



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL EDIFICIO CCUT
EMPLEANDO ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS HÍBRIDOS Y LOS PROPORCIONADOS
POR EL SISTEMA DE ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

T E S I N A

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

SANABRIA HERNÁNDEZ FERNANDO ADONAI

DIRECTOR DE TESINA: **DR. LEONARDO RAMÍREZ GUZMÁN**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD.MX., FEBRERO 2024

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, a mi hermana y hermano, que siempre estuvieron para apoyarme en cada situación, sin importar lo difícil que fuera.

Agradezco a mi profesor, Leonardo, por el apoyo, la confianza y las oportunidades brindadas. Gracias por compartir tus conocimientos y el gusto por el saber.

A mis amigos de la carrera y del posgrado, que hicieron más fácil y agradable el camino académico y con quienes compartí gratos momentos.

A mis amigos becarios del Instituto de Ingeniería, por el impulso mutuo y compartir esa pasión por el conocimiento.

Al instituto de ingeniería de la UNAM, por permitirme realizar mi trabajo dentro de esta prestigiosa institución.

A la Coordinación de Instrumentación Sísmica, por brindarme los registros sísmicos utilizados en este trabajo.

También agradezco al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías por la beca otorgada para realizar mis estudios de especialidad.

Además de estar agradecido con mis sinodales, por su tiempo a mejorar este trabajo. A mis profesores de carrera y de especialidad, el enorme esfuerzo que implica la enseñanza.

DEDICATORIAS

A mis padres:

*Carmen Hernández, por todo su esfuerzo y apoyo incondicional,
quien ha sido mi soporte cada día
Emilio Sanabria, por alentarme a lograr todo lo que me proponga
y enseñarme a nunca rendirme*

A mis hermanos:

Ana y Oscar, quienes han estado siempre impulsándome a seguir adelante

Página dejada en blanco intencionalmente

Contenido

RESUMEN	3
ABSTRACT	4
INTRODUCCIÓN	5
OBJETIVOS Y ALCANCES	7
1. EDIFICIO CCUT	8
1.1 Sistema estructural	9
1.2 Cimentación	14
1.3 Intervenciones al sistema estructural	14
1.3.1 Superestructura	14
1.3.2 Cimentación	16
1.4 Instrumentación Sísmica	17
1.5 Respuesta dinámica a eventos fuertes	18
2. SISMICIDAD REGIONAL Y PELIGRO SÍSMICO EN EL VALLE DE MÉXICO	20
2.1 Sismicidad regional en México	21
2.1.1 Regionalización sísmica	23
2.1.2 Zonificación del Valle de México.....	24
2.2 Peligro sísmico regional y en el Valle de México	25
2.3 Efectos de Sitio	27
3. GENERACIÓN DE SEÑALES SINTÉTICAS	28
3.1 Introducción	28
3.1.1 Magnitud e Intensidad	29
3.1.2 Tipos de ondas sísmicas.....	31
3.1.3 Generalidades de un sismograma sintético	34
3.2 Técnicas para generar registros sintéticos	38
3.3 Funciones de Green Empíricas	39
3.3.1 Funciones de Green Empíricas (Ordaz et al., 1995, Jaimes et al., 2008).....	40
3.4 Método híbrido	41
3.4.1 Modelo de velocidades 3D para baja frecuencia	44
3.4.2 Alta frecuencia y filtro de pegado.....	46
3.5 Consideraciones en la simulación de señales	47
3.5.1 Fuentes sísmicas empleadas.....	47
3.5.2 Catálogo de Semillas: filtrado y procesado de acelerogramas	48

3.5.3 Efectos de sitio en el CCUT.....	49
3.6 Acelerogramas proporcionados por el SASID.....	51
3.6.1 Método de generación de acelerogramas sintéticos por el SASID	51
4. ANÁLISIS DINÁMICO.....	57
4.1 Análisis dinámico paso a paso.....	57
4.1.2 Método de Newmark	59
4.2 Consideraciones del análisis paso a paso según las NTC-DS 2017.....	60
4.2.1 Demanda sísmica de sintéticos generados por el SASID.....	61
4.2.2 Demanda sísmica de sintéticos generados mediante FGE	64
4.2.3 Demanda sísmica de sintéticos Híbridos	65
4.3 Comparativa entre demandas sísmicas	66
4.3.1 Revisión del estado límite de servicio por distorsiones	66
4.4 Interacción suelo-estructura.....	67
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	69
5.1 Análisis y condiciones de carga	69
5.2 Factores de carga y combinaciones.....	70
5.3 Modelación del sistema estructural	71
5.3.1 Materiales	71
5.3.2 Rigideces efectivas	72
5.3.3 Particularidades del modelado	73
5.3.4 Cimentación.....	76
6. RESULTADOS Y EVALUACIÓN	78
7. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	90
Referencias	92

RESUMEN

En este trabajo se revisa el estado límite de servicio por distorsiones, mediante un análisis dinámico paso a paso utilizando acelerogramas sintéticos, de la torre del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT). La estructura es un edificio alto ubicado en la zona de lago de la Ciudad de México.

Empleando una base de datos de eventos sísmicos, asociados a grandes terremotos, registrados en la estación de pozo y campo libre del edificio CCUT se construyeron sismogramas sintéticos, que, junto con simulaciones numéricas adecuadas para bajas frecuencias, permitieron la generación de acelerogramas sintéticos, posibilitando el análisis dinámico.

Además, se compararon tres métodos para la generación de sismogramas sintéticos, incluyendo el utilizado en la reglamentación de construcción por sismo de la Ciudad de México (2017), generado por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño SASID (Kohrs-Sansorny et al., 2005). Los otros dos métodos fueron el de las funciones de Green Empíricas (Ordaz et al., 1995; Jaimes et al., 2008) y un método Híbrido (Liu et al., 2006; Ramírez-Guzmán et al., 2015). Se concluyó que, análisis más meticulosos en bandas de frecuencia mayores provocan respuestas estructurales significativamente diferentes, pudiendo tener un impacto relevante en la revisión final. Tal es el caso de los edificios altos, donde los modos superiores tienen una participación considerable en la respuesta global del sistema.

ABSTRACT

In the present study, a review of the serviceability limit state due to distortions of the Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT) tower is conducted. CCUT is a tall building located in the lake zone of Mexico City. The latter was accomplished through a step-by-step dynamic analysis using synthetic accelerograms.

Using a database of seismic events, all associated with major earthquakes recorded at the CCUT building's borehole and free-field station, we crafted synthetic seismograms. These, along with appropriate numerical simulations for low frequencies, enabled the generation of synthetic accelerograms, facilitating the dynamic analysis.

Furthermore, a comparative assessment of the building's response due to accelerograms is carried out, employing three distinct methods: 1) the one used by the Seismic Design Action System Diseño SASID (Kohrs-Sansorny et al., 2005), 2) the Empirical Green's Functions (Ordaz et al., 1995; Jaimes et al., 2008) and 3) a hybrid method (Liu et al., 2006; Ramírez-Guzmán et al., 2015). The conclusion drawn is that more meticulous analyses in higher frequency bands lead to significantly different structural responses, potentially having a relevant impact on the final assessment. This is particularly evident in tall buildings, where higher modes play a considerable role in the overall structural system response.

INTRODUCCIÓN

La constante actividad sísmica y sus efectos a lo largo de la historia, reflejados en los últimos eventos ocurridos en el mundo, sigue siendo un reto para la ingeniería. Por lo anterior, es importante seguir desarrollando estudios enfocados a la comprensión de los procesos sismológicos y de la ingeniería sísmica encaminados a la disminución de los daños producidos a la sociedad.

Si bien es cierto que en las últimas décadas se han desarrollado métodos de diseño y revisión de estructuras que han demostrado ser efectivos en aplicaciones de ingeniería cotidianas, especialmente en situaciones que requieren un análisis acorde a las condiciones específicas, como el análisis estático o dinámico modal espectral, hay casos que demandan un análisis más minucioso, como es el caso de los edificios altos con el análisis paso a paso. Esto es evidente en estructuras complejas, donde hay que contar con registros de aceleraciones que permitan un análisis detallado en el dominio del tiempo. También, es importante reconocer que las estructuras de gran altura demandan análisis de mayor profundidad, los cuales necesariamente involucran la utilización de acelerogramas generados de manera artificial. Estos acelerogramas tienen como objetivo representar el movimiento del terreno, y deben estar en consonancia con las características sísmicas locales. Lo anteriormente mencionado es fundamental para obtener resultados que no solo respalden la seguridad de estas estructuras, sino que también contribuyan a la reducción del riesgo y fortalezcan la resiliencia sísmica.

Es fundamental tener presente que, si bien la utilización de registros reales de sismos en el análisis resulta útil para la validación de modelos estructurales y técnicas de análisis, contribuyendo a mejorar la confiabilidad de dichos modelos, tiene limitaciones. Entre estas limitaciones se encuentra la carencia de registros históricos disponibles y la necesidad en ciertos análisis de ajustar características específicas del sismo, como la magnitud, la distancia epicentral, entre otras, con el fin de adaptar el escenario sísmico acorde a las exigencias particulares del análisis.

En este contexto, existen una variedad de métodos para la generación de señales sísmicas sintéticas, cada uno utiliza enfoques y técnicas distintas. Estos métodos pueden clasificarse como empíricos, físicos o híbridos. Aunque en la actualidad existen diferentes criterios para la selección de estos registros sintéticos, no se ha alcanzado un consenso en cuanto a la adopción de una metodología única.

El contenido de este trabajo se divide en un total de seis capítulos:

En el primer capítulo se presenta el caso de estudio, describiendo el sistema estructural del edificio y su desempeño ante eventos sísmicos fuertes. Posteriormente se aborda de manera general la importancia de la sismicidad regional en México y su importancia aplicada al análisis y diseño de estructuras sismorresistentes. En el siguiente capítulo se exponen los métodos de generación de acelerogramas sintéticos que acompañan a los análisis rigurosos de las estructuras, con los cuales se trabajará en los capítulos subsiguientes. Después se detalla el análisis dinámico considerado y las demandas sísmicas empleadas para cada método de generación de sintéticos, así como el parámetro central con el que se evalúa el edificio CCUT. En el capítulo cinco se discuten las consideraciones en el análisis y modelación de la estructural. Finalmente, se dan a conocer los resultados para cada metodología y la correspondiente comparación, resaltando los aspectos más relevantes de la respuesta dinámica.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Los dos objetivos presentes en este trabajo son:

- 1) Evaluar la respuesta dinámica del edificio CCUT mediante el análisis dinámico paso a paso lineal, considerando tres diferentes tipos de demandas sísmicas, el cual permita comparar metodologías ya existentes y propuestas emergentes en la generación de señales sintéticas en México.
- 2) Comparar el uso de estos métodos en las aplicaciones prácticas en la ingeniería, por ello se pretende la comparación directa con las metodologías que actualmente son aceptadas en reglamentos importantes como la norma para diseño por sismo de la Ciudad de México, actualización 2017.

El alcance de este proyecto se centra en la comparación de las metodologías mencionadas con un modelo tridimensional ya existente, evaluando el comportamiento de un edificio alto, de 86 metros de altura, con base en lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias 2017 y comparando dichas metodologías con la revisión del estado límite de servicio por distorsiones. Este trabajo no considera comparaciones directas con registros sísmicos reales debido a limitaciones como la ausencia de especificaciones normativas que guíen la selección y aplicación de estos registros en análisis paso a paso.

EDIFICIO CCUT

La estructura en estudio es la torre del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT). El proyecto de construcción del edificio de la Torre, localizado en Tlatelolco, Cuauhtémoc, Ciudad de México, inició en el año 1963 y culminó en 1966. El 19 de septiembre de 1985 el edificio soportó el terremoto que devastó a la ciudad, pero quedó dañado, lo que fue motivo de constantes reparaciones hasta la década de los noventa. En 2006, la UNAM asumió la responsabilidad del inmueble y desde entonces implementó un sistema de monitoreo para evaluar su comportamiento.

La definición de un edificio alto es intrínsecamente subjetiva y depende del criterio establecido para su clasificación. El Consejo de Edificios Altos y Hábitat Urbano (CTBUH, 2010) ha desarrollado estándares internacionales para la medición y definición precisa de estas estructuras. Aunque el número de pisos se presenta comúnmente como indicador, su relatividad emerge debido a las variaciones en la altura de piso a piso entre distintos edificios, considerando así la altura relativa al contexto.

En términos generales, el CTBUH clasifica los edificios según las siguientes categorías:

1. Edificios Bajos: Altura hasta 4 pisos o alrededor de 15 metros.
2. Edificios Medianos: Altura entre 5 y 14 pisos, o alrededor de 15 a 50 metros.
3. Edificios Altos: Altura generalmente mayor de 14 pisos, o superior a 50 metros.
4. Edificios Superaltos: Altura superior a 300 metros.

Otra clasificación propuesta establece que un edificio puede ser considerado alto si supera los 20 pisos o los 60 metros de altura libre, siempre y cuando su relación de aspecto cumpla con $H/B > 5$ (Fratelli, 1998).

Un edificio alto, como la torre del CCUT, la altura se convierte en el principal parámetro de diseño debido a las fuerzas laterales y las distorsiones inherentes. Estudios sugieren que un análisis dinámico modal espectral, basado en un espectro de diseño normativo, puede no captar de manera exhaustiva el impacto que un movimiento sísmico de periodo prolongado en zona de terreno blando ejerce sobre edificios altos, lo cual impone requisitos más estrictos para este tipo de estructuras (GCM, 2020). El análisis dinámico paso a paso se considera para la revisión de la seguridad estructural de edificios altos, utilizando como demandas conjuntas de acelerogramas de diseño.

1.1 Sistema estructural

El Centro Cultural Universitario Tlatelolco se compone de un conjunto agrupado de tres edificios bajos y una torre (figura 1.1), que actúa como estructura principal. La altura de azotea para los cuerpos bajos es de +11.90 m y para la torre de +86.29 m desde el nivel de banquetea. El conjunto comparte un mismo cajón de cimentación conectado mediante contratrabes.

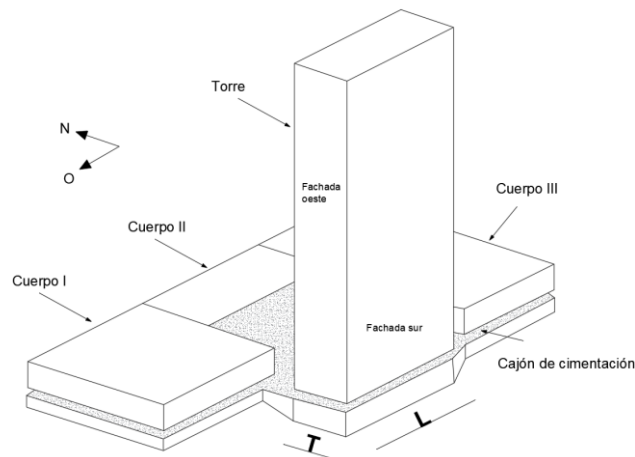


Figura 1.1 Conjunto de edificios del CCUT. T indica el lado transversal y L el longitudinal (Murià-Vila et al., 2018).

Con respecto a la torre, la distribución de cada nivel está dada por (PB) con 6.22 m de altura de entrepiso, (N1 – N20) de 3.60 m, Azotea (AZ), un piso de maquinaria (PM) y un nivel de cubierta de elevadores (CE), el cual consta de un núcleo oriente destinado como helipuerto. El sótano (S) se encuentra a diferentes niveles; del eje 6 al 10 a una profundidad de -3.60 m y del eje 10 al 12 a una profundidad de -2.30 m, ilustrado en la figura 1.3. Finalmente, un nivel de cimentación (C) a -6.7 m. Las dimensiones del edificio rectangular son de 41.87×18.5 m, cuya relación de aspecto H/B es de 4.8.

La estructuración de la torre (figura 1.2), en la dirección Longitudinal, fachada Norte y Sur, se conforma por muros de concreto reforzado de sección E, conectados por vigas de acoplamiento de concreto. En la dirección transversal, en la fachada Este, el sistema estructural se compone por muros de concreto unidos mediante vigas de acoplamiento. La fachada Oeste posee un solo muro de concreto. Los cubos de elevadores y escaleras se constituyen por muros de mampostería simple (bloque de concreto $9.3 \times 20 \times 40$ cm), muro capuchino y columnas de concreto rectangulares de diferentes dimensiones.

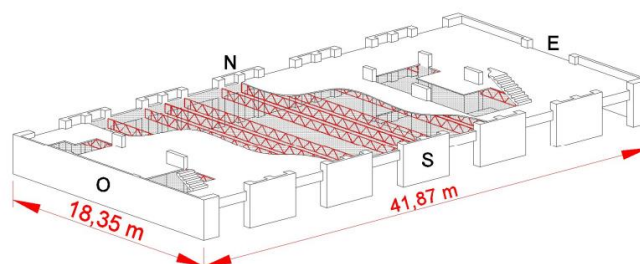


Figura 1.2 Corte en isométrico de la torre, planta tipo (Aguilar, 2016).

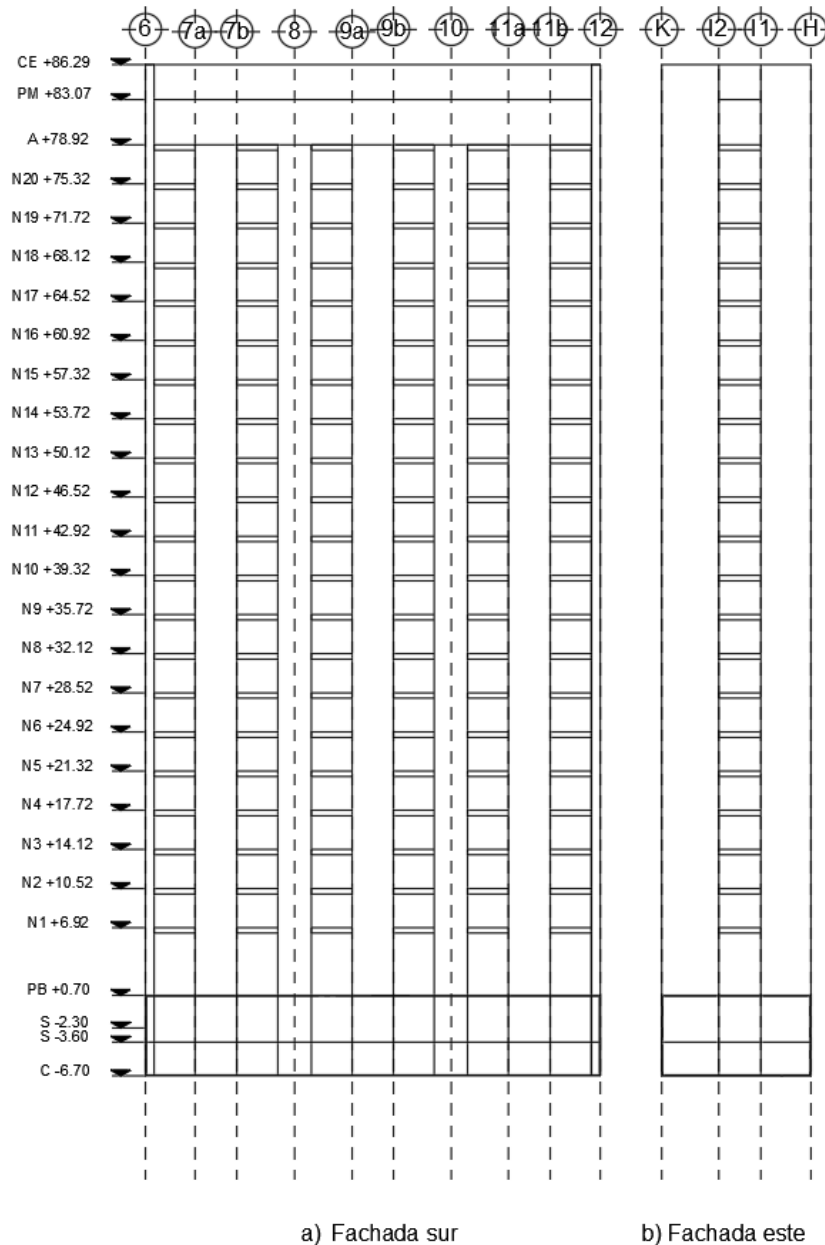


Figura 1.3 Vista en elevación de la estructuración (Murià-Vila et al., 2018).

Los muros de sección E (tabla 1.1 y figura 1.4) están formados por muros de 4.3 m confinados por 3 columnas, con una base de 60 cm y un peralte variable que va desde 50 a 80 cm unidos por el alma del muro de 30 cm de espesor en el sótano, variando descendientemente hasta 15 cm en los últimos niveles. Cada sistema de muro está unido mediante vigas de acoplamiento de 25x86 cm y 25x116 cm para el Nivel 1.

En la fachada del lado este se compone de 2 muros rectangulares de concreto reforzado (tabla 1.2 y figura 1.5) de espesor variable (30 cm hasta 24 cm en los niveles más altos), unidos mediante una viga de acoplamiento de 35 x 86 cm y 35 x 116 cm (N1). Los extremos externos de cada muro cuentan con una columna de 151.5 x 60 cm y en su otro extremo interno tienen columnas de 50 x 60 cm. La fachada de lado oeste se forma por un muro de concreto reforzado (tabla 1.3 y figura 1.6) de espesor variable (30 cm hasta 15 cm).

