	45.9	48.9	52.0	54.9	57.9	61.3	66.6
	mex	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	mey	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	mxy	21.6	21.7	21.8	21.9	22.1	22.4	22.7	23.1	23.5	23.9	24.4	24.9	25.4	27.7	30.2

2a	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	31.4	30.7	30.0	29.7	29.4	29.2	29.1	29.2	29.4	29.6	29.8	30.1	30.4	32.0	34.2
	my	41.2	45.4	49.6	54.0	58.5	62.9	67.3	71.7	76.0	79.7	83.4	86.9	90.4	106.0	118.0
	mex	11.9	11.9	12.0	12.1	12.2	12.4	12.6	12.8	13.0	13.2	13.5	13.8	14.1	15.1	16.6
	mey	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	mxy	26.2	26.6	27.4	28.1	28.8	29.6	30.5	31.3	32.2	33.1	34.1	35.1	36.1	40.3	44.8

3b	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	41.2	37.9	35.1	32.9	31.1	29.6	28.3	27.2	26.3	25.6	24.9	24.4	24.0	23.0	22.8
	my	29.4	30.5	31.7	33.1	34.7	36.5	38.6	40.8	43.1	45.7	48.4	51.1	53.8	65.2	77.6
	mex	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	mey	11.9	11.9	12.0	12.0	12.1	12.3	12.5	12.7	12.9	13.1	13.3	13.6	13.9	15.1	16.4
	mxy	26.2	25.8	25.5	25.3	25.2	25.1	25.2	25.4	25.6	25.8	26.1	26.5	26.9	28.6	30.8

3a	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	35.1	35.0	34.9	35.1	35.3	35.7	36.1	36.6	37.3	37.9	38.7	39.4	40.3	43.9	48.2
	my	61.7	68.0	73.9	79.9	85.8	90.8	95.5	100.3	105.0	109.5	114.0	118.5	123.0	139.0	154.0
	mex	14.3	14.6	14.9	15.2	15.6	16.0	16.4	16.8	17.3	17.7	18.2	18.7	19.2	21.5	24.0
	mey	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	mxy	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

3b	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	63.3	56.4	50.7	46.1	42.5	39.5	37.0	34.9	33.2	31.8	30.6	29.5	28.6	26.3	25.0
	my	35.1	35.6	36.2	37.0	38.0	39.2	40.6	42.2	44.0	46.0	48.2	50.6	53.1	66.2	84.8
	mex	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	mey	14.3	14.1	14.0	13.9	13.8	13.8	13.9	13.9	14.0	14.1	14.2	14.4	14.7	15.7	16.8
	mxy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	40.2	38.3	36.8	34.6	34.8	34.2	33.8	33.6	33.5	33.4	33.3	33.3	33.4	34.8	35.8
	my	40.2	43.1	46.2	49.4	52.8	57.0	61.9	66.7	71.3	75.5	79.6	83.8	88.0	114.0	120.0
	mex	14.3	14.1	14.0	13.9	13.8	13.8	13.9	13.9	14.0	14.2	14.4	14.7	15.1	16.0	16.8
	mey	14.3	14.6	15.0	15.3	15.7	16.1	16.6	17.1	17.6	18.1	18.6	19.1	19.6	21.8	24.4
	mxy	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

5a	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	44.1	42.6	41.6	41.0	40.6	40.4	40.3	40.4	40.6	40.9	41.3	41.8	42.5	45.4	49.0
	my	59.5	61.2	64.5	72.0	77.5	83.0	89.5	95.0	101.0	107.0	114.0	121.0	129.0	160.0	194.0
	mex	16.2	16.2	16.3	16.5	16.7	16.9	17.2	17.5	17.8	18.2	18.6	19.0	19.5	21.4	23.6
	mey	18.3	18.9	19.5	20.2	20.9	21.7	22.6	23.5	24.4	25.3	26.2	27.1	28.0	31.7	35.4
	mxy	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