Tabla 1.1 Configuración de secciones transversales de muros E por nivel de fachada Norte y Sur (adaptado de SRE, 1963)

Entrepiso	f _c kg/cm ²	Peralte Col. cm	Refuerzo columna	Espesor Muro cm	Refuerzo Muro	
					Vertical	Horizontal
N17 - A	210	50	8#8+4#4 E#3 @20	15	1#4 @20	1#4 @20
N15 - N17	280	50	8#8+4#4 E#3 @20	15	1#4 @20	1#4 @20
N10 - N15	280	60	4#10+4#8+4#4 E#4 @30	20	1#4 @20	1#4 @20
N8 - N10	350	60	4#10+4#8+4#4 E#4 @30	20	1#4 @20	1#4 @20
N1 - N8	350	70	8#10+6#4 E#4 @20	20	1#4 @15	1#4 @15
PB - N1	350	80	8#10+6#4 E#4 @20	20	1#4 @15	1#4 @15
C a PB	350	80	8#10+2#4 E#4 @20	30	1#4 @15	1#4 @30

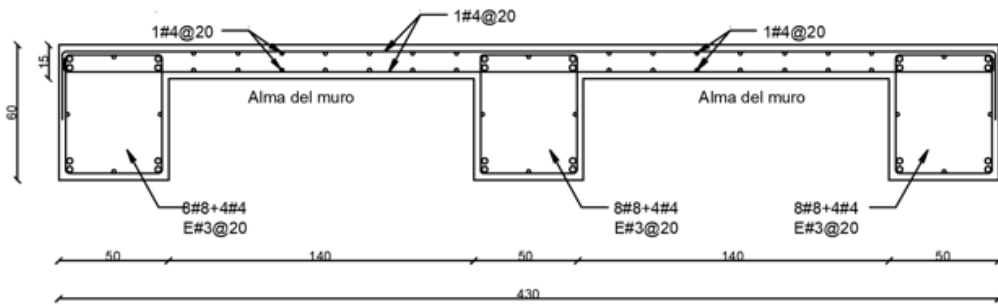


Figura 1.4 Ejemplo de sección transversal de muros E por nivel de fachada Norte y Sur (adaptado de SRE, 1963).

Tabla 1.2 Configuración de secciones transversales de muros por nivel de fachada Este (adaptado de SRE, 1963).

Entrepiso	f _c kg/cm ²	Peralte Col. cm	Refuerzo columna	Peralte Col. cm	Refuerzo columna	Espesor Muro cm	Refuerzo Muro	
							Vertical	Horizontal
N17 - A	210	30	4#8+2#4 E#2.5 @20	145.5	12#10+8#4 2E#4 @30	15	1#4 @20	1#4 @20
N11 - N17	280	30	4#8+2#4 E#2.5 @20	145.5	4#12+8#10+8#4 2E#4 @30	18	1#5 @20	1#4 @20
N10 - N11	280	30	4#8+4#6+2#4 E#2.5 @30	145.5	8#12+4#10+8#4 2E#4 @25	18	1#5 @20	1#4 @15
N6 - N10	350	30	4#8+4#6+2#4 E#2.5 @30	145.5	8#12+4#10+8#4 2E#4 @25	18	1#5 @20	1#4 @15
PB - N6	350	30	4#8+4#6+2#6 E#2.5 @20	145.5	16#12+8#4+8#4 2E#4 @20	18	1#5 @15	1#4 @15
C - PB	350	30	4#8+4#6+2#3 E#2.5 @20	145.5	16#12 E#4 @20	30	1#4 @15	1#4 @30

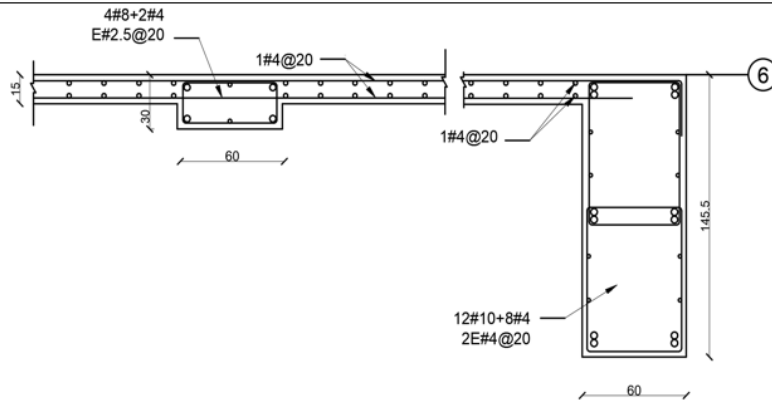


Figura 1.5 Ejemplo de sección transversal de muros E por nivel de fachada Este (adaptado de SRE, 1963).

Tabla 1.3 Configuración de secciones transversales de muros por nivel de fachada Oeste (adaptado de SRE, 1963).

Entrepiso	f _c kg/cm ²	Peralte Col. cm	Refruerzo columna		Espesor Muro cm	Refruerzo Muro				
			Peralte Col. cm	Refruerzo columna		Vertical	Horizontal			
N15 - A	210	50	8#8+2#4	E#2.5 @15	151.5	12#10+8#4	2E#4 @30	24	1#5 @20	1#4 @25
N10 - N15	280	50	8#10+2#4	E#4 @30	151.5	4#12+8#10+8#4	2E#4 @30	24	1#5 @20	1#4 @25
N5 - N10	350	50	8#12+2#4	E#4 @25	151.5	8#12+4#10+8#4	2E#4 @25	24	1#5 @20	1#4 @20
PB - N5	350	50	12#12+2#4	E#4 @20	151.5	8#12+4#10+8#4	2E#4 @25	24	1#5 @20	1#4 @20
C - PB	350	50	12#12+1#4	E#4 @20	151.5	8#12+4#10	E#4 @25	30	1#4 @15	1#4 @30

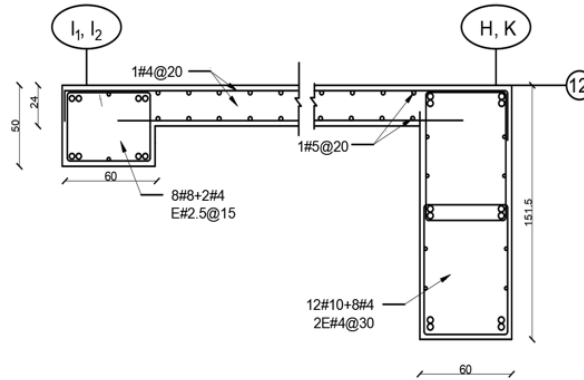


Figura 1.6 Ejemplo de sección transversal de muros E por nivel de fachada Oeste (adaptado de SRE, 1963).

Las características de las vigas de acoplamiento que unen a los muros de sección E en la fachada norte y sur, y los muros en el lado este se muestran en la tabla 1.4 y figura 1.7

Tabla 1.4 Configuración de secciones transversales de las vigas de acoplamiento (adaptado de SRE, 1963).

Entrepiso	Eje	f _c kg/cm ²	Peralte Viga cm	Base cm	Refruerzo inferior	Refruerzo central	Refruerzo superior	Estribos
N20 - N21	H y K	210	86	25	2#8	2#2.5	2#8	E#2.5@20
N16 - N19	H y K	210	86	25	3#8	2#3	4#8	E#2.5@15
N11 - N15	H y K	210	86	25	2#10+1#8	2#3	2#10+2#8	E#3@20
N2 - N10	H y K	280	86	25	3#10	2#3	4#10	E#3@15
N1	H y K	280	116	25	2#10+1#8	2#4	2#10+2#8	E#3@15
N19 - A	12	210	86	35	4#10	2#3	4#10	E#4@20
N15 - N18	12	210	86	35	2#12+2#10	2#3	2#12+2#10	E#4@20
N2 - N14	12	280	86	35	4#12	2#3	4#12	E#4@20
N1	12	280	116	35	3#12	2#4	3#12	E#4@20

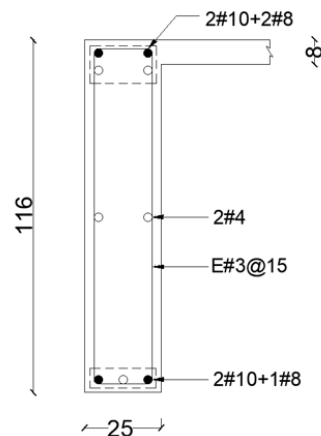


Figura 1.7 Ejemplo de sección transversal de viga de acoplamiento (adaptado de SRE, 1963).

Para planta baja se cuenta con una losa reticular, con nervaduras de 40 cm de peralte y bases de 25 cm.

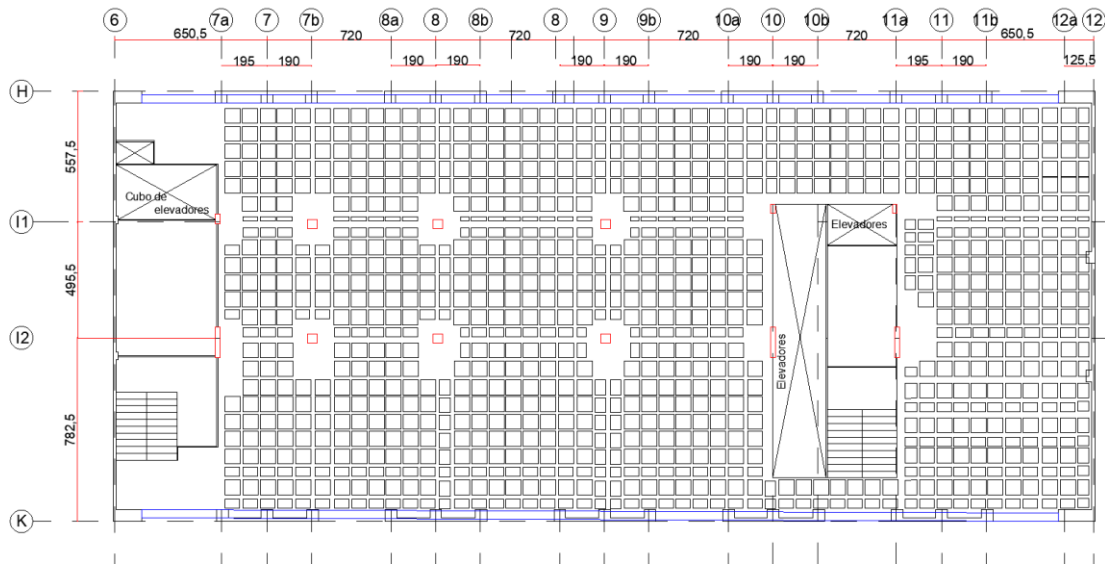


Figura 1.8 Estructuración de losa nervada, planta baja (adaptado de SRE, 1963).

En cuanto a las losas del N1 al AZ (Losa planta tipo, figura 1.9), cada columna que confina a los muros de sección E se une mediante una viga metálica de alma abierta que soportan a una losa de concreto armado de 8 cm de espesor (figura 1.10).

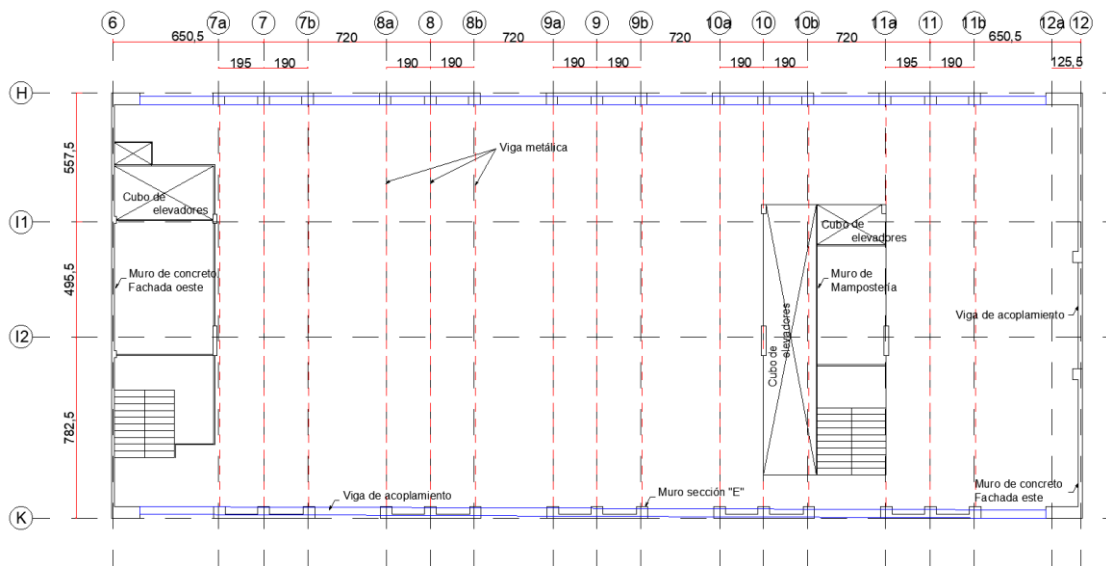


Figura 1.9 Losa en planta tipo. Principales elementos estructurales y no estructurales (adaptado de SER, 1963).

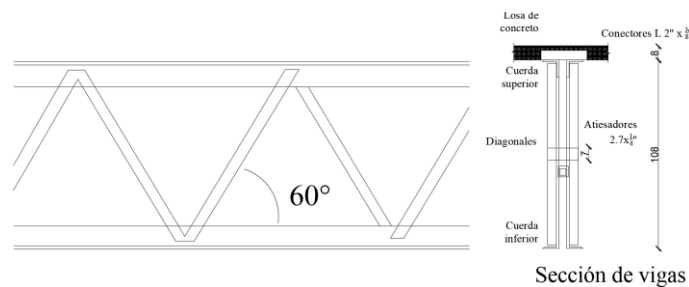


Figura 1.10 Viga metálica y losa de concreto. Características de los niveles N1 a Azotea (adaptado de SRE, 1963)

1.2 Cimentación

La torre consta de un cajón de cimentación desplantado a 6.7 m de profundidad, por debajo del nivel de banqueta, rodeado de muros de 7.3 m de altura y 30 cm de espesor que conectan con un emparrillado de contratrabes de 3 y 4.3 m de peralte con un ancho de base de entre 60 a 70 cm. Los muros del cajón dan soporte a losas cóncavas de 18 cm de espesor a una profundidad que va hasta los 88 cm por debajo del cajón. El proyecto original, por debajo del cajón, tenía 156 pilotes de fricción de 50 cm a una profundidad de 25 m. En la figura 1.11 se presenta una vista de la configuración general de la cimentación.

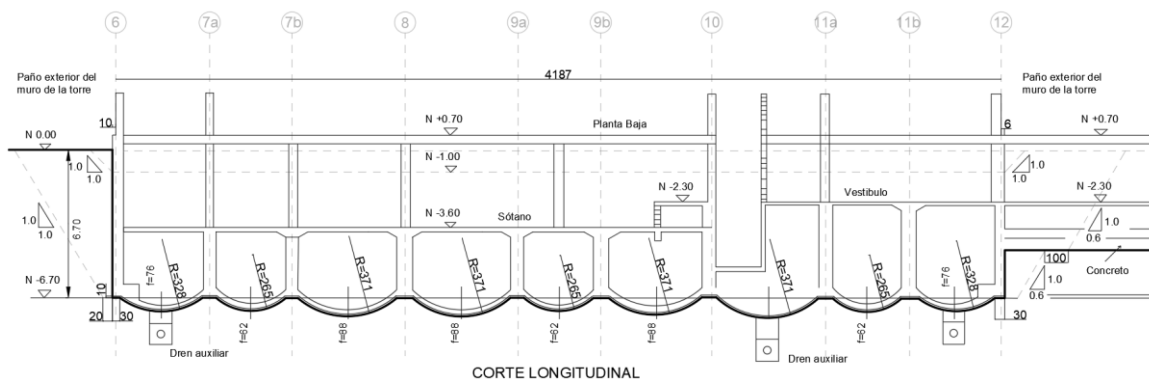


Figura 1.11 Cajón de cimentación, muros y contratrabes. Corte longitudinal en cm (adaptado de SRE, 1963).

1.3 Intervenciones al sistema estructural

1.3.1 Superestructura

Debido a los daños moderados durante los sismos de 1985, en 1987 se reforzaron las columnas de los ejes 6 y 12 – I2, mediante un encamisado de concreto armado. La última rehabilitación de la estructura fue concluida en 2009, y consistió en rigidizar la torre mediante diagonales de acero en la dirección transversal, cruces de contraventeo de acero en tres niveles distintos, y el reforzamiento de varias vigas de acoplamiento con mallas de fibra de carbono (Murià Vila et al, 2018).

Los contravientos se colocaron en los ejes 7, 8, 9 y 11 y consisten en dos secciones armadas de tipo canal (espalda con espalda), que van de la columna de fachada del lado norte a la columna de fachada sur, a cada tres niveles desde el nivel 1 al nivel 18; y desde el nivel sótano hasta el N1 (ver figura 1.12).

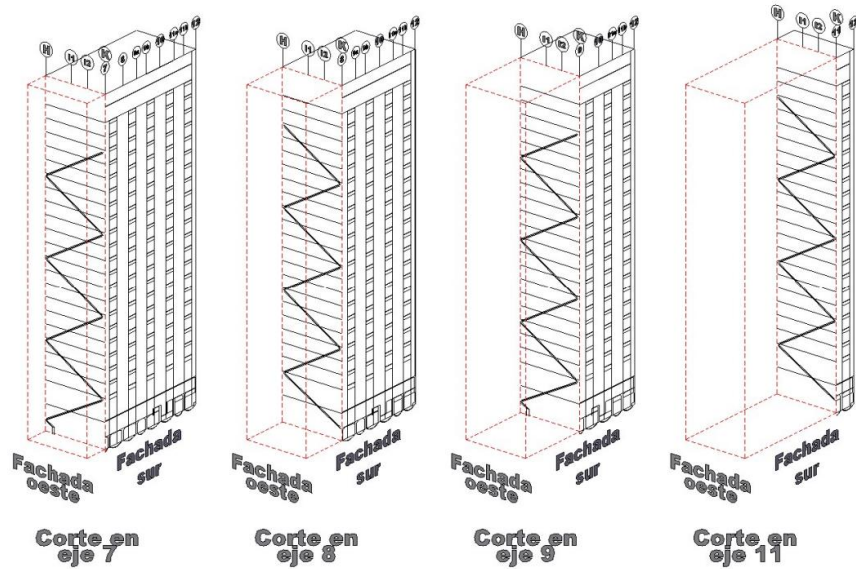


Figura 1.12 Rehabilitación a base de contraviento (Aguilar, 2016).

Por otra parte, las cruces de contraviento metálicas se implementaron en los niveles 5, 11 y 17, en toda la fachada, excepto en el lado oeste. Para el nivel 17 la distribución solo se dió entre los ejes 8 – 9a y 9b – 10, ilustrado en la figura 1.13.

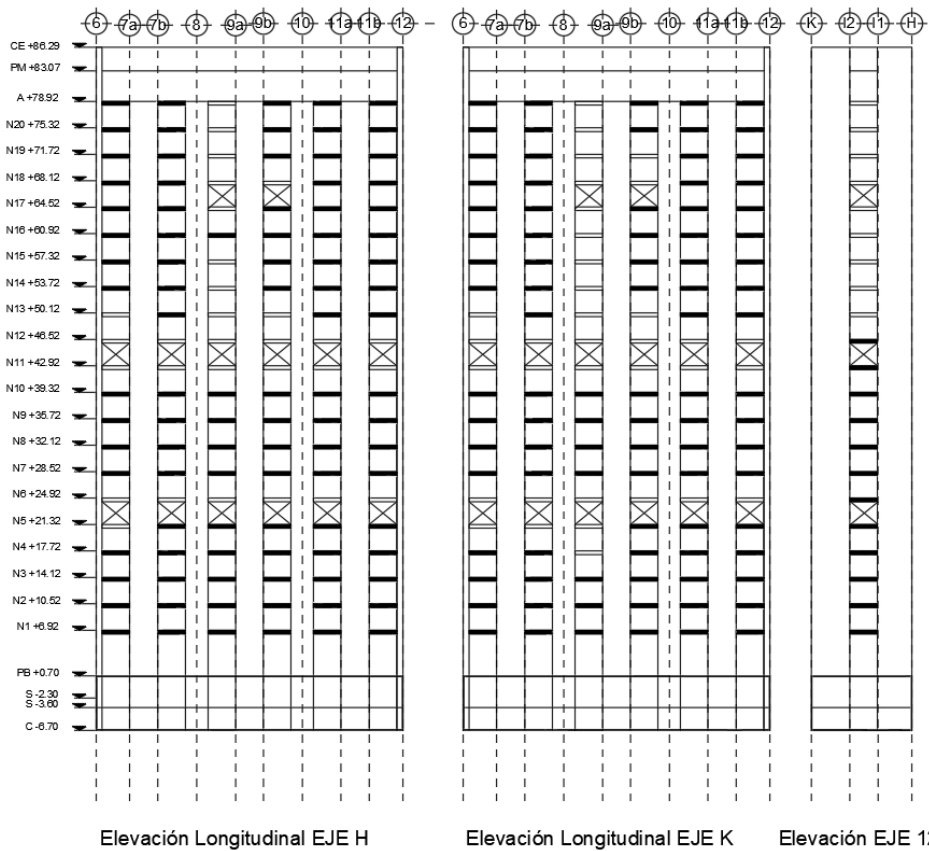


Figura 1.13 Distribución de cruces metálicas de contraviento en fachadas. Reforzamiento de vigas de acoplamiento (vigas sombreadas) (Aguilar, 2016).

1.3.2 Cimentación

La cimentación ha sido objeto de diversas intervenciones, abarcando desde la implantación de pilotes electromecánicos y de control de capacidad, hasta la ejecución de procesos de recimentación en múltiples ocasiones. El esquema presente en la figura 1.14 ilustra la condición actual de la cimentación y todas las modificaciones desde 1964 en adelante.

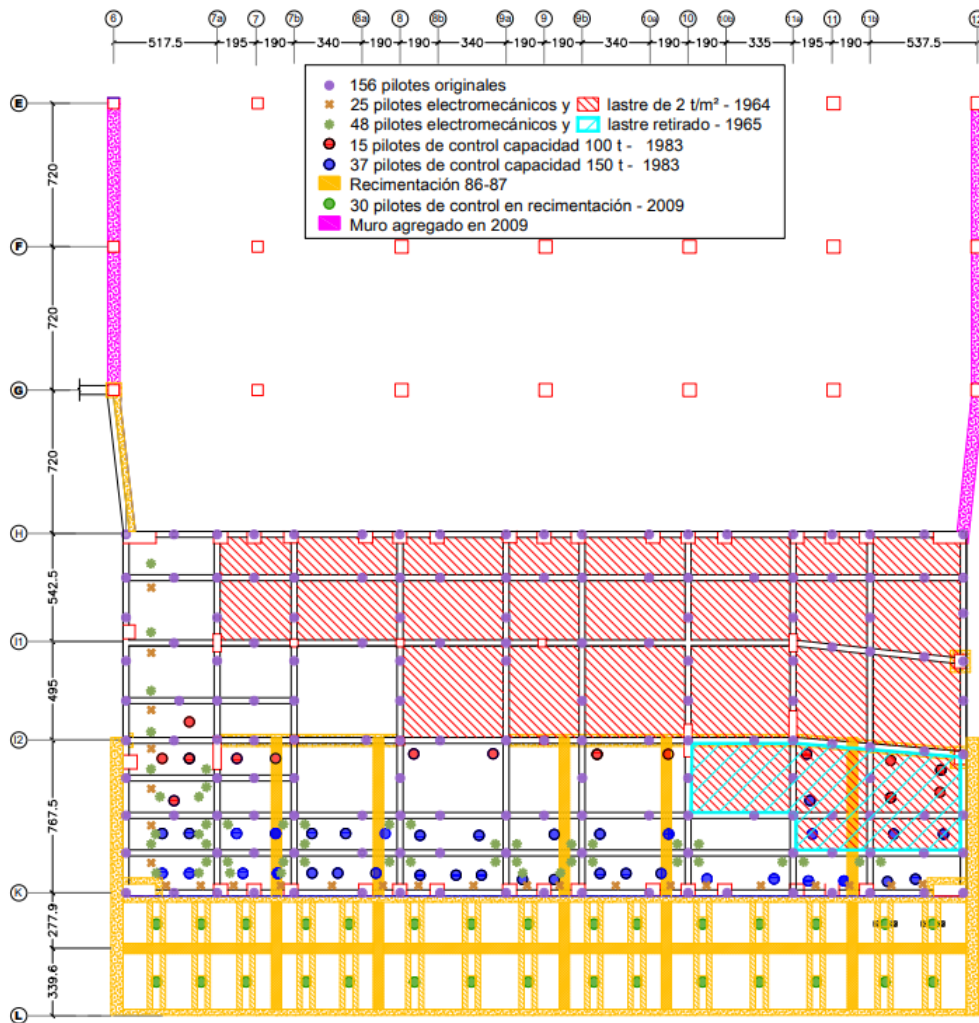


Figura 1.14 Vista de cimentación y modificaciones a lo largo del tiempo (Aguilar, 2016).

Durante los años sesenta y setenta se iniciaron las primeras intervenciones, se colocaron pilotes y traveses, pero este problema no se resolvió debido a que el problema radica en el subsuelo. En 1991 se reanudaron las labores abriéndose 34 pozos de 12 metros de profundidad, en el lado norte se extraía agua y del sur se inyectaba el líquido para evitar el hundimiento.

1.4 Instrumentación Sísmica

El CCUT es uno de los edificios más instrumentados en México para registrar su respuesta sísmica ante eventos de gran intensidad. Para monitorear la respuesta estructural y evaluar el desempeño esperado del edificio, el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) instaló una instrumentación para registro sísmico e implementó un sistema de alerta estructural para estimar automáticamente el posible estado físico del edificio. La instrumentación opera desde diciembre de 2008 y consiste en una red de 28 servo-acelerómetros (Murià Vila et al., 2018). Los acelerómetros están ubicados en diferentes puntos del edificio, el terreno circundante y el subsuelo, así como de un sistema GPS de alta resolución para medir los desplazamientos relativos entre la azotea y la base, como se muestra en la figura 1.15.

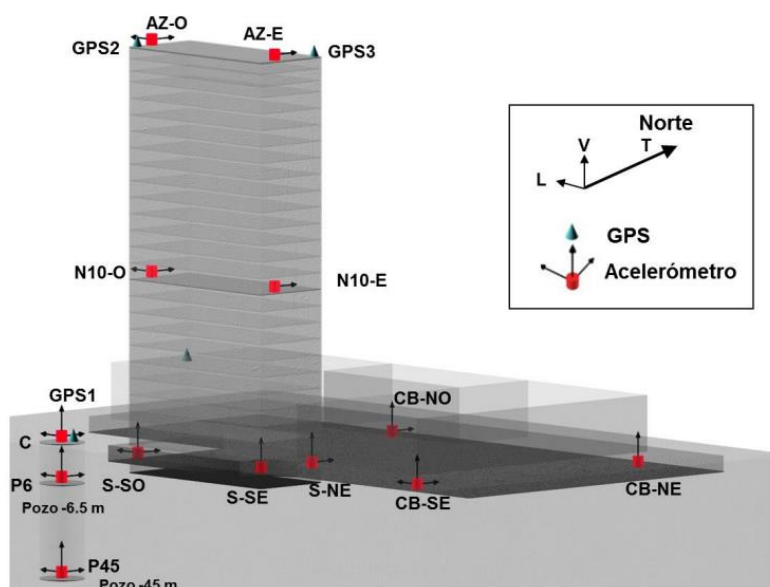


Figura 1.15 Localización de la instrumentación del edificio CCUT, GPS y acelerómetros (Murià-Vila et al., 2018).

La resolución de los acelerómetros es adecuada para registrar tanto la vibración ambiental como movimientos sísmicos de gran intensidad. En un periodo de cerca de nueve años se han registrado más de 25 eventos sísmicos de pequeña, moderada y gran intensidad.

Se han hecho estudios recientes de la respuesta del edificio ante eventos sísmicos registrados con acelerómetros, así como registros y análisis de los desplazamientos y desplomes registrados con el sistema GPS entre febrero de 2011 y abril de 2018. Específicamente se ha tenido en cuenta los efectos del sismo del 19 de septiembre de 2017 para evaluar el desempeño del edificio, en términos de los desplazamientos, desplomos y aceleraciones registrados, así como la variación de sus propiedades dinámicas durante el evento (Murià Vila et al., 2018).

1.5 Respuesta dinámica a eventos fuertes

Desde la culminación de la construcción, el edificio comenzó a inclinarse debido a que no se hicieron los estudios geológicos y geotécnicos suficientes y detallados para diseñar una cimentación que evitara un posible desplome. Cabe destacar que, desde un inicio, en 1964, la torre presentó hundimientos diferenciales y desplomos en la dirección Suroeste y los cuerpos bajos presentaron emersiones (López Acosta y Ávila 2007). Para controlar estos problemas se han realizado cuatro recimentaciones en diferentes años y dos rehabilitaciones de la estructura de la torre.

Es de trascendencia conocer cuál ha sido el comportamiento de la estructuración ante eventos sísmicos fuertes, *e.g.* los eventos 12-1 (20 de marzo del 2012), 14-1 (18 de abril del 2014) y principalmente el evento 17-2 (19 de septiembre del 2017).

El análisis espectral de los registros de vibración ambiental que se obtuvieron antes y después de la última rehabilitación en 2009 mostró un aumento en las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura después de la restauración, este incremento fue del 65, 26 y 45% para las componentes L, T y torsión, respectivamente (Murià Vila et al., 2009), esto significa que el periodo disminuyo, traducido a una estructura más rígida.

En la tabla 1.5 se muestran los valores de frecuencias de vibración en diversas fases de cada evento, distinguiendo la disminución de su valor con respecto al inicial denotando una acumulación de daño por el efecto de sismos sucesivos (Murià-Vila et al., 2018).

Tabla 1.5 Frecuencias de vibración identificadas de registros de sismos intensos durante tres fases del sismo en sus tres componentes.

Componente	Modo	Evento 12 - 1			Evento 14 - 1			Evento 17 - 2		
		inicial	Fase intensa	final	inicial	Fase intensa	final	inicial	Fase intensa	final
T	1	0.586	0.497	0.551	0.577	0.488	0.528	0.532	0.458	0.530
	2	2.329	1.929	2.164	2.346	2.020	2.245	2.226	1.620	2.228
L	1	0.656	0.508	0.581	0.605	0.500	0.533	0.539	0.460	0.526
	2	2.096	1.574	1.990	1.952	1.506	1.893	1.980	1.514	1.808
R	1	1.083	0.840	0.969	1.019	0.831	0.987	0.991	0.802	0.943
	2	3.081	2.509	2.942	3.119	2.458	3.115	3.227	2.767	3.102

Para visualizar el papel que toma la amplificación de sitio a la hora de considerar la respuesta de un edificio, en este caso el CCUT, que se encuentra desplantado en zona de lago, se muestran en la figura 1.16 los espectros de respuesta calculados para el evento 17-2, con registros de diferentes estaciones, como lo es la propia estación del CCUT, la estación de SCT (ambas correspondientes a zona III y cuyos periodos dominantes de sitio oscilan entre 1.5 y 2 segundos) y una estación en Zona I (roca firme) perteneciente a la

estación localizada en el Instituto de Ingeniería, Ciudad Universitaria, considerando un 5% de amortiguamiento con respecto del crítico, hasta un periodo de 5 segundos.

Se enfatiza que, tanto el espectro calculado con los registros de la estación del SCT y propiamente del CCUT, los periodos en los que se amplifica la respuesta de la estructura fluctúan entre 1.3 y 2 segundos, estando dentro del rango del periodo estructural dominante del edificio, que es de 2 segundos.

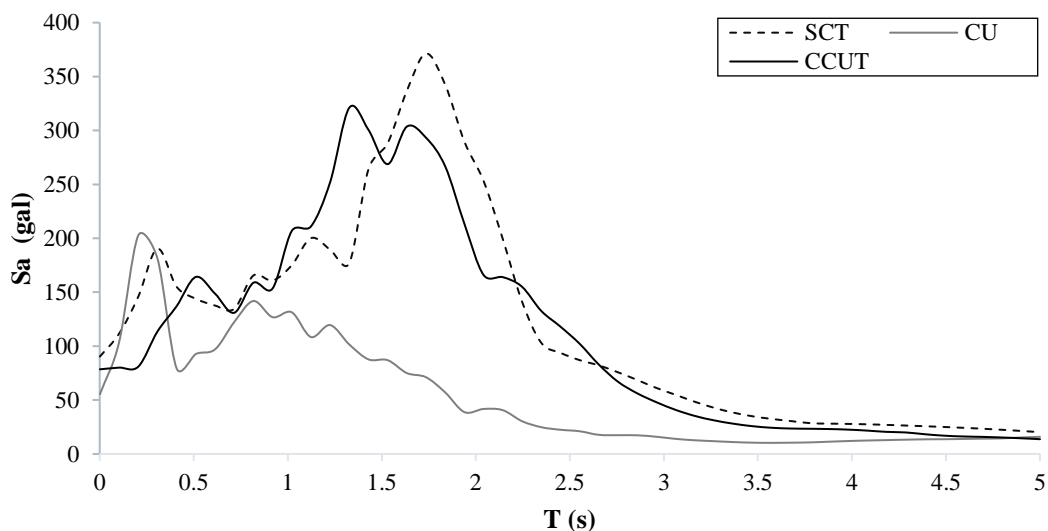


Figura 1.16 Espectros de Respuesta de pseudoaceleraciones para el evento 17-2 ($\xi=5\%$, Sismo 19/09/2017 M=7.1). Máximas aceleraciones absolutas: SCT, Sa=371 gal; CU, Sa=203 gal; CCUT, Sa=321 gal.

Finalmente, el modelo numérico, descrito a detalle en el capítulo 5, con el cual se hace el análisis de la respuesta dinámica, fue calibrado por Aguilar (2016), tomando como referencia el sismo del 20 de marzo del 2012, cuya magnitud fue de $M_w=7.4$, a una profundidad de 16 km. El calibrado consistió en utilizar los registros de aceleraciones máximas registrados en una estación de sótano y una en un piso superior, en ambas direcciones (longitudinal y transversal) para poder estudiar la variación de las frecuencias del sistema en los primeros modos y compararlas con el modelo numérico. Para verificar la calibración, se compararon, mediante análisis en historias de tiempo de aceleraciones, los registros experimentales de acelerómetros de los niveles 10 y azotea contra los resultados que arrojó el modelo, hasta lograr un ajuste a las aceleraciones máximas en dirección L (3.7%), considerando diferencias del 45% en dirección T.

Por lo tanto, el modelo matemático, expresado en el modelo tridimensional en SAP2000 proporciona una buena aproximación, aún sin considerar la no linealidad de los elementos estructurales, a partir de un modelo calibrado en el rango elástico. Además, el modelo es consistente con las frecuencias de vibrar identificadas en los registros de vibración ambiental, implicando una contribución importante en la obtención de resultados.

SISMICIDAD REGIONAL Y PELIGRO SÍSMICO EN EL VALLE DE MÉXICO

Comprender el movimiento del terreno provocado por eventos sísmicos es esencial para reducir la incertidumbre en el análisis, diseño y revisión de estructuras expuestas a fuerzas sísmicas. Esta comprensión adquiere una importancia crítica al considerar la sismicidad regional, que abarca aspectos como la regionalización sísmica, así como la zonificación específica del Valle de México.

Para abordar estos temas, es fundamental obtener un conocimiento del origen sísmico no solo a nivel global, sino también de las singularidades locales que pueden manifestarse en el área de estudio. Este enfoque no solo contribuye a la mejora de las prácticas de la ingeniería sísmica, sino que también sirve como base para explorar y comprender los efectos de sitio, y el peligro sísmico, teniendo relación directa con las premisas para los reglamentos de diseño modernos. Estos temas se desglosarán en este capítulo y servirán como base para capítulos subsiguientes.

2.1 Sismicidad regional en México

El territorio mexicano se localiza en un espacio geográfico donde interactúan placas tectónicas (figura 2.1). Asimismo, existen fallas geológicas locales, como la falla de Acambay, o las que causan los sismos corticales, que también pueden producir sismos importantes. Las placas tectónicas tienen una velocidad de desplazamiento de varios centímetros al año y en su límite es donde se produce el mayor porcentaje de terremotos.

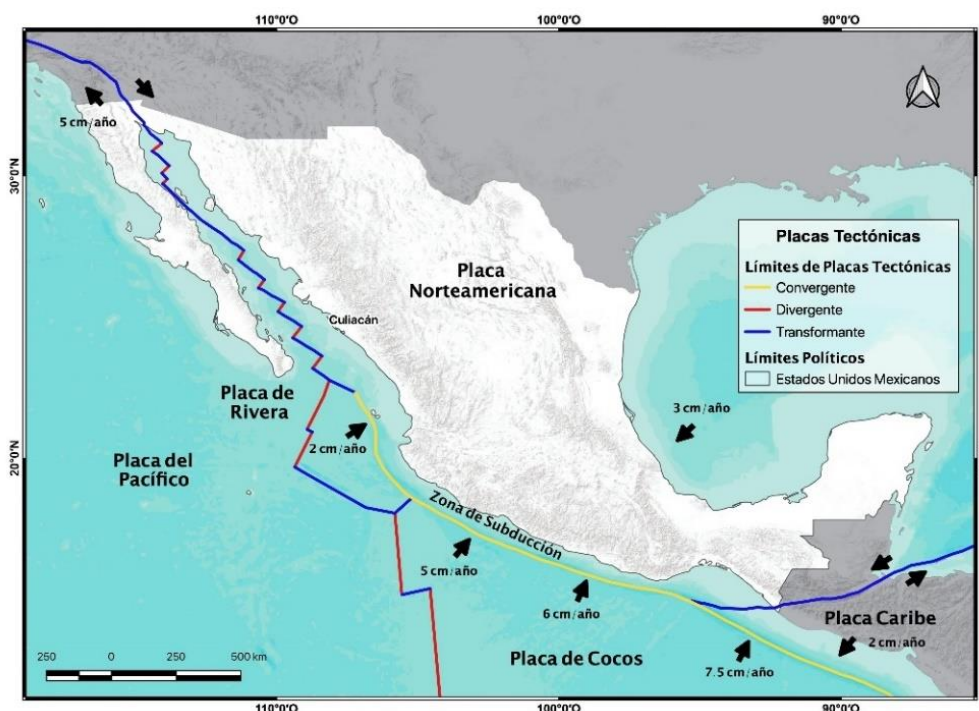


Figura 2.1 Interacción de las placas de Norte América, del Pacífico, de Rivera, de Cocos y del Caribe (CENAPRED, 2021).

La regionalización sísmica consta en definir zonas sismogénicas para las cuales las características de los sismos son similares, con base a estudios sísmicos, geológicos y de acuerdo a sus características tectónicas. Las regiones sísmicas en México están divididas en 3 categorías:

- a) Sismos de subducción (interplaca) a lo largo de la costa del Pacífico, causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera a lo largo de su zona de contacto. Estos a su vez se clasifican en sismos cuya magnitud es de $M_w < 7$ (figura 2.2 a) y sismos de $M_w > 7$ (figura 2.2 b).
- b) Sismos de fallamiento normal y profundidad intermedia (intraplaca), que ocurren a una profundidad entre 30 y 100 km que tienen origen en la placa oceánica que subduce la placa continental. En la figura 2.2 c se muestran las zonas consideradas para la ocurrencia de este tipo de sismos.

- c) Sismos superficiales o corticales, considerada también en la sismicidad local. Estos eventos ocurren dentro de la placa norteamericana a profundidades menores a 30 km (figura 2.2 d).

Se presenta en la figura 2.2 los límites de cada una de las zonas sismogénicas, con base a la actualización del 2015 de la Comisión Federal de Electricidad.

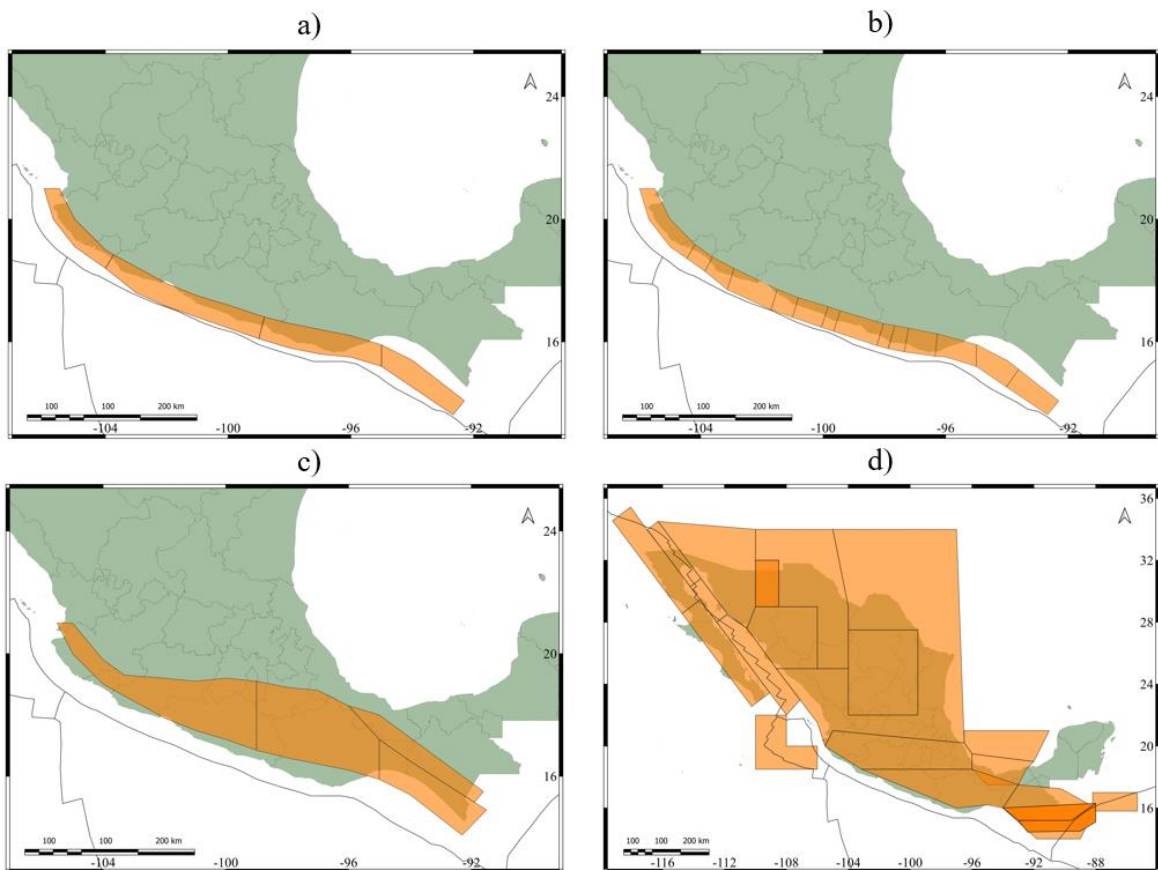


Figura 2.2 Regiones sismogénicas de México. a) Zonas de subducción con $M_w < 7$; b) Zonas de subducción con $M_w > 7$; c) Zonas generadoras de sismos de profundidad intermedia; d) Zonas de sismos superficiales (CFE, 2015).

2.1.1 Regionalización sísmica

Esteva (1970) presentó, para fines de diseño antisísmico de obras civiles, una zonificación de la República Mexicana, la cual se dividió en cuatro zonas sísmicas, dos de baja sismicidad (zona A y B) y dos de alta sismicidad (zona C y D). La propuesta de regionalización se basó en el valor de la aceleración máxima de roca para un nivel de referencia dado asociado a una intensidad sísmica, cuya actualización más reciente se presenta en la figura 2.3, para ello se utilizaron los catálogos sísmicos y regionalización del país.

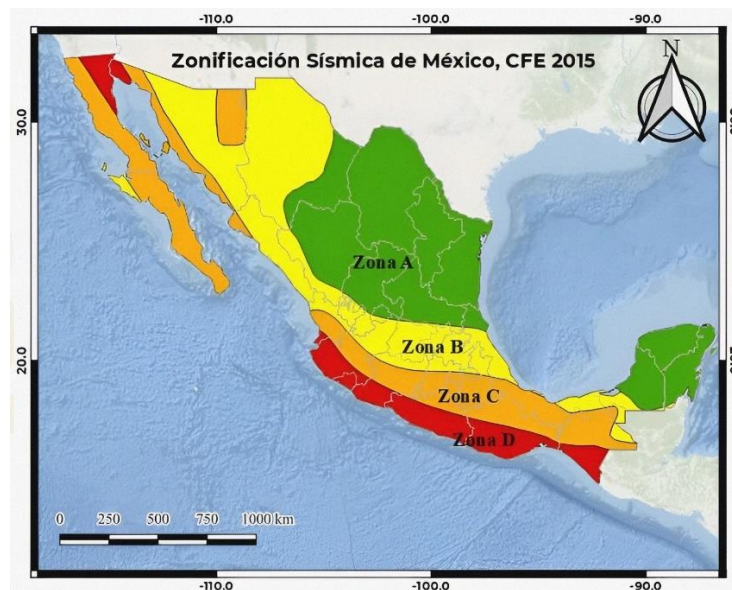


Figura 2.3 Regionalización sísmica de la República Mexicana (CFE, 2015).