5b	$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
	mx	59.5	54.7	50.7	47.5	44.9	42.9	41.3	40.1	39.2	38.4	37.8	37.7	37.7	37.6	37.5
	my	44.1	45.9	48.1	50.7	53.7	57.1	61.0	65.4	70.4	76.1	82.5	89.5	97.0	143.0	202.0
	mex	18.3	17.5	16.9	16.5	16.2	16.0	15.8	15.7	15.7	15.7	15.8	15.9	16.1	16.7	17.6
	mey	16.2	16.2	16.3	16.4	16.6	16.9	17.3	17.7	18.1	18.6	19.0	19.5	20.0	22.1	24.6
	mxy	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Apéndice.



$\varepsilon =$	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60	1.80	2.00
mx	56.8	53.5	50.7	48.8	47.2	46.1	45.2	44.9	44.6	44.5	44.4	45.2	46.1	48.8	50.0
my	56.8	61.2	66.3	72.2	78.9	86.7	95.6	105.6	116.6	128.5	140.5	152.0	163.0	190.0	210.0
mey	19.40	19.00	18.80	18.70	18.60	18.70	18.80	19.00	19.20	19.50	19.80	20.10	20.50	22.00	24.00
mey	19.40	19.80	20.30	20.90	21.50	22.20	22.90	23.70	24.50	25.30	26.20	27.00	27.90	31.40	35.00
mxy	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Factores φ

Apoyo	ε					
	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2a	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
2b	0.80	0.88	0.91	0.93	0.94	0.95
3a	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
3b	0.60	0.66	0.72	0.78	0.84	0.88
4	0.66	0.70	0.72	0.74	0.75	0.76
5a	0.58	0.58	0.58	0.59	0.59	0.59
5b	0.58	0.61	0.66	0.70	0.74	0.75
6	0.53	0.55	0.56	0.56	0.57	0.58

si $k = \dots$ se considera $k=1$

si $\Delta x = \dots$ se considera

$\Delta y = \dots$

$\Delta x = \Delta y = \Delta$

Apéndice B: Armado de secciones.

- Torre Chile.

Muro		L (cm)	Espesor	Barras	Barras	Barras
Ejes	Nivel	(cm)	(cm)	de punta	Horizontal	Vertical
1 - 5	1 - 10	200	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
1 - 5	1 - 10	400	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
2 - 4	1 - 10	200	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
2 - 4	1 - 10	400	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
2 - 4	1 - 10	1200	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	1200	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
2' - 3'	1 - 10	600	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	600	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
3	1 - 10	1000	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	1000	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
A - I	1 - 10	200	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
A - I	1 - 10	400	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
B - H	1 - 10	200	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
C - G	1 - 10	800	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
	11 - 20	800	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
C - G	1 - 10	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
C' - F'	1 - 10	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
D - F	1 - 10	200	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
D - F	1 - 10	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
E	1 - 10	600	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
	11 - 20	600	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20

Apéndice.

Losa	espesor	Dirección	Rectas		Bastones	
	(cm)		Alta	Baja	Alto	Bajo
Azotea	12	X	-	#3 @ 20	#3 @ 15	-
	12	Y	-	#3 @ 25	#3 @ 20	-
Planta Tipo	12	X	-	#3 @ 20	#3 @ 15	-
	12	Y	-	#3 @ 25	#3 @ 20	-

Armado de elementos estructurales valido para todos los niveles del edificio.

Trabes	L (cm)	Sección (cm)	Varillas Corridas		Bastones		Estribos
			Positivo	Negativos	Positivos	Negativos	
1 - 5	300	20 x 80	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
2 - 4	300	20 x 40	4 # 5	4 # 5	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15
2' - 3'	500	20 x 40	4 # 4	4 # 4	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15
2' - 3'	200	20 x 40	4 # 4	4 # 4	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15
A - I	300	20 x 80	4 # 5	4 # 5	4 # 6	4 # 6	#3 @ 10
B - H	300	20 x 40	4 # 4	4 # 4	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15
B - H	400	20 x 40	4 # 5	4 # 5	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15
D - F	400	20 x 40	4 # 5	4 # 5	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15
E	400	20 x 40	4 # 5	4 # 5	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15