Con base en la figura 2.3, en la zona A no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de un sismo. En las zonas B y C no se han registrado tan frecuentemente sismos o si bien, existen altas aceleraciones, no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad. Finalmente, la zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos a lo largo de la historia cuyas aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad (CFE, 2015).

El mapa de regionalización permite conocer, en términos generales, el nivel de peligro sísmico que tiene un área determinada; esta clasificación del territorio se emplea en los reglamentos de construcción para fijar los requisitos mínimos que deben seguir los proyectistas, diseñadores y constructores en las edificaciones y otras obras civiles de tal manera que éstas resulten suficientemente seguras ante los efectos producidos por un sismo (CENAPRED, 2006).

2.2 Peligro sísmico regional y en el Valle de México

El primer mapa nacional de peligro sísmico de México fue publicado por Esteva (1970), para periodos de retorno, Tr , de 50, 100 y 500 años calculando la tasa de excedencia en términos de parámetros de intensidad, como los valores pico de la aceleración (PGA) y la velocidad del suelo (PGV) que podrían presentarse en futuros terremotos de acuerdo al análisis de peligro sísmico probabilista, PSHA. Se basó en la estimación de los intervalos de recurrencia de grandes magnitudes en zonas sísmicas, considerando la atenuación del movimiento para estimar la intensidad en diversas zonas (McGuire, 2007).

El periodo de retorno, T , hace referencia a la probabilidad de ocurrencia, p , de un evento acotado a un intervalo de tiempo, t , denominado tiempo de exposición, representando el tiempo de vida útil de una estructura. Las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México establecen diseñar estructuras que alcancen una vida útil de por lo menos 50 años. El periodo de retorno se expresa como

$$Tr = \frac{t}{e^p - 1}. \quad (2.1)$$

La tasa de excedencia, λ , es el inverso del periodo de retorno, es decir, el número medio de veces que se excede un parámetro de intensidad sísmica (ej. PGA) en un tiempo determinado, $\lambda=(1/Tr)$.

Así, el peligro sísmico queda expresado en términos de la tasa de excedencia de la aceleración máxima del terreno. El peligro H , se representa mediante una función de probabilidad:

$$H = P(X \geq x; t), \quad (2.2)$$

donde P representa la probabilidad de que el valor de intensidad elegida, X , exceda un valor de intensidad dado, x , durante un tiempo de exposición, t , la cual es diferente para cada región, según su reglamento de construcción.

En la actualidad, persiste el uso del enfoque probabilístico, tal es el caso del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID, de la Ciudad de México. La incorporación del peligro sísmico permite introducir la incertidumbre relacionada con los parámetros involucrados en el fenómeno. Esta formulación se basa en los resultados del PSHA y se presenta mediante espectros peligro uniforme a partir de obtener curvas de peligro, estableciendo la relación entre la intensidad espectral y un periodo de retorno fijo.

En general, para evaluar el peligro sísmico de una región o de algún sitio de interés, es necesario considerar tres factores que son:

1. Zonas sismogénicas (fuente): en donde se presentan características tectónicas y sísmicas homogéneas, es decir, que la ocurrencia de sismicidad sea equiprobable en tiempo y espacio. Cada zona se define por un modelo de recurrencia temporal.

2. Leyes de atenuación (trayecto): se relaciona la magnitud, distancia con respecto a la posición de la fuente con relación al sitio de estudio y su intensidad producida.
3. Efectos de sitio (efectos locales): amplificación de la amplitud de las ondas con base a las propiedades del suelo en el sitio.

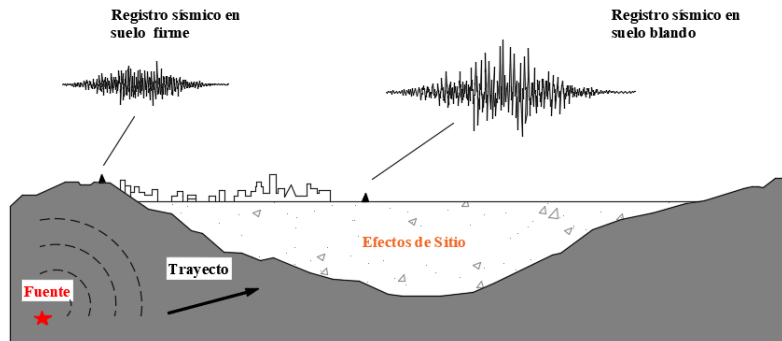


Figura 2.5 Evaluación del peligro sísmico considerando fuente, trayecto y sitio. Contraste de registros en suelo firme y terreno blando (efectos de sitio).

Espectros de peligro uniforme (EPU)

Los resultados del PSHA se expresan mediante curvas de peligro sísmico, las cuales representan la tasa anual de excedencia de algunos parámetros de intensidad de movimiento del suelo, generalmente la aceleración máxima del suelo (PGA). Al graficar estas curvas asociadas a un mismo periodo estructural (T_e) nos da información sobre el nivel de peligro sísmico en determinada región. Estas curvas son utilizadas para fines prácticos para construir el espectro de peligro uniforme (EPU). El EPU consiste en definir un periodo de retorno o probabilidad de excedencia igual para todos los periodos estructurales y tomar los valores de la aceleración máxima, siendo estas las ordenadas espectrales del EPU.

El EPU se considera la intensidad normativa supuesta para el diseño sísmico establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del 2017, NTC-DS, de la Ciudad de México (figura 1.6). Tal es el caso de los espectros de diseño empleados en el análisis estático y dinámico modal espectral, y la intensidad objetivo para los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados para el análisis paso a paso.

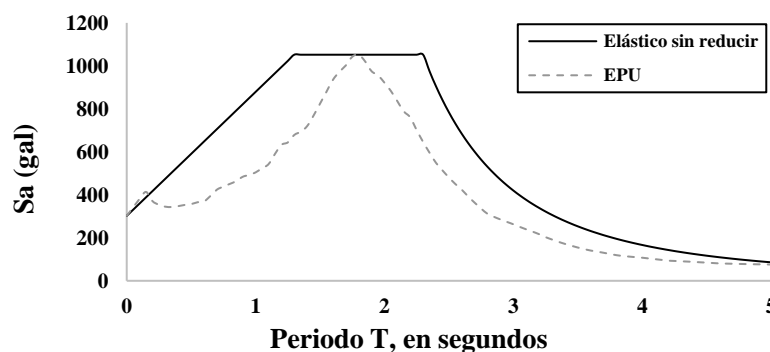


Figura 2.6 Espectro de Peligro Uniforme. y su envolvente representada como el Espectro de Diseño. $T_r = 250$.

2.3 Efectos de Sitio

Los mapas para estimación de peligro sísmico a nivel regional (regionalización sísmica o mapas de aceleraciones máximas para distintos periodos de retorno), no señalan aquellos lugares proclives a la amplificación del movimiento del terreno, como el Valle de México (sitio de estudio e interés para este trabajo). Así, para conocer de manera cuantitativa la respuesta del terreno ante la excitación sísmica, es necesario llevar a cabo estudios específicos (CENAPRED, 2006) los cuales van desde el estudio de la geología superficial, zonificación geotécnica de Valles aluviales y microzonificación sísmica.

En el contexto del Valle de México, se han llevado a cabo diversos estudios para evaluar las amplificaciones sísmicas con el fin de comprender la distribución de los periodos dominantes del terreno. Algunos estudios incluyen técnicas de vibración ambiental y análisis de movimientos fuertes. En el ámbito de la ingeniería civil, la estimación de estos periodos es fundamental para evaluar fenómenos como la resonancia, que amplifica los efectos sísmicos en las estructuras. Esto ocurre cuando hay una coincidencia entre los periodos dominantes del suelo y los periodos naturales de vibrar de las estructuras. Esta coincidencia puede dar lugar a desplazamientos y deformaciones mucho más intensos.

Dentro de las últimas décadas, los enormes daños causados por terremotos dentro de algunas zonas de la Ciudad de México, impulsaron sustancialmente la campaña de instrumentación sísmica del Valle de México, dando origen a la red acelerográfica de la Ciudad de México (RACM). Actualmente forma parte de la red sísmica de la Ciudad de México (figura 2.7), integra la información de todas las estaciones sismológicas y acelerográficas de la ciudad, dando un total de 165 estaciones.

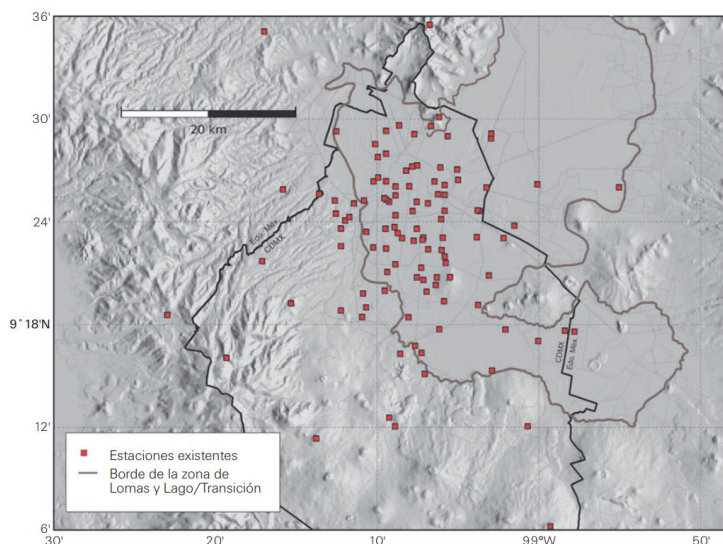


Figura 2.7 Estaciones sismológicas y acelerográficas de la Red Sísmica de la CDMX (Red Sísmica de la CDMX, 2021).

Para caracterizar la respuesta del sitio se utilizan cocientes de espectros de respuesta promedio (CER), los cuales se interpretan como funciones de transferencia entre cada sitio instrumentado y el sitio de referencia, que es la estación localizada en CU; estos cocientes sólo pueden ser estimados para los sitios de suelo blando instrumentados.

GENERACIÓN DE SEÑALES SINTÉTICAS

3.1 Introducción

Uno de los objetivos de este trabajo es la evaluación y aplicación de métodos híbridos en la generación de señales sintéticas. Estos métodos combinan metodologías con la finalidad de obtener acelerogramas que representen los movimientos previstos en el sitio; se consideran tanto las características intrínsecas de la fuente, la atenuación de las ondas y los efectos específicos del sitio. Los acelerogramas sintéticos son luego comparados con aquellos empleados en el diseño y evaluación estructural en la Ciudad de México, los cuales son proporcionados por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).

El tipo de análisis dinámico paso a paso, que se emplea para evaluar la respuesta dinámica del CCUT, incorpora directamente la ecuación de movimiento de un sistema estructural cuando es sometido a una excitación en su base. Lo anterior se logra mediante la utilización de los acelerogramas que representan el movimiento esperado durante un sismo.

Hoy en día, existen una gran variedad de metodologías con el propósito de estimar los eventos sísmicos futuros. Entre estas metodologías se encuentran las Funciones de Green Empíricas, enfoque propuesto por Hartzell (1978) y desarrollado por Irikura (1983) y otros autores, que establece la forma de onda de un pequeño terremoto como una falla puntual para modelar un evento de mayor magnitud.

Al realizar análisis dinámicos paso a paso, el proceso previo de selección de registros sísmicos resulta complejo y el uso de espectros elásticos no se considera como un método adecuado para un análisis detallado, ya que se deben tener acelerogramas que representen los movimientos esperados. Existen diferentes criterios para seleccionar los registros, pero no existe un acuerdo para utilizar una metodología específica (Vázquez et al., 2018).

3.1.1 Magnitud e Intensidad

Un sismo se produce por la liberación de energía de manera súbita y espontánea debido al movimiento e interacción de las placas tectónicas o bloques, en cuyos límites, donde entran en contacto, generan fuerzas de fricción que obstaculizan el desplazamiento mutuo, debido a la pérdida del equilibrio estático natural, sobrepasando la resistencia de la roca y generando grandes esfuerzos en el material que las constituye. Esta energía se disipa en forma de ondas, propagándose a través del medio sólido de la Tierra en todas direcciones.

Magnitud

Las escalas de magnitud miden el tamaño de la energía liberada por un sismo (unidad de medida adimensional). La magnitud de momento (M_w), propuesta por Hanks y Kanamori (1979), se basa en la cantidad real de energía liberada durante un terremoto, cuantificada a partir de datos físicos fundamentales y toma en consideración el desplazamiento real [D] a lo largo de la falla (Sucuoglu y Akkar, 2014).

La ecuación de magnitud de momento para una falla finita es:

$$M_w = C_1 \log M_0 + C_2 . \quad (3.1)$$

En donde C1 y C2 son constantes que dependen de la convención de una fuente sísmica en particular, describiendo una relación lineal. Valores muy utilizados son $C_1=2/3$ y $C_2=10.73$; M_0 es el momento sísmico.

$M(t)$ es la función de tasa de momento sísmico

$$M(t) = G D(t)A(t) , \quad (3.2)$$

la cual describe el proceso de falla en términos de la rigidez del material para un módulo de Cortante G, la historia del deslizamiento D(t) y el área de la falla A(t), los cuales varían durante el evento sísmico.

Sin embargo, el parámetro más importante para medir el tamaño y la energía liberada es el momento sísmico estático o escalar

$$M_0 = G \bar{D} A , \quad (3.3)$$

donde \bar{D} es el deslizamiento promedio o dislocación en la falla con área A. Por lo tanto, reescribiendo

$$M(t) = M_0 x(t) , \quad (3.4)$$

donde x(t) es la función de tiempo-fuente (Stein y Wysession, 2003).

Intensidad

Son los registros de los instrumentos sísmicos y las observaciones personales subjetivas sobre el sitio donde ocurrió el sismo; estas son percepciones cuantitativas y cualitativas de las mediciones de la intensidad del movimiento del suelo, respectivamente.

1. Intensidades instrumentales: los registros sísmicos de movimiento contienen la información más útil para describir la intensidad del sismo.
2. Intensidades observacionales: también llamada intensidades macrosísmicas, es una clasificación de la severidad del movimiento del suelo en un área particular. La escala de Mercalli modificada va de I a XII dependiendo la severidad del daño en el sitio.

Parámetros de Movimiento del Suelo

Para describir las características importantes de movimientos fuertes del suelo cuantitativamente, son esenciales los parámetros de movimiento del suelo, los cuales pueden clasificarse en:

- **Parámetros de amplitud:** La medida de amplitud más utilizada de un sismo en particular es la aceleración horizontal pico (PHA), la cual está dada por el mayor valor (absoluto) de la aceleración horizontal obtenida a partir de un acelerograma en esa componente.
- **Contenido de Frecuencias:** Uno de los análisis más simples, requeridos para mostrar la respuesta dinámica de estructuras o depósitos de suelo, es la sensibilidad de estos al contenido de frecuencias a las que están sometidos mediante demandas sísmicas. Los sismos producen cargas complicadas con componentes de movimiento que abarcan un amplio rango de frecuencias.
- **Duración:** La duración de sismo se define como el tiempo entre la primera y la última excedencia de un umbral de aceleración, usualmente de 0.05 veces la aceleración de la gravedad. Otra definición de esta duración (Trifunac y Brady, 1975) se basa en el intervalo de tiempo entre los puntos en los que se ha registrado entre el 5% y el 95% de la energía total.
- **Otros parámetros:** Un parámetro que incluye los efectos de las amplitudes y contenido frecuencial de un registro sísmico es la aceleración media cuadrática (rms) por sus siglas en inglés. Se define como

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T_d} \int_0^{T_d} [a(t)]^2 dt}, \quad (3.5)$$

donde T_d es la duración del sismo.

Un parámetro relacionado a la aceleración rms es la Intensidad de Arias (Arias, 1970), definida como

$$I_d = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt . \quad (3.6)$$

Este parámetro tiene unidades de velocidad y se suele expresar en metros por segundo. Se asocia a la acumulación de la energía de la señal y su valor es independiente del método utilizado para definir la duración del movimiento del suelo

3.1.2 Tipos de ondas sísmicas

La teoría fundamental de propagación de ondas está basada principalmente en dos ecuaciones, considerando un medio elástico lineal e isotrópico.

1. La segunda ley de Newton

$$\sum F = m a = m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} . \quad (3.7)$$

2. Ley de Hooke. Esta ley constitutiva relaciona el esfuerzo y la deformación de un material elástico lineal, sabiendo que la extensión o compresión causa una fuerza restauradora F , con una constante elástica k , propiedad del material. El caso unidimensional es

$$F = k u , \quad (3.8)$$

siendo el caso general

$$\sigma_{ij} = c_{ijkl} u_{kl} . \quad (3.9)$$

Al considerar la segunda ley de Newton en términos de la fuerza por unidad de volumen y la densidad, la masa por unidad de volumen. Si la densidad no cambia con el tiempo, la fuerza por unidad de volumen $f(x,t)$ igual al termino inercial, el producto de la densidad ρ y la segunda derivada del desplazamiento vector $u(x,t)$ con el tiempo. Así, para cada componente de fuerza y desplazamiento i

$$f_i(x, t) = \rho \frac{\partial^2 u_i(x, t)}{\partial t^2} . \quad (3.10)$$

En propagación de ondas sísmicas, tanto el desplazamiento como el vector de fuerzas varían en espacio y tiempo. Finalmente, la ecuación de movimiento, que involucra el esfuerzo, la fuerza externa y los desplazamientos se expresa como

$$\sigma_{ij,j}(x, t) + f_i(x, t) = \rho \frac{\partial^2 u_i(x, t)}{\partial t^2}. \quad (3.11)$$

Ondas de Cuerpo

Las ondas P son ondas de compresión que provocan la dilatación del terreno. Suelen tener velocidades de hasta 10 000 m/s en roca dura y firme y velocidades de 200 a 300 m/s en estructura de roca abierta. Una onda de compresión es un ejemplo de onda longitudinal ya que el campo de desplazamiento de propagación varía en dirección de propagación.

Las ondas S ondas más energéticas y de menor velocidad, son consideradas ondas de corte según la polarización del movimiento de partículas. Suelen tener velocidades de hasta 6 000 m/s en roca competente y solo se propagan en medios sólidos. Este tipo de ondas se descomponen a su vez en ondas SH y SV con base al movimiento en los planos horizontal y vertical, respectivamente. La partícula de movimiento de ondas SH generan la sacudida lateral que se traduce en grandes demandas de deformación sobre las estructuras (Sucuoglu y Akkar, 2014).

Las ondas sísmicas S y P se caracterizan por tener dos direcciones, uno es en la dirección en la que se propaga la onda; la otra es la dirección en la que cambia el campo de propagación. Una onda de cortante no causa un cambio de volumen debido a que la dilatación, $\nabla \cdot u(z,t)$, es cero.

Para expresar los desplazamientos de este tipo de ondas se hace uso de la ley constitutiva para un medio elástico e isotrópico para cada una de las componentes, que, combinadas usando el vector Laplaciano del campo de desplazamientos, además de otras dos funciones, ϕ (potencial escalar) y Υ (potencial vectorial), para representar las ondas P y S, con velocidades α y β , respectivamente (Stein y Wysession, 2003).

$$\nabla^2 \phi(x, t) = \frac{1}{\alpha^2} \frac{\partial^2 \phi(x, t)}{\partial t^2}, \quad (3.12 a)$$

$$\nabla^2 \Upsilon(x, t) = \frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \Upsilon(x, t)}{\partial t^2}. \quad (3.12 b)$$

Ondas Superficiales

Generalmente, los sismogramas están dominados por ondas de periodos largos que llegan después de las ondas P y S, estas son las ondas superficiales cuya energía está concentrada cerca de la superficie terrestre. La caída de energía decae con una relación de distancia r , desde la fuente, como r^{-1} , mientras que las ondas de cuerpo, que se propagan tridimensionalmente, decaen aproximadamente como r^{-2} , es por ello que, a grandes distancias de la fuente, las ondas superficiales dominan en un sismograma.

Las ondas superficiales son el resultado de la interacción entre las ondas de cuerpo, la superficie y las capas superficiales de la tierra. Su amplitud decrece con la profundidad y son incapaces de viajar a la parte interna de la corteza. Se dividen en dos tipos, ondas

Love y ondas Rayleigh. Este tipo de ondas adquieren mayor importancia para fines de ingeniería.

La forma particular de movimiento de cada tipo de onda se observa en la figura 3.1.

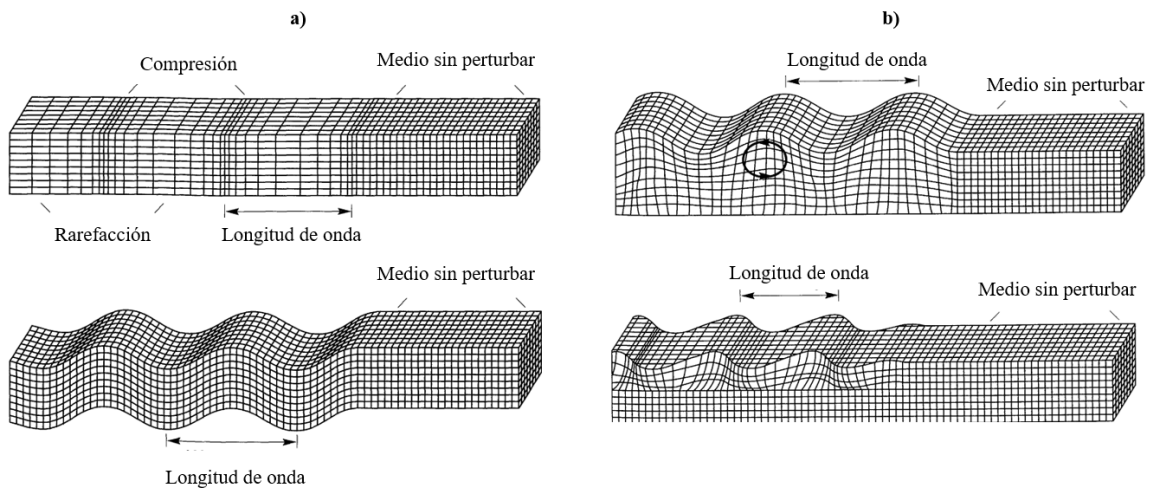


Figura 3.1 Movimiento particular de las ondas de cuerpo a) (Ondas P y S) y ondas superficiales b) (Ondas Rayleigh y Love) con base en su propagación en un medio elástico (Kramer, 1996).

Una onda Love viajando en la dirección x involucraría desplazamientos de partículas en la dirección y (movimiento de onda SH), y puede ser descrita por la ecuación

$$v(x, z, t) = V(z)e^{i(k_L x - \omega t)}, \quad (3.13)$$

donde v es el desplazamiento de la partícula en la dirección y , $V(z)$ describe la variación de v con la profundidad, y k_L es el número de onda. Las ondas Love deben satisfacer las ecuaciones de las ondas S tanto en la capa superficial como en el semiespacio. La velocidad de estas ondas varía con la frecuencia entre un límite superior y un límite inferior, dando cabida a un fenómeno denominado como dispersión.

Las características inherentes de cada onda sísmica son importantes análisis de su propagación, dada su capacidad para abarcar una amplia gama de frecuencias. Una onda con un periodo mayor tiene una longitud de onda mayor y por lo tanto una menor frecuencias. La longitud de onda se expresa como

$$\lambda = \frac{c}{f} = c \cdot T, \quad (3.14)$$

donde c es la velocidad de la onda, f la frecuencia lineal y T el periodo.

El espectro sísmico clasifica las ondas sísmicas de acuerdo al tipo de onda y su rango de frecuencias (figura 3.2). Las ondas superficiales alcanzan periodos más largos en comparación con las ondas de cuerpo. Altas frecuencias, generadas por fuentes artificiales son usada en la sismología de reflexión para explorar la corteza terrestre.

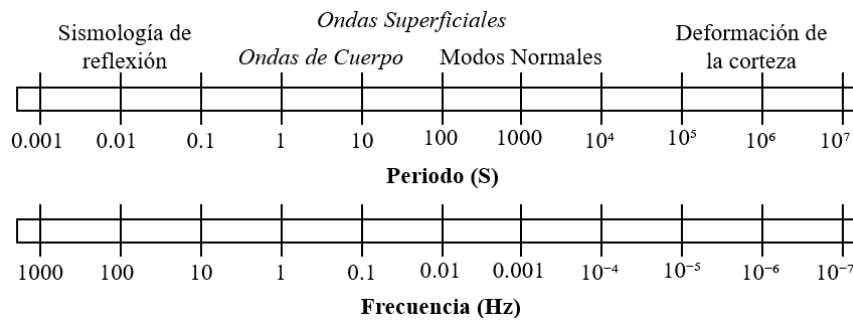


Figura 3.2 Espectro sísmico que muestra las frecuencias a las que se realizan diversos análisis (AStein y Wyssession, 2003).

La variación de las frecuencias en los diferentes tipos de ondas puede afectar en la respuesta estructural ante sismos de subducción y profundidad intermedia debido a las diferencias en la naturaleza de estos eventos sísmico. Los sismos de subducción suelen generar ondas sísmicas de baja frecuencia y alta energía, en contraste con los sismos a profundidad intermedia, que pueden tener frecuencias dominantes más altas y menos energía en comparación con los sismos de subducción.

Los métodos físicos, que resuelven la ecuación de propagación de ondas para obtener los desplazamientos, son más efectivos en frecuencias más bajas debido a diversas razones como longitudes de onda más largas y sensibilidad a la estructura profunda de la tierra con atenuaciones de onda más complejas ya que a medida que las ondas sísmicas viajan, tienden a atenuarse más rápidamente a frecuencias más bajas.

3.1.3 Generalidades de un sismograma sintético

Para simular la forma de las ondas y generar registros sintéticos de manera teórica, es necesario considerar algunos parámetros. Se parte del hecho de que en un registro real incluye la combinación de factores tales como la fuente sísmica, la estructura a través de la cual las ondas se propagan, y el aparato de medición que registra las ondas; cada uno depende de la frecuencia de las ondas sísmicas (Stein y Wyssession, 2003).

La generación de un sismograma sintético $u(t)$ puede estimarse mediante la transformada de Fourier en frecuencia, como la multiplicación de los factores o mediante series temporales con la convolución. La convolución de dos series de tiempo cualesquiera se expresa como

$$s(t) = w(t) * r(t) = \int_{-\infty}^{\infty} w(t - \tau)r(\tau)d\tau. \quad (3.15)$$

Por lo tanto, el sismograma $u(t)$, para una onda elástica, es

$$u(t) = x(t) * e(t) * q(t) * i(t), \quad (3.16)$$

donde $x(t)$ es la función de tiempo-fuente, o la señal producto del sismo en la zona de ruptura, $e(t)$ indica los efectos reflexiones y conversiones de ondas sísmicas a diferentes interfaces a lo largo del trayecto y el efecto de la dispersión geométrica debido a la estructura de velocidades; $q(t)$ describe la atenuación inelástica, donde la energía mecánica se pierde por conversión en calor, e $i(t)$ que describe la respuesta del instrumento de medición (sismómetro).

El decaimiento debido a la atenuación con el tiempo se describe con la oscilación armónica amortiguada con frecuencia ω y un factor de calidad Q que caracteriza la atenuación:

$$f(t) = Ae^{i\omega t} e^{-\omega t/2Q} . \quad (3.17)$$

Función de tiempo-fuente

La señal de fuente debido al sismo, $x(t)$, es la función producida por la falla. En el caso de una falla lo suficientemente pequeña, donde el deslizamiento es instantáneo, la función de tiempo-fuente es una delta de Dirac. En una falla real, cada punto de la zona de ruptura irradia una señal no impulsiva y se considera una falla finita, en donde el rompimiento ocurre en diferentes tiempos; las ondas llegan primero desde la zona inicial de ruptura. La historia de deslizamiento es frecuentemente modelada como una función rampa que comienza en un tiempo cero y termina en el tiempo de ascenso “rise time” T_D . El tiempo de ruptura T_R , es el impulso debido a la longitud de la falla finita representado por la función caja “boxcar” (figura 3.3).

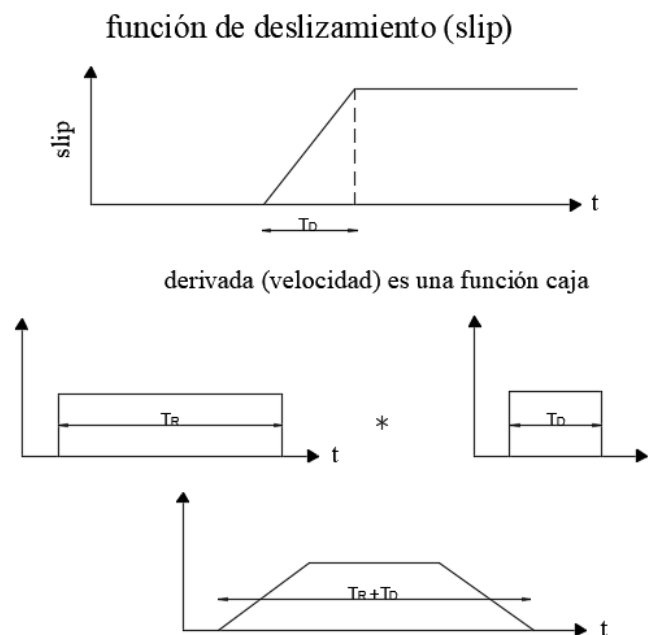


Figura 3.3 La función tiempo-fuente depende de la derivada de la historia de deslizamiento de la falla. La función rampa (superior) con duración T_D tiene una “boxcar” derivada de tiempo. Cuando convolucionamos la función de tiempo “boxcar” debido a la propagación de ruptura (centro), resulta en una función de tiempo-fuente trapezoidal (Stein y Wyession, 2003).

Espectro de fuente y leyes de escalamiento

La relación entre el momento y magnitud surge del espectro de las ondas sísmicas, que dependen del momento escalar y la función de tiempo-fuente. La función que describe el modelo simple es la convolución de dos funciones de tiempo “boxcar”, la cual es representada como un seno cardinal $\text{sin } x = (\text{sin } x) / x$, o “sinc” (figura 3.4). Esta función describe el hecho de que el pulso de la fuente tiene duración finita.

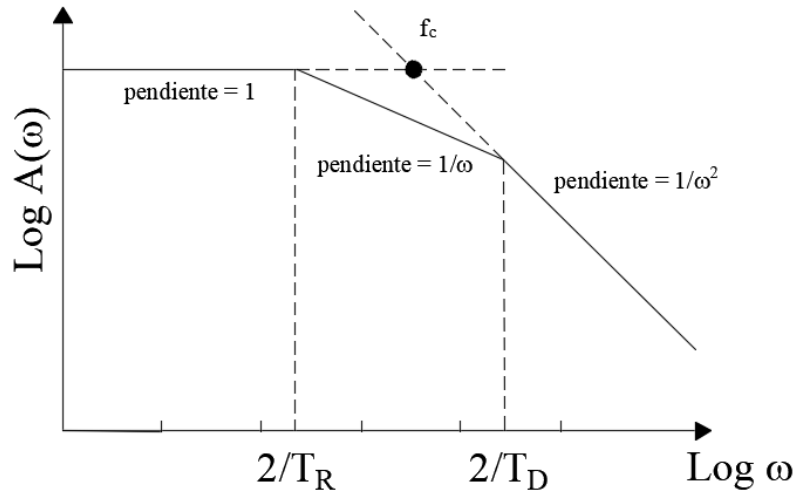


Figura 3.4 Espectro de fuente teórica de un sismo, modelado como tres regiones con pendiente de 1, ω^{-1} , y ω^{-2} , dividido por la frecuencia angular correspondiente al tiempo de ruptura y el tiempo de ascenso. Es común utilizar también una sola frecuencia de esquina, f_c (Stein y Wysession, 2003).

Otra aproximación importante es el uso de una sola frecuencia para describir la forma de las tres regiones en el espectro de amplitudes de la señal de fuente; esta frecuencia se denomina frecuencia de esquina ω_c , calculada como

$$\omega_c = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta_s \left(\frac{\Delta\sigma}{M_0} \right)^{1/3} . \quad (3.18)$$

La caída de esfuerzos sísmica es aproximadamente independiente del momento sísmico, implicando que el deslizamiento es proporcional a la longitud de la falla. En cuanto la longitud de la falla incrementa, el momento sísmico, el tiempo de ruptura y el tiempo de ascenso incrementa. Por lo tanto, la frecuencia de esquina se mueve hacia la izquierda, para bajas frecuencias.

Para relacionar varios parámetros de la fuente se hace uso de las relaciones de escalamiento de manera teórica, los cuales proporcionan información sobre la relación entre los parámetros de la fuente que se utilizan para estimar los parámetros de sismos que aún no han ocurrido.

Caída de Esfuerzos y energía sísmica

La relación entre el deslizamiento de un sismo, sus dimensiones de la falla, y el momento sísmico está sujeta a la magnitud y a los esfuerzos liberados por el sismo, o también conocido como caída de esfuerzos.

Si consideramos que el deslizamiento del sismo, \bar{D} , ocurre sobre la falla con determinadas características y dimensión L, y por lo tanto causa un cambio de deformación de aproximadamente

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{\bar{D}}{L}. \quad (3.19)$$

Así, la caída de esfuerzos promedio sobre la falla es aproximadamente,

$$\Delta\sigma \approx \frac{G\bar{D}}{L}. \quad (3.20)$$

Siendo, de acuerdo a observaciones sismológicas, la mejor medida restrictiva en el momento sísmico, así, estimamos el deslizamiento promedio, \bar{D} , desde el momento sísmico como

$$\bar{D} = \frac{cM_0}{GL^2}, \quad (3.21)$$

donde c es el factor de forma de la falla. Por lo tanto, la caída de esfuerzos es proporcional al momento e inversamente proporcional a la dimensión de la falla al cubo o a 3/2 la potencia del área de falla

$$\Delta\sigma = \frac{cM_0}{L^3} = \frac{cM_0}{S^{\frac{3}{2}}}. \quad (3.22)$$

3.2 Técnicas para generar registros sintéticos

La literatura actual ofrece una amplia variedad de técnicas destinadas a la estimación del movimiento del suelo. Douglas y Aochi (2008) seleccionaron minuciosamente métodos para estimar movimientos del suelo en terremotos relevantes para la ingeniería. Aunque existen una gran cantidad de métodos, solo algunos se aplican comúnmente en la práctica y se clasifican según sus fundamentos en los que se basan.

Métodos Empíricos

Los métodos empíricos para la generación de señales sintéticas se basan en el análisis de datos sísmicos existentes en una región o fuente específica. Estos métodos buscan caracterizar y predecir eventos futuros suponiendo que serán similares a los observados previamente. Las técnicas empíricas son una forma simple y directa de obtener registros sintéticos, extrapolar características temporales como duración, intensidades y aceleraciones máximas a través de análisis estadísticos. Ejemplos de estos métodos incluyen acelerogramas representativos propuestos por Guzmán y Jennings (1976).

Métodos de Fundamentos Físicos Desconocidos (Black-box method)

Este tipo de métodos, conocidos originalmente como “Black-box methods”, se caracterizan por simplemente replicar ciertas características de los registros sísmicos sin buscar la aplicación de los principios físicos subyacentes al fenómeno sísmico. Se fundamentan en simples formulaciones con pocos parámetros de entrada que modifican el ruido blanco Gaussiano para asemejar más el movimiento del terremoto. Un ejemplo es el método de simulaciones estacionarias, desarrollado por Housner (1947).

Métodos físicos

Fundamentado en el uso de las ecuaciones que rigen la generación de los terremotos y la propagación de ondas sísmicas. Generalmente, consisten en dos etapas principales: simulación de la generación de ondas sísmicas desde una fuente sísmica, y la simulación de propagación de las ondas sísmicas. Resultando muy útil y conveniente para simular diferentes modelos de fuente. Los ejemplos de estos métodos incluyen los modelos de fuente, con trabajos teóricos realizados por Haskell (1969), Brune (1970, 1971) y Joyner (1984), introduciendo escenarios de fuente cinemática. Métodos más complejos incluyen simulaciones dinámicas que incluyen procesos de fuente compleja. Los métodos físicos lineales determinísticos convolucionan la función de fuente con funciones de Green.

Métodos híbridos

Para tomar ventaja de las virtudes de dos o más de los métodos para generar registros sintéticos, se recurrió a la idea de considerar métodos híbridos, técnica que fue desarrollada a principalmente en las décadas de 1980 y 1990. En los últimos años ha ganado cierta popularidad, pues simulan adecuadamente un registro desde el punto de vista físico con reducidos costos computacionales, además combinan los distintos rangos de frecuencias de la propagación de ondas produciendo un análisis más detallado.

En México, diversas investigaciones han abordado el empleo de métodos híbridos, tal como lo realizado por Ramírez-Guzmán et al (2016), con el propósito de establecer un sistema en línea que sea capaz de generar señales sísmicas sintéticas. Esto surge debido a que los códigos de diseño actuales para edificaciones a menudo definen el espectro de diseño empleando funciones simplificadas, cuyas intensidades se relacionan con la pseudoaceleración de sistemas de un grado de libertad. Sin embargo, estos espectros no siempre se correlacionan directamente con la pérdida y el daño estructural a lo largo de la vida útil de la estructura (Ramírez et al., 2016).

Los métodos actuales para la simulación de movimiento fuerte de banda ancha combinan formas de onda deterministas de baja frecuencia con sismogramas sintéticos estocásticos de alta frecuencia (Mai y Beroza, 2003). Es importante señalar que las metodologías determinísticas consideran principalmente la modelación mediante diferencias finitas o elementos finitos, que resuelven directamente la ecuación de onda para un medio viscoelástico.

La aplicación de estos métodos considera la existencia de una intensidad objetivo, que normalmente es el espectro de peligro uniforme que considera los efectos de sitio o el espectro de diseño para un sitio en particular; por lo que es válido suponer que los criterios para la obtención de registros sísmicos deben enfocarse en las intensidades objetivo (Vázquez et al., 2018)

3.3 Funciones de Green Empíricas

La función de Green describe la respuesta del sistema a una fuente de excitación impulsiva (fuente puntual). En el caso de la sismología, son de gran utilidad para modelar la propagación de ondas sísmicas en la Tierra describiendo la respuesta de un punto específico de la Tierra a una fuente sísmica ubicada en otro punto. La k -ésima componente del desplazamiento en la ubicación \bar{x} , en el tiempo t , debido a una fuerza impulsiva en la dirección \hat{x}_n , ubicación $\bar{\xi}$, y tiempo τ , se denota como

$$G_{kn}(\bar{x}, t; \bar{\xi}, \tau). \quad (3.23)$$

Por otro lado, una función de Green empírica (FGE) se refiere a una función de Green aproximada que se han obtenido mediante experimentos o medidas directas en un sistema físico, basado en datos observados, en lugar de ser derivada a partir de principios teóricos.

Aplicando el principio de las funciones de Green para la generación de acelerogramas sintéticos, el movimiento sísmico generado por un gran evento se supone como la superposición de una serie de pequeños eventos (figura 3.5), representados como aproximaciones de las funciones de Green, usando leyes de escalamiento sísmico (Hartzell, 1978). La función de Green describe la señal que arribaría al sismómetro, si la función temporal fuera una función delta de Dirac, representando un impulso puntual.

Estos pequeños eventos contienen información sobre los efectos de propagación de ondas en el medio, los efectos de atenuación y los efectos de sitio, a su vez incluyen efectos complejos del proceso de ruptura dinámica en la falla, así como estructuras heterogéneas alrededor de la fuente y un sitio de observación (Irikura, 1983).

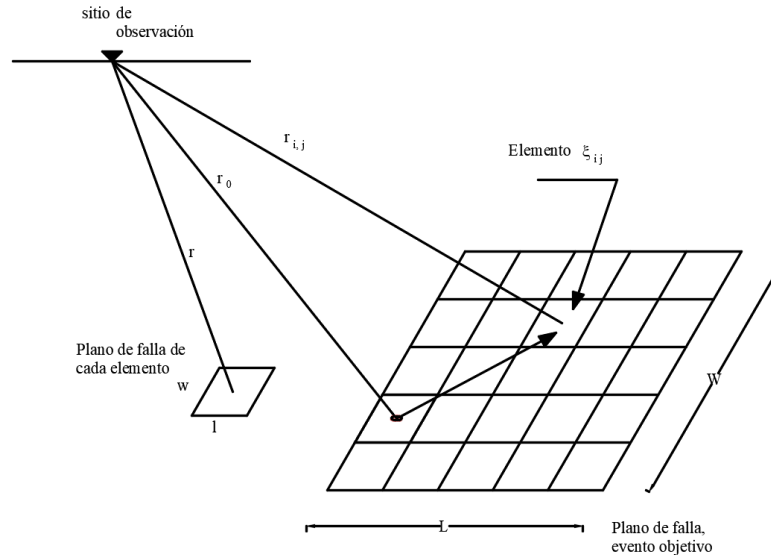


Figura 3.5 Método de las Funciones de Green Empíricas FGE. Las áreas de las fallas de los eventos grandes son definidas como $L \times W$ y para eventos los eventos pequeños son definidas como $l \times w$. r representa distancia del centroide del plano de falla del elemento al punto de interés u observación (Irikura, 1983 adaptado en Piedra, 2018).

3.3.1 Funciones de Green Empíricas (Ordaz et al., 1995, Jaimes et al., 2008)

Esta variante se basada en la función de Green empírica (FGE). Su formulación supone, como en todos los casos, autosimilitud lo cual sugiere que la ruptura del evento objetivo está constituida por celdas o sub-eventos, los cuales se rompen en tiempos distintos y la FGE es válida para todo sub-evento y el espectro de fuente ω^2 de ambos sismos sigue la misma ley de escalamiento (Ordaz et al., 1995). La FGE es un sismo de magnitud pequeña registrado en el sitio con características similares a las de un gran sismo y debe ser representativo del mecanismo de falla.

El evento que produce la señal por simular tiene una superficie de falla dividida en N celdas, produciendo al tiempo τ_j , dando un sismo resultado $a_s(t)$ de la superposición escalada del sismo registrado

$$a_s(t) = \xi \sum_{j=1}^N a_e(t - \tau_j), \quad (3.24)$$

donde τ_j son variables aleatorias, independientes e igualmente distribuidas con función de probabilidad de los tiempos de ruptura $p(t)$, la cual depende de la frecuencia de esquina, ω_{ce} , que produce la FGE, y ω_{cs} , para la falla que produce el sismo por simular (ecuación

2.19). La frecuencia de esquina de la falla se relaciona con la caída de esfuerzos $\Delta\sigma$ y el momento sísmico M_0 .

El sismo designado como FGE, $a_e(t)$, se modifica por la atenuación producto de utilizar distintas distancias a la fuente sísmica (Jaimes et al., 2008). Entonces, el sismo por simular es modificado por cuatro factores, contenidos en la variable $F_c(\omega)$: 1) decaimiento en alta frecuencia, 2) atenuación regional, 3) atenuación geométrica y 4) fase de la señal, con el filtro de Futterman. Haciendo el producto en el dominio de la frecuencia de la señal utilizada como FGE, $A_e(\omega)$ y el factor, $F_c(\omega)$, y aplicando la transformada inversa de Fourier para regresar al dominio de la frecuencia, obtenemos la señal afectada por la atenuación, $a_{eF_c}(t)$

$$a_{eF_c}(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} [A_{eF_c}(\omega) \cdot F_c(\omega)] \cdot e^{i\omega t} d\omega. \quad (3.25)$$

Para incluir los efectos de sitio, se utilizan funciones de transferencia, considerando los registros obtenidos del lugar y un sitio de referencia en roca firme.