Dintel	L (cm)	sección (cm)	Varillas Corridas		Bastones		Estribos	Ramas
			Positivo	Negativos	Positivos	Negativos		
2 - 4	200	20 x 40	4 # 6	4 # 6	4 # 6	4 # 6	#3 @ 10	4
C - G	200	20 x 40	4 # 6	4 # 6	2 # 6	2 # 6	#3 @ 10	4
D - F	200	20 x 40	4 # 4	4 # 4	2 # 5	2 # 5	#3 @ 15	2

Apéndice.

• **Torre México.**

Muro		L (cm)	Espesor	Barras	Barras	Barras
Ejes	Nivel	(cm)	(cm)	de punta	Horizontal	Vertical
1 - 5	1 - 10	200	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
1 - 5	1 - 10	400	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
2 - 4	1 - 10	200	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
2 - 4	1 - 10	600	25	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	600	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
2' - 3'	1 - 10	600	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	600	20	4 # 6	#4 @ 20	#4 @ 20
3	1 - 10	1000	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	1000	20	4 # 5	#4 @ 20	#4 @ 20
A - I	1 - 10	200	25	4 # 6	#4 @10	#4 @10
	11 - 20	200	20	4 # 6	#4 @10	#4 @10
A - I	1 - 10	400	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15
B - H	1 - 10	200	25	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
C - G	1 - 10	800	25	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	800	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
C - G	1 - 10	400	25	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
C' - F'	1 - 10	400	25	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	400	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
D - F	1 - 10	200	25	4 # 5	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	200	20	4 # 5	#4 @15	#4 @15
E	1 - 10	600	25	4 # 6	#4 @15	#4 @15
	11 - 20	600	20	4 # 6	#4 @15	#4 @15

Losa	espesor	Dirección	Rectas		Bastones	
	(cm)		Alta	Baja	Alto	Bajo
Azotea	12	X	-	#3 @ 20	#3 @ 15	-
	12	Y	-	#3 @ 25	#3 @ 20	-
Planta Tipo	12	X	-	#3 @ 20	#3 @ 15	-
	12	Y	-	#3 @ 25	#3 @ 20	-

Apéndice.

Trabes Ejes	Nivel	L (cm)	Sección (cm)	Varillas Corridas		Bastones		Estribos
				Positivo	Negativos	Positivos	Negativos	
1 - 5	1 - 10	300	25 x 80	4 # 6	4 # 6	4 # 6	4 # 6	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 80	4 # 6	4 # 6	4 # 6	4 # 6	#3 @ 10
2 - 4	1 - 10	500	25 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
	11 - 20		20 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
2 - 4	1 - 10	300	25 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
2 - 4	1 - 10	200	25 x 40	4 # 4	4 # 4	2 # 5	2 # 5	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 40	4 # 4	4 # 4	2 # 5	2 # 5	#3 @ 10
2' - 3'	1 - 10	300	25 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
2' - 3'	1 - 10	200	25 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
A - I	1 - 10	300	25 x 80	4 # 6	4 # 6	4 # 6	4 # 6	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 80	4 # 6	4 # 6	4 # 6	4 # 6	#3 @ 10
B - H	1 - 10	600	25 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
	11 - 20		20 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
C - G	1 - 10	200	25 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
D - F	1 - 10	600	25 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
	11 - 20		20 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
D - F	1 - 10	400	25 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
	11 - 20		20 x 60	4 # 6	4 # 6	4 # 5	4 # 5	#3 @ 15
E	1 - 10	400	25 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10
	11 - 20		20 x 40	4 # 4	4 # 4	4 # 5	4 # 5	#3 @ 10

Anexo fotográfico.

En CD. Biblioteca Conjunta Dr. Enzo Levi. Universidad Nacional Autónoma de México.

Anexo mapas.

En CD. Biblioteca Conjunta Dr. Enzo Levi. Universidad Nacional Autónoma de México.