3.4 Método híbrido

A diferencia del método de las Funciones de Green Empíricas, el método híbrido consiste en obtener el movimiento del terreno para altas y bajas frecuencias de manera independiente, definiendo una frontera entre regiones en 1Hz, combinando los resultados mediante un filtro de pegado, para generar una señal de banda ancha.

El método descrito es una variante propuesta por Ramírez-Guzmán et al. (2016) del método de Liu et al. (2011). Se utiliza la noción de correlaciones aleatorias entre los parámetros de fuente: deslizamiento, velocidad de ruptura y duración del deslizamiento (tiempo de ascenso).

Al tener definida la fuente, se prosigue al cálculo en dos bandas de frecuencia independientes:

- Baja 0-1.0 Hz. Para este caso se utiliza el método de los elementos finitos, haciendo uso de un modelo de velocidades tridimensionales para modelar la propagación de ondas.
- Alta 1 – frecuencia máxima ($f_{m\acute{a}x}$) definido en 20 Hz.

Este método tiene ciertas ventajas en la obtención de sismogramas sintéticos ya que su modelación es más rápida. Al emplear reciprocidad en el espacio para calcular el movimiento, se logra llegar a la obtención de los desplazamientos en baja frecuencia.

Es necesario definir los parámetros que fijan y caracterizan el modelo de fuente, que describen la geometría y la orientación de la falla sísmica, asociados a la cantidad de

energía que se libera; tales son el parámetro strike o rumbo (j), dip o inclinación con respecto al plano horizontal (ϕ) y rake o deslizamiento relativo entre los 2 bloques a lo largo de la falla (δ) (figura 3.6); además de las profundidades del sismo objetivo y semilla.

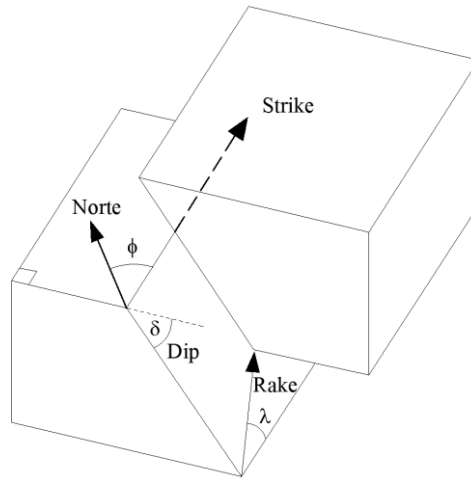


Figura 3.6 Parámetros que definen la orientación en el espacio del plano de falla (Valenzuela, 2007).

Todos los desplazamientos en baja frecuencia se basan en las deformaciones de los tensores de receptores de Green, permitiendo el cálculo de desplazamientos en una estación provocado por múltiples fuentes (dislocaciones simples) debido a tres fuerzas ortogonales.

El tensor de deformaciones ϵ_{ij} en un punto r_s debido a tres fuerzas impulsivas con dirección en el eje n ($n = 1,2,3$) en el punto r_r , se presenta en la figura 3.7.

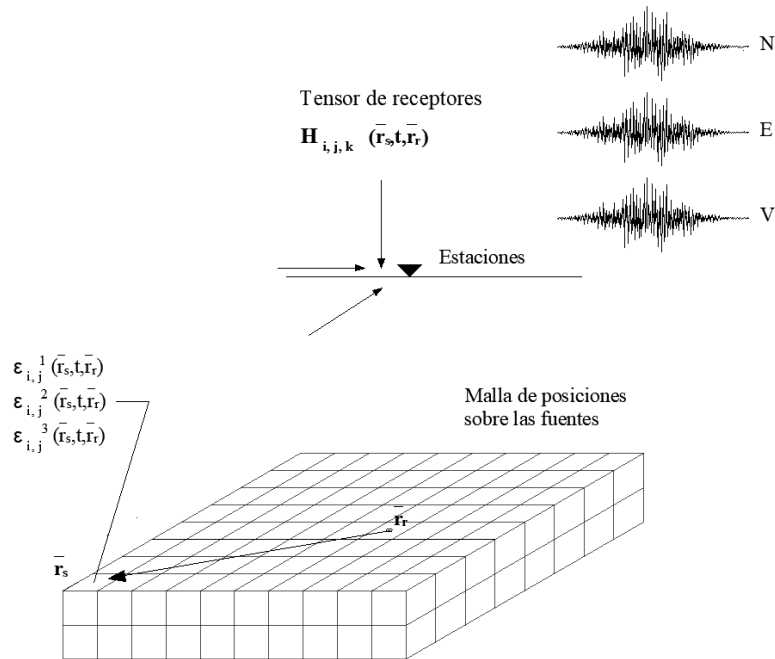


Figura 3.7 Tensor de receptores de Green en la estación para cada una de las direcciones ortogonales, que representa el tensor de deformaciones ϵ_{ij} de las fuentes para todas las direcciones.

Representando de forma condensada el tensor de deformaciones para todas las direcciones, se expresa mediante un tensor de cuarto orden denominado Tensor de Receptores de Green de la forma

$$H_{ijk}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r) = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial G_{jn}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r)}{\partial x_i} + \frac{\partial G_{in}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r)}{\partial x_j} \right], \quad (3.26)$$

donde $\partial G_{jn}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r)$ es la función de Green en $p = j, i$, debido a una fuerza impulsiva actuando en la dirección k ($k=1, 2, 3$).

Dado el Tensor de Receptores de Green y el tensor de momento, es posible aplicar el principio de reciprocidad que, en términos generales, establece que el tiempo de propagación o la respuesta sísmica registrada en un punto A, debido a una fuente sísmica ubicada en un punto B, es igual a la respuesta que se registra en el punto de la fuente sísmica debido a una perturbación en el punto de registro; esto es útil para simplificar las interacciones de las ondas sísmicas en medios heterogéneos y complejos.

El tensor de momento, que se asocia con la cantidad de energía liberada en un sismo, se expresa en función de los parámetros que caracterizan la geometría de la fuente como

$$M_{ij}(\phi, \varphi, \theta, t) = \mathfrak{M}_{ij}(\phi, \varphi, \theta) \delta(t), \quad (3.27)$$

ϕ es la función que involucra el momento producido por el par de fuerzas que se define por la función de deslizamiento, el área de la falla y su módulo de cortante; $\delta(t)$ es la delta de Dirac o impulso unitario.

Ahora, empleando el principio de reciprocidad espacial y debido a la simetría del tensor de Momento, se tiene

$$H_{ijk}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r) M_{ij}(\phi, \varphi, \theta, t) = \left[\frac{\partial G_{in}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r)}{\partial x_j} + m_{ij}(\phi, \varphi, \theta) \right] \delta(t). \quad (3.28)$$

Esto permite expresar cualquier desplazamiento $u_n(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r)$ debido a una fuente ubicada en r_s si conocemos las deformaciones debidas a un conjunto de fuerzas ortogonales modeladas independientemente ubicadas en r_r

$$u_n(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r) = H_{ijk}(\bar{r}_s, t, \bar{r}_r) M_{ij}(\phi, \varphi, \theta, t). \quad (3.29)$$

Los cálculos que resuelven la propagación de ondas provienen del método del elemento finito llamado Hércules (Tu et al., 2006; Bielak et al., 2010; Ramirez-Guzmán, 2008)

3.4.1 Modelo de velocidades 3D para baja frecuencia

Como se ha mencionado, en la propagación de ondas sísmicas hay tres factores fundamentales que contribuyen al movimiento, uno de ellos es el efecto local o del desplazamiento, donde se ha comprobado una variación importante del movimiento sísmico, que en algunos casos no se puede explicar en función de la fuente o de la trayectoria intermedia recorrida por las ondas (Álvarez, 1999).

La construcción del modelo de velocidades tridimensional (figura 3.8), para el caso de ondas de baja frecuencia, consiste en la compilación de una serie de experimentos realizados en México. El modelo inicial para el estudio tomográfico del centro y sur de México fue construido con base en diversos estudios de refracción y dispersión de la estructura de velocidades en la corteza y manto superior y de la geometría de la subducción de la placa de Cocos debajo de la placa norteamericana; las dimensiones son 80x450x75 km (Juárez, 2016).

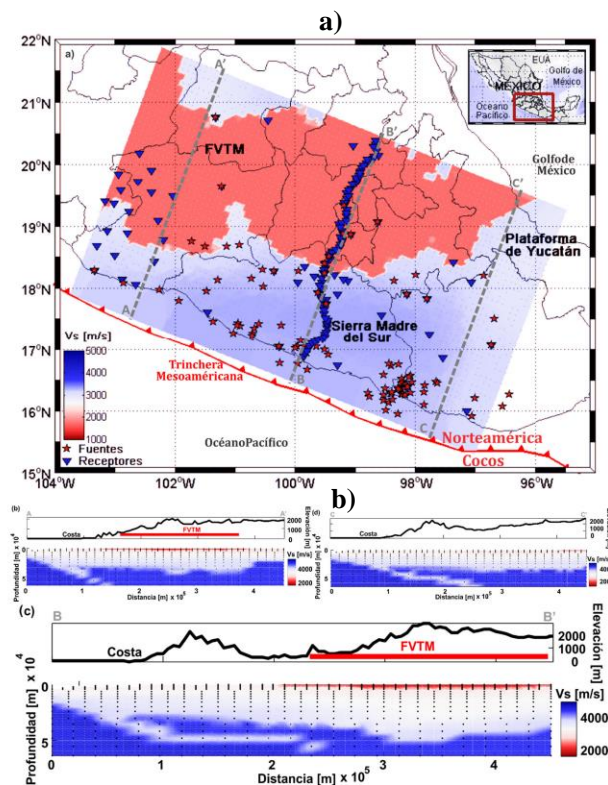


Figura 3.8 (a) Modelo inicial del Centro de México a 1 km de profundidad. (b) Perfil de velocidad perpendicular a la costa (Juárez, 2016).

La forma para implementar los cálculos y obtener las señales sintéticas para el rango de frecuencias establecido, es necesario establecer una rejilla para los arreglos H_{ij} , tanto para el catálogo de sismos interplaca e intraplaca, que corresponden a la zona de subducción del Pacífico y los sismos de profundidad intermedia, respectivamente.

Se proponen dos retículas rectangulares, definidas con base al siguiente criterio:

- Determinación de las características de las regiones sismogénicas, cuyos límites serán un marco de referencia para la definición de las retículas.
- Seleccionar un catálogo de registros representativo, clasificándolo por región sismogénica, obteniendo las magnitudes y distancias con respecto a la zona de estudio.
- Usando los modelos de atenuación de ondas sísmicas para cada región, se definen los vértices de la retícula, considerando el rango de distancia y magnitud válido para el catálogo sísmico existente; además, sabiendo el periodo fundamental estructural ($T=2.005$) se considera el rango de periodo espectral y su máxima respuesta en términos del parámetro de magnitud PGA, relacionando la magnitud y la distancia de los eventos que pueden generar los valores de S_a de interés.

La retícula rectangular, para sismos subducción interplaca, se planteó para una región de 800x110x35 km. En el caso de los sismos profundidad intermedia intraplaca, la retícula comprende una región de 215x110x58. La figura 3.9 ilustra la posición de la rejilla en la zona de subducción y para la zona de sismos intraplaca (profundidad intermedia), en donde se calcularán los tensores de esfuerzo mediante el tensor de receptores de Green, simulando la propagación de ondas.

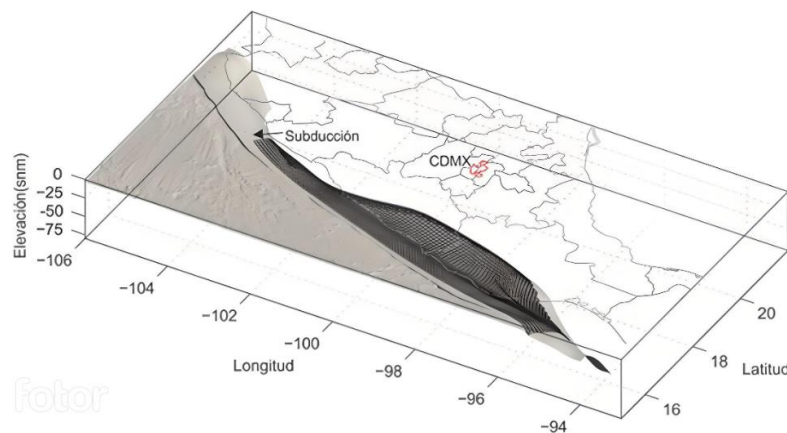


Figura 3.9 Rejilla de posiciones considerada en la zona de subducción y para eventos intraplaca. Se consideran espaciamientos de 5 km entre cada nodo.

La discretización de la retícula del medio debe ser adecuada para poder hacer una interpolación precisa de la información que se obtiene en cada nodo, obteniendo así los tensores H_{ijk} ; esto considera la velocidad de ondas de corte en la roca, asumida constante e igual a 5,000 m/s, para una frecuencia máxima de 1 Hz. El cálculo de la longitud de onda ($\lambda=\beta/f$) indica que la malla tendrá un espaciamiento de 5 km entre nodos, considerando 4 puntos por longitud de onda.

En la figura 3.10 se expone la condensación de las etapas que sigue la generación de un sismograma sintético mediante el método híbrido.

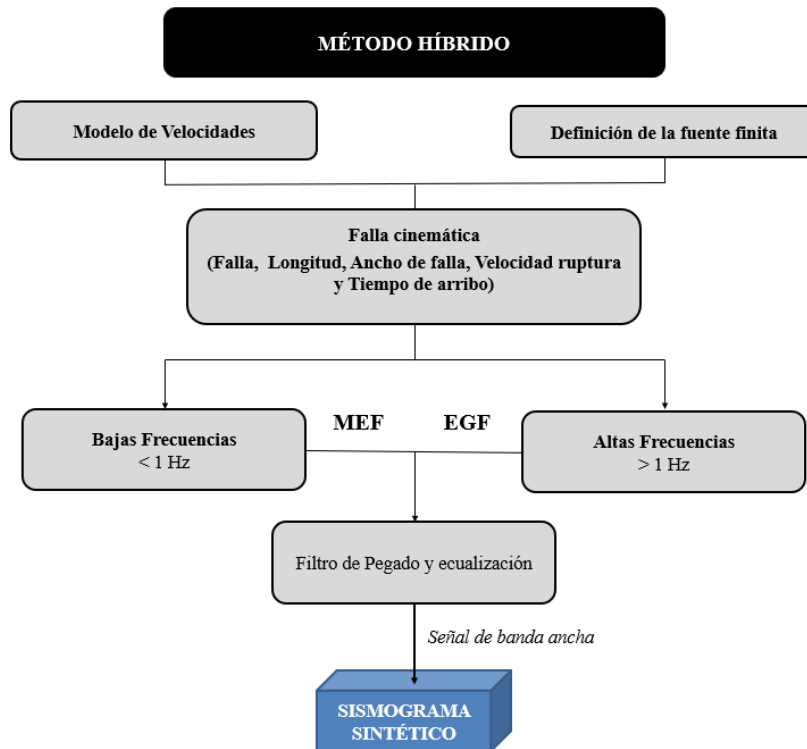


Figura 3.10 Etapas del Método Híbrido (Modificado de Ramírez-Guzmán et al., 2016).

3.4.2 Alta frecuencia y filtro de pegado

Para simular la parte de alta frecuencia (1 – 20 Hz), se utilizó la simulación de las funciones de Green empíricas Ordaz et al. (1995) y Jaimes et al., (2008) y un filtro de pegado, que combinó las señales en ambas bandas de frecuencia.

El filtro de pegado consiste en un filtro pasa bajos y un filtro pasa altos en paralelo (figura 3.11). El filtro pasa bajos, con frecuencia de esquina de 0.95 Hz, se encarga de filtrar las componentes de alta frecuencia, mientras que el filtro pasa altos, con frecuencia de corte de 1.05 Hz, filtra las componentes en bajas frecuencias.

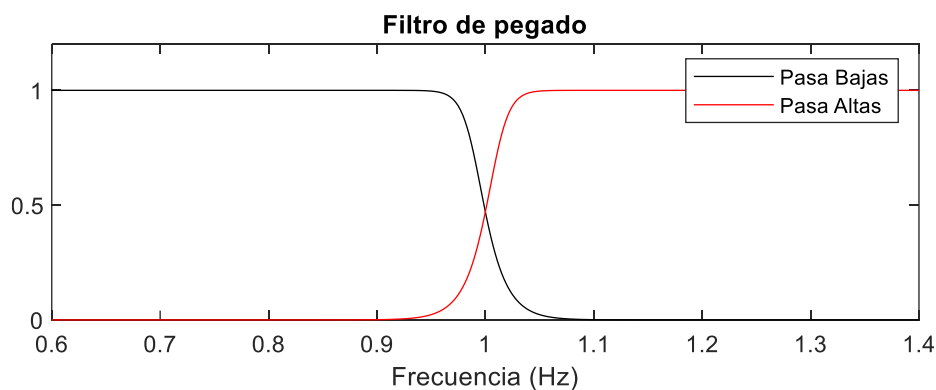


Figura 3.11 Filtro de pegado constituido por un filtro pasa bajos y un filtro pasa altos.

3.5 Consideraciones en la simulación de señales

3.5.1 Fuentes sísmicas empleadas

Basado en la regionalización sismogénica que se tienen de México (CFE, 2015), contando con una subdivisión de 47 zonas, se ubicó cada sismo, correspondiente a uno registrado en la base de datos con la que se cuenta desde el 17 de enero de 2009 hasta el último registrado el 22 de septiembre de 2022 (figura 3.12), de dos estaciones sísmicas del CCUT; una estación se encuentra en Campo Libre y la otra estación se localiza en el sótano suroeste de la torre Tlatelolco. Se considera la clasificación de la región sísmica de acuerdo a la magnitud del sismo y la profundidad focal para determinar si se trata de un sismo superficial o cortical, de subducción ($h \leq 30$ km) o de profundidad intermedia ($h > 30$ km); en cuanto a la zona de subducción, se considera la distinción entre la zona de subducción para temblores con una magnitud mayor a 7. El fin es conocer las fuentes o zonas sismogénicas que tienen influencia directa con el sitio de estudio y la caracterización de cada sismo de acuerdo con las características de la fuente sísmica a la que pertenece. El software utilizado para definir las fuentes fue Qgis 3.28.2 (OSGeo, 2022).

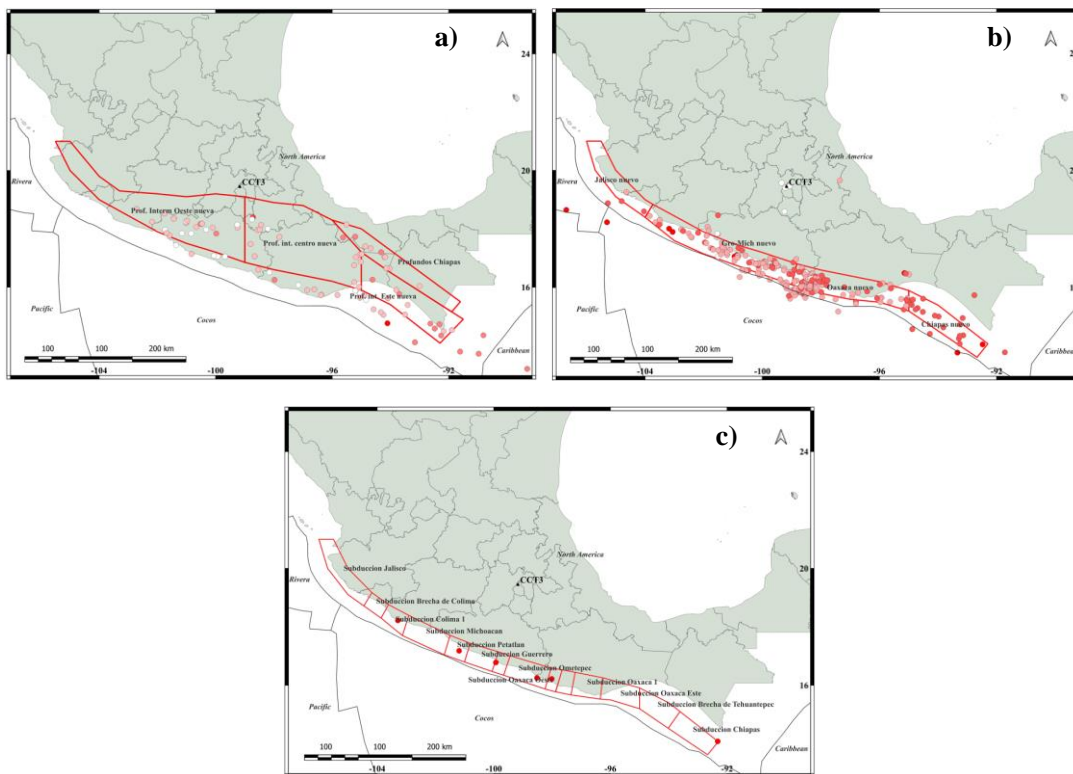


Figura 3.12 Regiones sismogénicas de México (CFE, 2015). Ubicación de los 520 Registros sísmicos de interés de acuerdo a la regionalización a) Profundidad intermedia intraplaca; b) Subducción ($M_w < 7$); c) Subducción ($M_w > 7$).

Dentro de los registros sísmicos se cuentan con 699 de los cuales solamente 520 son de interés debido a que los registros restantes no corresponden a ninguna fuente sísmica delimitada actualmente, pues las coordenadas geográficas del sismo y su profundidad focal distan de cualquier fuente. Se resalta que se identificaron 6 registros correspondientes a 3 sismos superficiales locales dentro del territorio de la Ciudad de México y el Estado de México. En la tabla 3.1 se presenta el número de registros sísmicos para cada tipo de fuente.

Tabla 3.1 Número de registros por tipo de fuente sísmica.

Tipo de fuente	No. de registros
Cortical	23
Subducción $M > 7$	9
Subducción $M \leq 7$	377
Profundidad Intermedia	111
TOTAL	520

3.5.2 Catálogo de Semillas: filtrado y procesado de acelerogramas

Con base en los 520 registros pertenecientes a cada fuente sísmica específica, es necesario el procesamiento y filtrado de cada una de las señales, pues esto nos permite corregir las imprecisiones en la lecturas en baja frecuencia para cierto campo de proximidad y el ruido presente en la señal sísmica, eliminando datos que no son útiles para el análisis y que pueden modificar los resultados; un ejemplo para observar esto es obtener el espectro de respuesta asociado a los desplazamientos para un oscilador de un grado de libertad a partir de un acelerograma sin filtrar, esto ocasionara que para frecuencias bajas o periodos largos los desplazamientos sean considerablemente mayores.

El filtrado consiste en eliminar intervalo de frecuencias y valores extremos que no son de interés para el análisis estructural. Se empleó el filtro Butterworth, haciendo uso del software Matlab. Este tipo de filtro de procesamiento de señales consiste en tener una respuesta de frecuencias lo más plana posible en la banda de paso, considerando una transición lenta de la banda de paso a la banda de detención. La expresión que define la amplitud del filtro está dada por la función de transferencia $A^2(i\Omega)$ como

$$A^2(i\Omega) = \frac{1}{1 + \left(\frac{\Omega}{\Omega_c}\right)^{2n}}, \quad (3.30)$$

donde n es el número de polos que indica el orden del filtro, Ω es la frecuencia de entrada y Ω_c es la frecuencia de corte. En este caso la frecuencia de corte se definió como 10 Hz y la frecuencia de entrada en 0.1 Hz considerando 6 polos para el paso de tiempo de la señal que es de 0.01 s. El número determina la pendiente de caída del filtro, determinado mediante prueba iterativa.

También se hizo una corrección normal de línea base, debido al desplazamiento del acelerograma respecto a la línea cero de la aceleración. En la figura 3.13 se expone el ejemplo de un registro filtrado para las tres componentes de un registro.

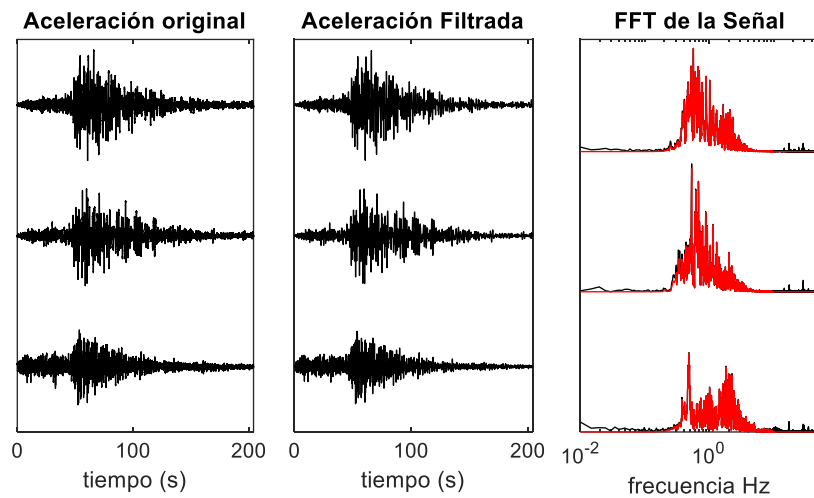


Figura 3.13 Ejemplo de registro filtrado. Comparación del acelerograma original y filtrado para las 3 componentes (Norte, Este y Vertical, respectivamente) en cm/s^2 . En la parte derecha se presenta el espectro de amplitudes de Fourier (color negro para la señal original y rojo para la señal filtrada).

De los registros filtrados y clasificados por zonas sísmogénicas se conforma un catálogo de semillas empleados para la validación y la calibración de los modelos numéricos.

3.5.3 Efectos de sitio en el CCUT

Para conocer los efectos de sitio, sobre donde se encuentra desplantado el CCUT, se hace referencia al estudio realizado por Jaimes (2019). El método para incluir dichos efectos considera la aplicación de la teoría de vibraciones aleatorias y su función de transferencia de sitio; con ello se conforman espectros de diseño de sitio para dos diferentes periodos de retorno: $T_r=125$ y 250 años.

Para obtener los espectros de sitio se siguió una metodología que consiste, a partir de los EPU objetivo en terreno firme CU (Ciudad Universitaria), considerado como representativo de los movimientos de la base de los depósitos del suelo en la ciudad, para un amortiguamiento de 5% del crítico, y una estimación de la duración del movimiento fuerte, en calcular el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) asociado a CU.

Después, se obtuvo la función de transferencia (FT) del CCUT, basados en registros sísmicos obtenidos en sitio, entre el periodo 2011 a 2017, como el cociente del espectro de Fourier del movimiento en la superficie, entre el espectro de Fourier del movimiento de entrada, obteniendo el EAF considerando la amplificación local.

Se presenta la función de transferencia obtenida analíticamente para un depósito con amortiguamiento ξ del 5% del crítico; su gráfica (figura 3.14) muestra la FT promedio, considerando los dos primeros modos de vibrar, cuyos valores para el primer modo son $T = 1.58$ s ($f = 0.63$ Hz) y segundo modo $T = 0.59$ s ($f = 1.69$ Hz).

$$FT = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega^2}{V_s} H\right) + \left(\xi \frac{\omega^2}{V_s} H\right)^2}} \quad (3.31)$$

en la cual V_s es la velocidad de onda de corte y H el espesor total del estrato.

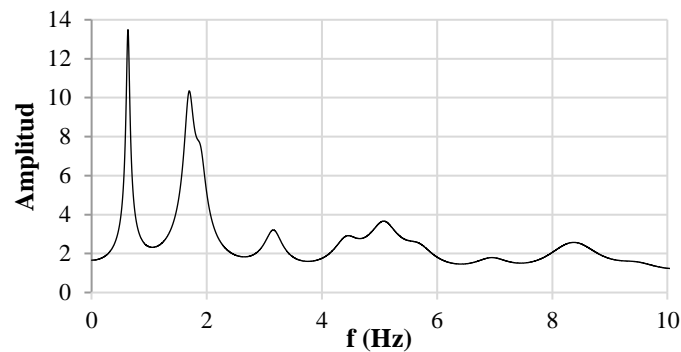


Figura 3.14 Función de transferencia promedio en sitio CCUT, considerando los dos primeros modos de vibrar del suelo.

La función de transferencia muestra una amplitud máxima de alrededor de 13.5 para el primer modo y de 10.3 para el segundo modo, siendo consistente con la función de transferencia basada en los registros sísmicos.

Posteriormente se emplea el EAF estimado en CU y su función de transferencia para primero calcular el EAF en sitio CCUT, y junto con la duración del movimiento fuerte se calcula los EPU en sitio CCUT. Finalmente, se calculó el espectro de diseño de sitio, ajustado al EPU de sitio.

Al comparar los Espectros obtenidos en el estudio con los proporcionados por el SASID, Existe una diferencia aproximada del 12% entre el periodo dominante del suelo, T_s , estimado al calcular la función de transferencia de sitio basado en registros sísmicos en el sitio de interés CCUT, lo cual establece el periodo dominante del suelo a $f=0.63$ Hz, en comparación del proporcionado por el SASID en $f=0.55$ Hz. Intensidades del espectro de sitio propuesto se reducen en un 9%.

3.6 Acelerogramas proporcionados por el SASID

La particularidad del tipo de suelo de la Ciudad de México ha sido motivo de la creación de regulaciones que considere los efectos locales de sitio. La evolución de las normativas sísmicas en México tiene su origen en 1942, con una serie de cambios casi siempre consecuencia de grandes sismos. En 2004 se introdujeron transformaciones significativas que abarcaron la inclusión de espectros de diseño con tamaños y formas realistas, la transparencia en la aplicación de factores reductores, y la implementación de espectros específicos.

Como consecuencia de los temblores de 2017 se hizo una serie de modificaciones a la normativa vigente, entre ellas se hizo obligatorio el uso del análisis paso a paso en edificios altos en la zona del lago. Lo anterior condujo a la necesidad de generar acelerogramas sintéticos adecuados, capaces de obtenerse automáticamente. Así, se creó la aplicación SASID-Web de la Ciudad de México. Los acelerogramas que se generan son compatibles con un periodo de retorno de 250 años, y se calculan con base a sismos de profundidad intermedia y de subducción, ya que son los que más contribuye al peligro sísmico. Además, se considera un factor de comportamiento sísmico $Q=1$ (ductilidad muy baja) y sin reducción por sobre-resistencia. Estos acelerogramas provienen de estudios de desagregación de peligro sísmico para 2 escenarios, para un evento de profundidad intermedia con magnitud de 7.5 a una distancia de 150 km y un evento costero con magnitud 7.8 a 265 km. El archivo generado incluye 12 archivos con parejas de sintéticos, cuatro para sismos de profundidad intermedia y ocho de subducción, cada uno de ellos con su correspondiente espectro de pseudoaceleración.

3.6.1 Método de generación de acelerogramas sintéticos por el SASID

El método empleado por el SASID está inspirado en 3 métodos previamente formulados (Joyner y Boore, 1986; Wennerberg, 1990; Ordaz *et al.*, 1995), propuesto por Kohrs-Sansorny *et al.* (2005), que emplea pequeños sismos como FGE que se generan en distintos instantes de tiempo en la zona de ruptura o de deslizamiento, con la finalidad de simular el movimiento del terreno. Esta técnica requiere como dato de entrada conocer registros sísmicos en el sitio de interés. Se basa en la representación de una fuente puntual que requiere conocer dos parámetros: magnitud de momento y el cambio en los esfuerzos producidos por el sismo en su superficie de ruptura asociados a la frecuencia de esquina. Además, se supone que un solo registro de eventos pequeños representa la función de Green para todos los puntos del área de ruptura del gran sismo.

El modelo emplea un esquema de suma aleatoria en dos etapas independientes dentro de la misma banda de frecuencias; en la primera se genera aleatoriamente un pequeño número de retardos asociados a una densidad de probabilidad sobre toda la duración de la fuente, deducida de la frecuencia de esquina del evento principal; en la segunda etapa

se vuelve a generar retardos con una segunda densidad de probabilidad sobre una ventana de duración centrada en cada retardo generado en la primera etapa para finalmente escalar los eventos pequeños por un factor (Kohrn-Sansorny et al., 2005).

El gran evento simulado $S_k(t)$, está dado por la expresión siguiente

$$S_k(t) = R_k(t) * s(t) , y$$

$$R_k(t) = \kappa \sum_{d=0}^{\eta_d-1} \left[\sum_{c=0}^{\eta_c-1} \delta(t - t_c(k) - t_d(k)) \right], \quad (3.32)$$

donde el movimiento esta dado por la convolución entre la función fuente de tiempo numérica $R_k(t)$ y el registro del pequeño evento $s(t)$, considerado como la FGE. $R_k(t)$ involucra un factor de escala κ , t_c y t_d son los retrasos generados aleatoriamente mediante una función de densidad de probabilidad ρ_c y ρ_d sobre toda la duración de la fuente, para la primera y segunda etapa, respectivamente. Se suponen para grandes y pequeños eventos dos relaciones diferentes; la primera involucra una caída de esfuerzos diferente para cada rango de magnitudes; la segunda se relaciona con la relación de escala del espectro de fuente.

Se destacan ventajas del método respecto a los de una sola etapa; una ventaja es que la energía se distribuye a lo largo de todo el proceso de ruptura y no concentrando la energía alrededor de la media duración de ruptura; además, existe una variabilidad remarcable entre cada simulación, lo cual se asocia a múltiples procesos de ruptura. Sin embargo, es más eficiente cuando la distancia entre la fuente y el sitio es lo suficientemente grande en comparación con las dimensiones de la fuente y con la longitud de onda máxima.

En la figura 3.15 se observan dos acelerogramas correspondientes a subducción y profundidad intermedia generados automáticamente por el SASID.

De igual manera, en las figuras, 3.16 y 3.17 se exponen los acelerogramas que corresponden a sismos de subducción y profundidad intermedia generados mediante las Funciones de Green Empíricas y el método híbrido, respectivamente.

Para cada pareja de acelerogramas se presenta su respectivo espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico. Adicionalmente, se resalta el tiempo de llegada de las ondas P " t_p " y las ondas S " t_s ". La diferencia de estos tiempos de llegada, $t_s - t_p$, pueden ser utilizados para estimar la distancia entre el sismo y el sismómetro que registra la señal. Esta diferencia de tiempos de llegada tendrá que ser mayor para los sismos de subducción en comparación con los de profundidad intermedia. Si utilizamos una regla empírica comúnmente utilizada, se establece que la diferencia de tiempos entre ondas P y S en segundos es aproximadamente 1 segundo por cada 8 kilómetros de distancia epicentral. Un estimado aproximado entre un sismo de subducción y la Ciudad de México, nos da una diferencia de tiempos de llegada de 50 segundos.

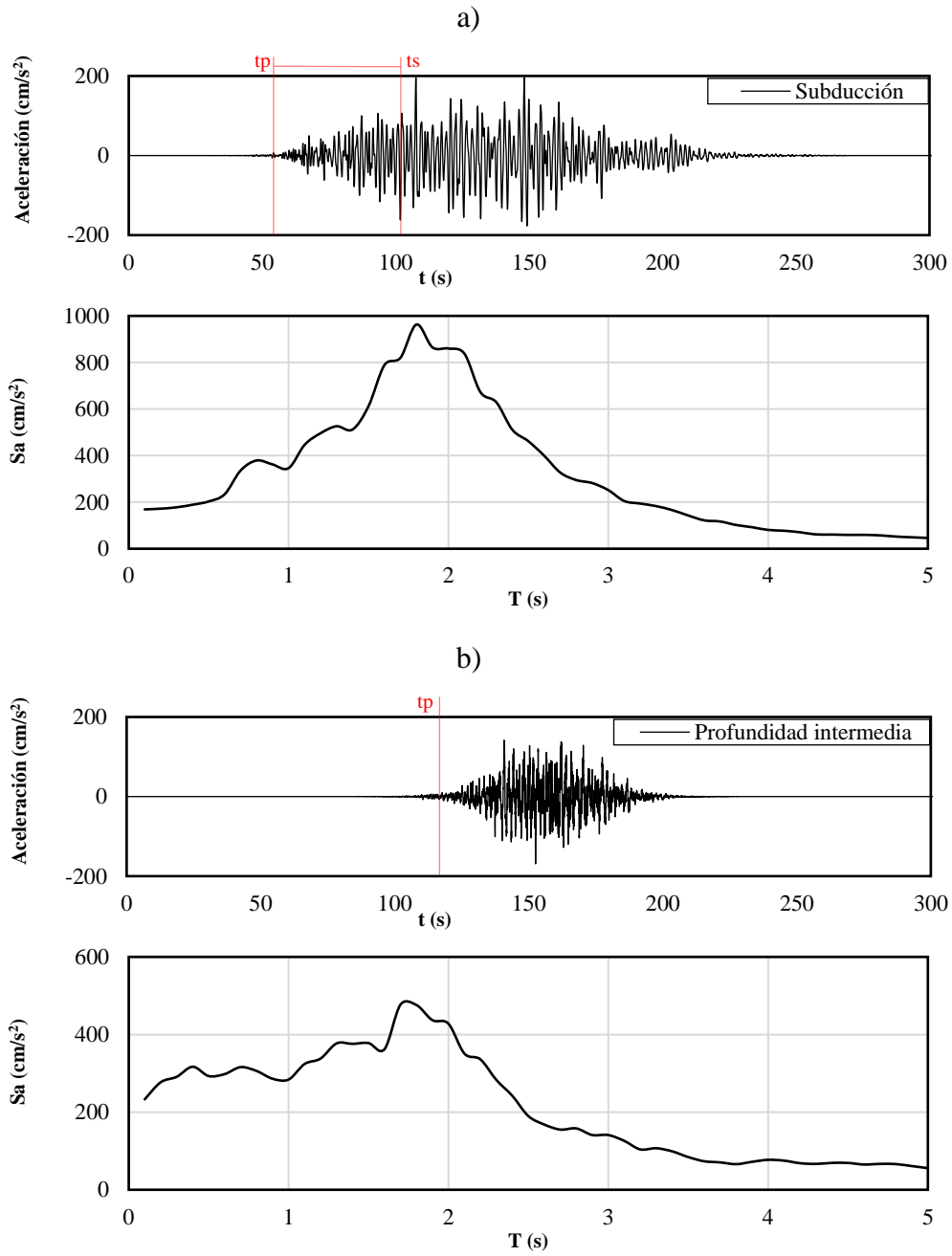


Figura 3.15 Acelerogramas sintéticos - SASID (Nov – 2022) Componente (este) en la zona de estudio. $T_r = 250$ años y sus espectros de respuesta correspondientes para $\xi=5\%$ (a) sismos de subducción (b) sismos de profundidad intermedia.

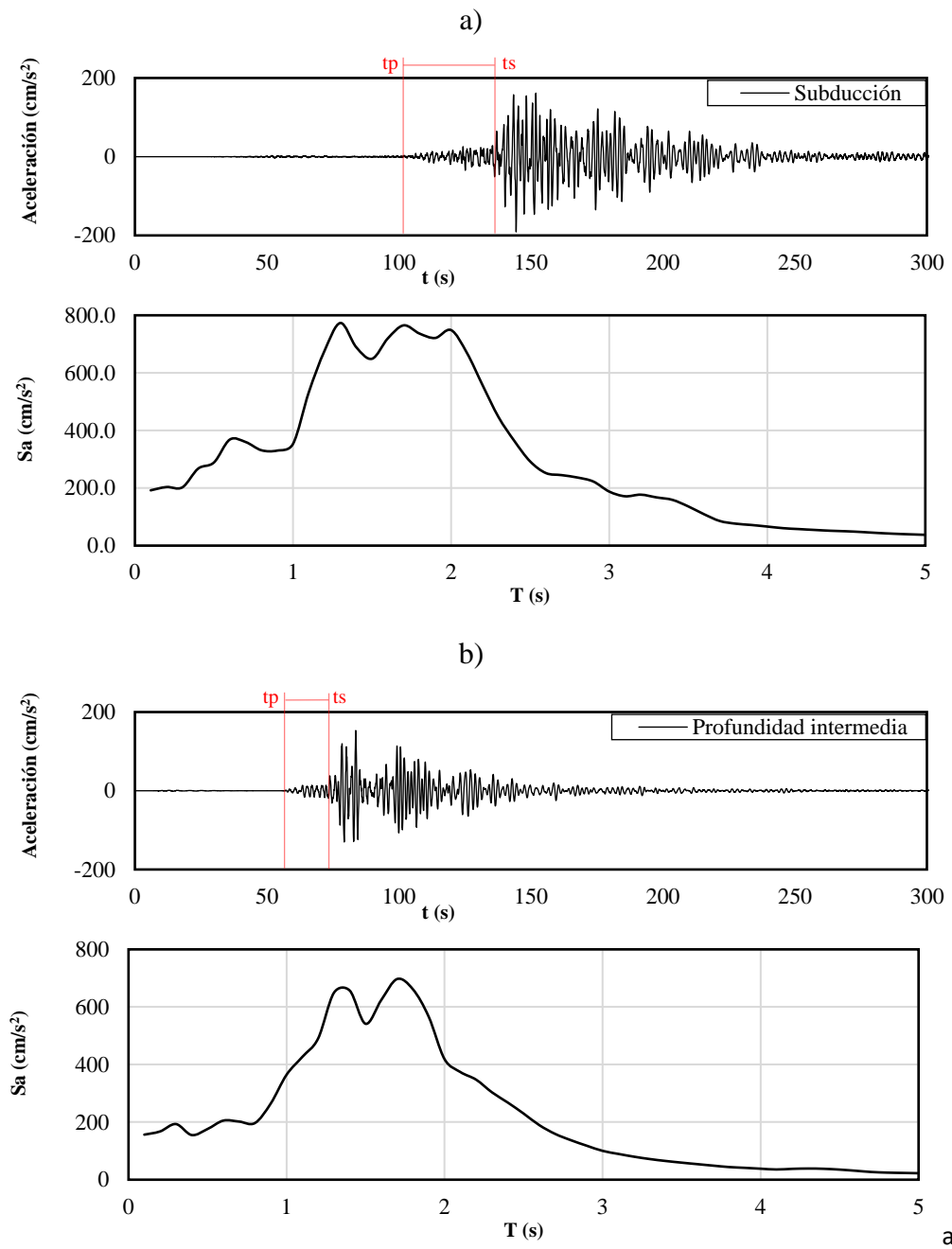


Figura 3.16 Acelerogramas sintéticos - FGE, Ordaz et al. 1995. Componente (este) en la zona de estudio. $T_r = 250$ años y sus espectros de respuesta correspondientes para $\xi=5\%$ (a) sismos de subducción (b) sismos de profundidad intermedia.

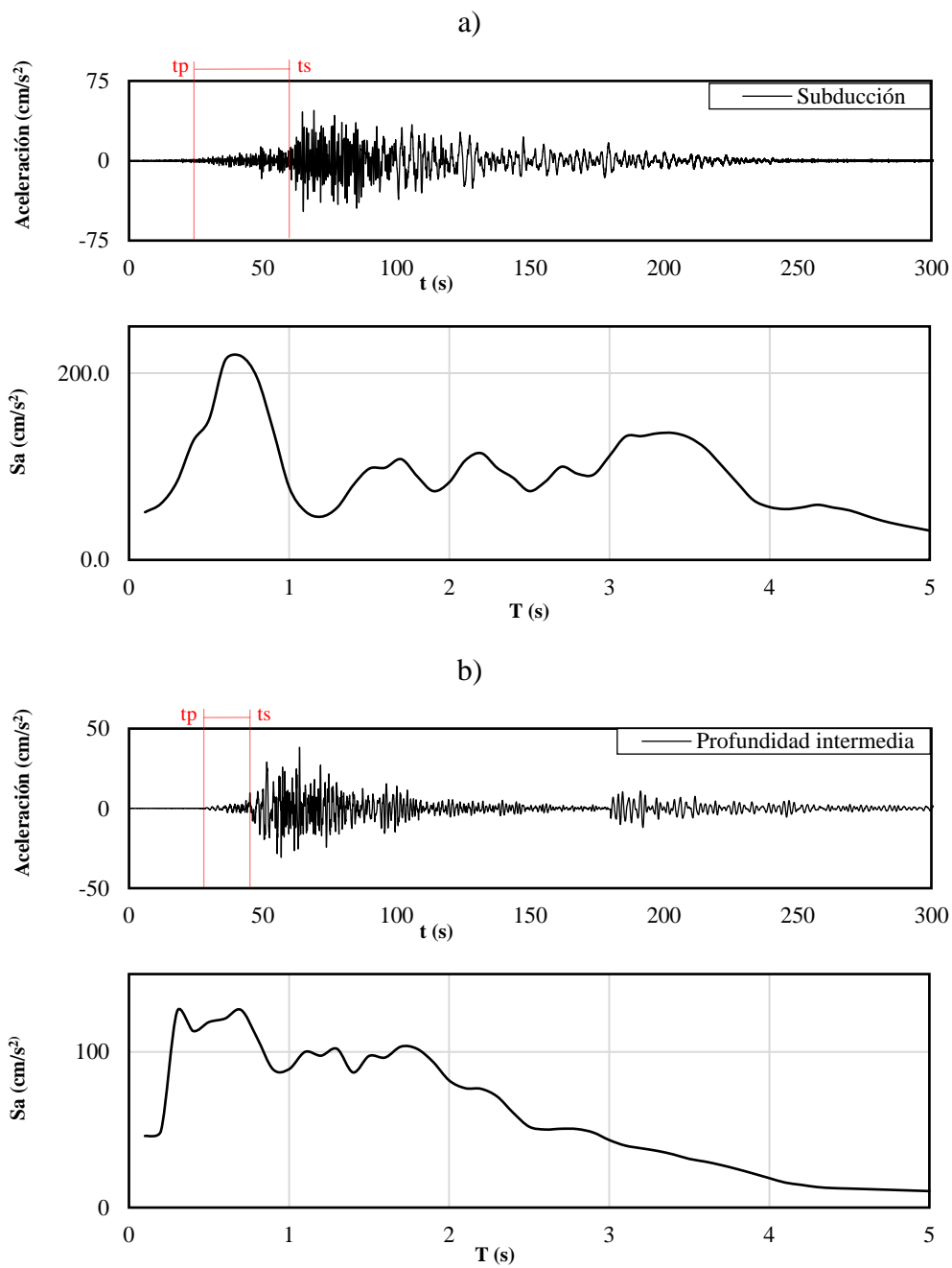


Figura 3.17 Acelerogramas sintéticos - Método Híbrido. Componente (este) en la zona de estudio. $T_r = 250$ años y sus espectros de respuesta correspondientes para $\xi=5\%$ (a) sismos de subducción (b) sismos de profundidad intermedia.

Por otra parte, la figura 3.17 nos permite comparar las señales sintéticas, pues representa un acelerograma registrado en el CCUT, específicamente para el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017, para una magnitud de 7.1, siendo de Profundidad Intermedia.

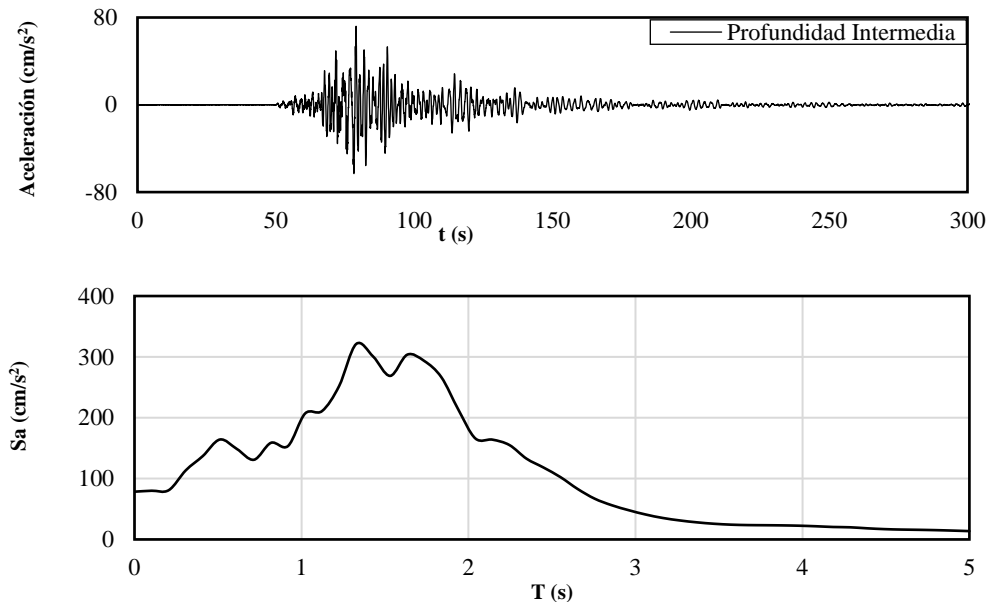


Figura 3.18 Registro de aceleraciones del Sismo 19/09/2017 M=7.1 en estación CCUT, Sótano Suroeste. Componente este, y su espectro de respuesta para $\xi=5\%$.

En el sintético de la figura 3.15b, para profundidad intermedia, no se distingue a simple vista la llegada de las diferentes fases o paquetes de ondas, no se aprecia claramente la llegada de ondas S y no se puede estimar la distancia a la zona epicentral con la diferencia de tiempos de llega de ondas P y S. Además, la fase más energética a causa de las ondas superficiales y en general la fase intensa del sismo sucede abruptamente en un periodo de tiempo muy corto, teniendo poco parecido con un registro observado. Por otra parte, el pico del espectro de respuesta está en 1.8 segundos y el registro real presenta dos picos entre 1.4 y 1.7 segundos.

El sintético de la figura 3.16b presenta una distribución de la fase intensa más prolongada y se distingue más claramente las fases de llegada de las ondas P, S y ondas superficiales. El acelerograma presenta dos picos importantes en diferentes instantes de tiempo, suponiendo la consideración de dos asperezas que considera grandes liberaciones de energía en dos instantes de tiempo diferentes. Si observamos su espectro de respuesta, presenta dos picos más prominentes en 1.4 y 1.75 segundos. Se asemeja más al registro real.

El sintético híbrido, 3.17b, presenta una distribución de la fase intensa más uniforme, se distingue las diferentes fases de llegada de las ondas y tiene mayor semejanza con el registro real de la figura 3.18. Su espectro de respuesta tiene mayor influencia en alta frecuencia y periodos bajos, además de contar con dos picos menos pronunciados en el periodo de 1.35 y 1.7.

ANÁLISIS DINÁMICO

A lo largo de las últimas el análisis estático y el análisis dinámico modal espectral han sido utilizados en el diseño de estructuras, siendo consistentes con el tipo de sistema estructural y las condiciones particulares que se requieran. Sin embargo, cierto tipo de estructuras requieren de análisis específicos para cuestiones de revisión o evaluación de su estado actual. Tal es el caso de las estructuras altas, que, independientemente de su análisis de diseño, requiere de una revisión exhaustiva de la seguridad estructural, debido a la alta participación de sus modos superiores a la respuesta dinámica, generando niveles de daño en sus pisos intermedios. Por ello se plantea hacer uso del análisis dinámico paso a paso lineal para el análisis y revisión del estado límite de servicio del CCUT. En este caso, el uso de acelerogramas para calcular la historia de desplazamientos se realizará con sintéticos, como se plantea en uno de los objetivos de este trabajo.

Por lo anterior, haciendo uso de las diferentes metodologías en la generación de señales sintéticas, se pretende evaluar la respuesta dinámica del edificio en estudio, teniendo 3 diferentes tipos de análisis que justifiquen el estado actual de la estructura y al mismo tiempo probar estas metodologías en casos prácticos de la ingeniería estructural con la comparación de métodos alternativos con los actualmente utilizados en importantes reglamentos de construcción y diseño como las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del 2017, con el uso del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) (GCM, 2017b).

4.1 Análisis dinámico paso a paso

Un análisis paso a paso o tiempo-historia es una técnica en el análisis estructural que evalúa el comportamiento dinámico de estructuras sujetas a cargas sísmica u otras cargas dinámicas, a lo largo del rango de deformaciones, y se realiza mediante la resolución numérica de las ecuaciones de movimiento de la estructura.

Este método de análisis sísmico es requerido para edificios altos, siendo obligatorio para edificios de 120 metros de altura, pertenecientes a zonas geotécnicas II y III (zona de transición y de lago). Además, con este método se revisa la seguridad estructural ya que en edificios altos suele ser considerable el nivel de daño en pisos intermedios y superiores

a pesar de ser diseñado correctamente con un análisis dinámico modal; esto debido a que sus modos superiores movilizan un alto porcentaje de la masa total del sistema estructural, contribuyendo en gran medida los segundos y terceros modos de vibrar (GCM, 2017b).

Un sistema dinámico simple responderá al movimiento que se da en la base, por efectos de sismo, en función de sus características dinámicas como su masa, las fuerzas elásticas o restauradoras y el amortiguamiento estructural. La ecuación de movimiento para representar una estructura idealizada como un oscilador de varios grados de libertad se plantea de la siguiente manera

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g, \quad (4.1)$$

siendo M la matriz de masas del sistema, C es la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de rigideces del sistema y \ddot{u}_g es la aceleración del terreno, variante con respecto al tiempo.

Al resolver el problema de valores y vectores característicos, la respuesta dinámica sísmica del sistema puede obtenerse mediante una expansión modal de los desplazamientos, proponiendo una solución $y(t)$ en función del tiempo; estas soluciones son los multiplicadores denominados coordenadas modales y representan la variación de los desplazamientos descritos mediante una función armónica simple

$$u(t) = \sum_{i=1}^N y_i(t) \varphi_i = y(t) \Phi, \quad (4.2)$$

donde N es el número de grados de libertad, $y(t)$ indica la contribución del n -ésimo modo a los desplazamientos modales $u(t)$, y la combinación de estas contribuciones modales proporciona los desplazamientos mediante una superposición (figura 4.1), independientes de la manera en que se normalicen los vectores modales (Chopra, 2014).

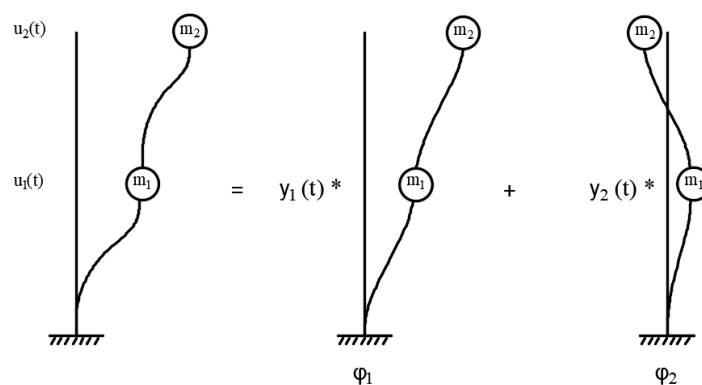


Figura 4.1 Superposición modal para un sistema de 2 grados de libertad; $y_i(t)$ representa el escalar de coordenadas modales y φ_i el vector de forma modal.

Al incluir una matriz de amortiguamiento C , considerando un amortiguamiento clásico de Rayleigh para un sistema lineal, y operando con la matriz de amplitudes modales se obtiene una matriz diagonal C^* . Esto supone que para los dos modos seleccionados del

edificio (1 y 4) la fracción de amortiguamiento ζ es la misma, para los otros modos se calcula con la ecuación 5.2.

$$M^* \ddot{y} + C^* \dot{y} + K^* y = -l \ddot{u}_g, \quad (4.3)$$

donde $l = \Phi^T M J$, y J es un vector de unos, de tamaño igual al número de grados de libertad; M^* y K^* son las matrices diagonalizadas por los vectores característicos. Se alcanza en última instancia un sistema de ecuaciones, en donde cada grado de libertad esta desacoplado entre sí, dejando como paso final la resolución independiente de cada una de las ecuaciones representadas como osciladores de 1 grado de libertad y la aplicación de la expresión 4.2 para obtener el desplazamiento total considerando N grados de libertad. Si dividimos entre sus respectivos términos de m_i^* , donde f es el factor de participación, que indica la contribución del modo i sobre la respuesta del sistema, tenemos, para un oscilador de 2 grados de libertad, las expresiones:

$$\ddot{y}_1 + 2\omega\xi \dot{y}_1 + \omega_1^2 y_1 = -f_1 \ddot{u}_g, \quad (4.4 a)$$

$$\ddot{y}_2 + 2\omega\xi \dot{y}_2 + \omega_2^2 y_2 = -f_2 \ddot{u}_g. \quad (4.4 b)$$

4.1.2 Método de Newmark

El método numérico Beta de Newmark, utilizado en el modelo numérico, es empleado para resolver las ecuaciones de movimiento. La formulación original de este método es implícita, lo que requiere de iteraciones adicionales para determinar la aceleración al final de cada paso de tiempo; para sistemas lineales, es posible una conversión hacia una formulación explícita a fin de evitar iteraciones, disminuyendo el tiempo de resolución, dejando expresada la aceleración final en términos de la respuesta de velocidad y desplazamiento (Clough y Penzien, 2003).

La ecuación para sistemas lineales es

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1}. \quad (4.5)$$

Describiendo el método en términos de los parámetros que definen la variación de la aceleración y la velocidad en el tiempo t_{i+1} , tenemos que

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}(u_{i+1} - u_i) - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{u}_i, \quad (4.6 a)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}(u_{i+1} - u_i) + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right)\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i. \quad (4.6 b)$$

Las ecuaciones 4.6 a y 4.6 b se sustituyen en la ecuación para sistemas lineales. Expresando la ecuación de equilibrio estático efectivo como

$$\hat{k}u_{i+1} = \hat{p}_{i+1}, \quad (4.7)$$

siendo

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta \Delta t^2} m, \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} \hat{p}_{i+1} = p_{i+1} + \left[\frac{1}{\beta \Delta t^2} m \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c \right] u_i + \left[\frac{1}{\beta \Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) c \right] \dot{u}_i \\ + \left[\left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{u}_i. \end{aligned} \quad (4.9)$$

Donde k y p son conocidas a partir de las propiedades del sistema m , k y c , quedando el desplazamiento definido como

$$u_{i+1} = \frac{\hat{p}_{i+1}}{\hat{k}} \quad (4.10)$$

Para el caso de sismo se reemplaza $p_i = -m\ddot{u}_{gi}$

Se recurre a utilizar el método de la aceleración promedio constante, donde $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$, cuya ventaja hace incondicionalmente estable al método.

4.2 Consideraciones del análisis paso a paso según las NTC-DS 2017

La sección 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias (GCM, 2017d) para diseño por sismo describe y especifica las acciones sísmicas que se deberán emplear para el análisis; se determinarán mediante familias de acelerogramas, en las dos direcciones principales de análisis. Para periodos del sitio T_s mayores que 1s se deben emplear al menos doce parejas de acelerogramas debido a la variabilidad y la diversidad de las excitaciones sísmicas y las incertidumbres ante diferentes escenarios probables. No es necesario incorporar un factor correctivo por irregularidad.

Los movimientos sísmicos representativos empleados para el análisis (acelerogramas), deben ser independientes entre sí, tener intensidades, duración y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño. Estas intensidades objetivo correspondientes a los espectros de peligro uniforme que especifica la norma, tomando en cuenta la variación de los periodos naturales del terreno que tendrá lugar durante la vida esperada de la estructura, en este caso, por el fenómeno particular de consolidación que se presenta en la Ciudad de México (GCM, 2020). La intensidad, para la cual se deberá cumplir especialmente con lo anterior descrito, será para el periodo dominante de vibrar de la estructura, que en este caso es de 2.005 segundos en la dirección Y, medido por la ordenada del espectro de peligro uniforme elástico de pseudo-aceleraciones. La norma nos indica que la intensidad de cada excitación sísmica se medirá con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la siguiente expresión

$$a_{es}(T) = \sqrt{\frac{a_{c1}^2(T) + a_{c2}^2(T)}{2}}, \quad (4.11)$$

para la cual a_{es} es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, y a_{c1} y a_{c2} las ordenadas espectrales para las 2 componentes horizontales individuales, correspondientes a espectros elásticos de pseudoaceleración para amortiguamiento igual a 5% del crítico. T es el periodo correspondiente a cada ordenada espectral.

Lo anterior nos genera la necesidad de verificar si los acelerogramas sintéticos cumplen con la intensidad normativa del EPU, en caso contrario, se afectará a las ordenadas espectrales individuales que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas por un factor de escalamiento conduciendo a escenario donde se cubra de manera razonable los espectros elásticos de peligro uniforme que entrega el SASID en un rango de periodos correspondientes entre 0.1 y 1.5 veces el periodo natural del primer modo de vibrar del sistema estructural; ambas componentes de cada pareja deben ser escaladas por el mismo factor.

4.2.1 Demanda sísmica de sintéticos generados por el SASID

Debido a que el SASID facilita la obtención de acelerogramas sintéticos, proporcionando 12 parejas de registros, cuatro para movimientos sísmicos de profundidad intermedia y ocho para subducción, con sus respectivos espectros de pseudoaceleración, se hará uso de dichos acelerogramas, asegurando cumplir con la normativa previamente descrita.

A continuación, se muestra el proceso mediante el cual se compararon las intensidades de los espectros de respuesta con las intensidades supuestas para el diseño, correspondientes a los espectros de peligro uniforme considerando a la variación de los periodos dominantes del sitio debido al fenómeno de consolidación propio del sitio. En la figura 4.2 se muestra un ejemplo del espectro de respuesta de pseudoaceleraciones para un caso de sismo de subducción, graficando ambas componentes por separado y el espectro representativo combinando ambas componentes.

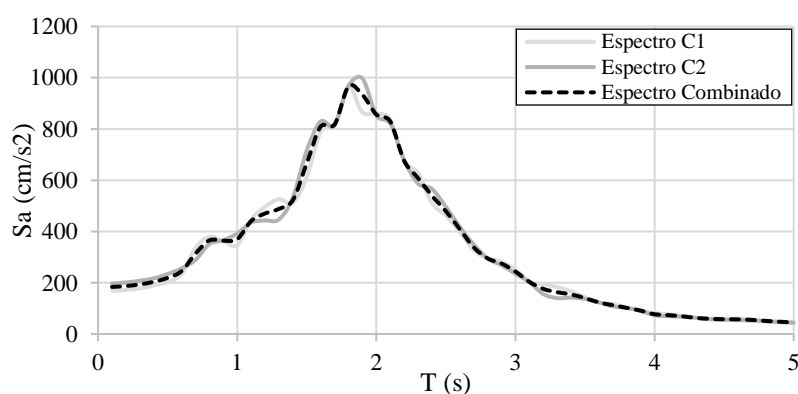


Figura 4.2 Espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones de cada componente y combinando cada una de las componentes horizontales como la media cuadrática de las ordenadas. Sismo de Subducción.

Para todos los casos de acelerogramas de subducción y profundidad intermedia, se obtiene el espectro representativo para cada zona sísmica que es representado con una línea discontinua (figura 4.3). Se observa la variación en las intensidades para cada espectro, especialmente en el intervalo de mayor intensidad de la aceleración, teniendo en cuenta que el periodo estructural del CCUT es de 2 segundos.

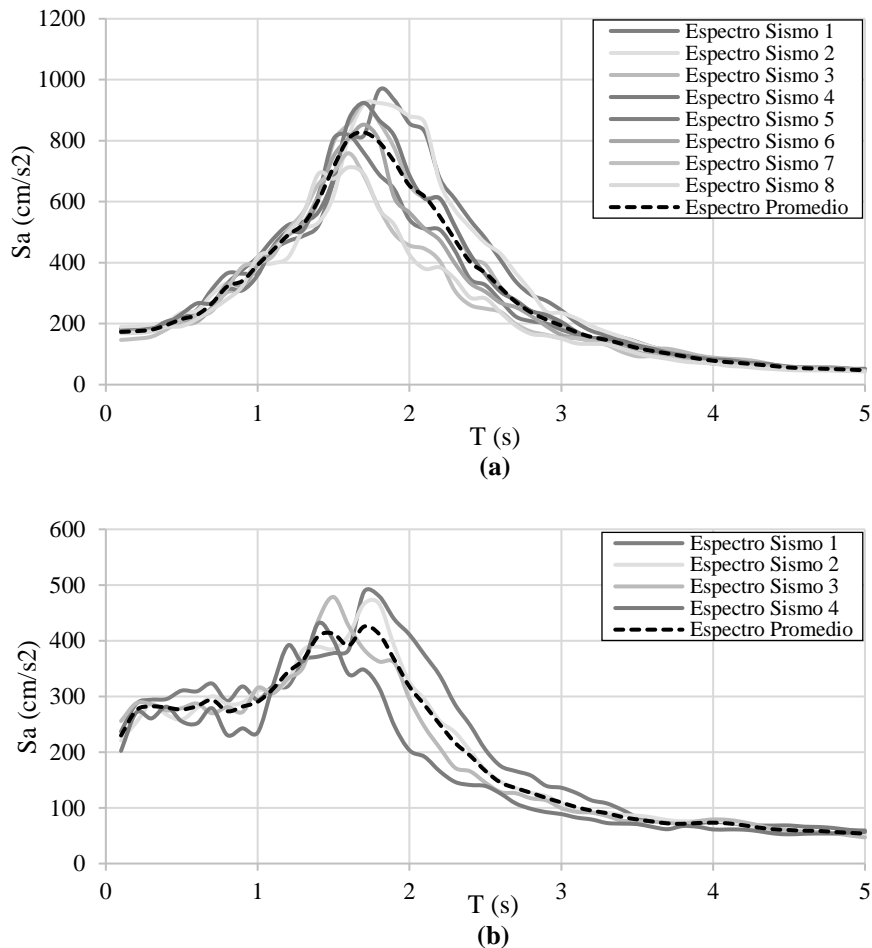


Figura 4.3 Espectros combinados, considerando ambas componentes horizontales y espectro promedio. a) sismos de subducción b) sismos de profundidad intermedia.

Finalmente, se observa en la figura 4.4 (línea discontinua negra) que el espectro promedio es mucho menor a todos los EPU obtenidos del SASID, cuya diferencia entre cada uno es su variación del periodo del sitio para diferentes épocas futuras, por lo que se determinó un factor de escala adecuado que incrementara su intensidad, especialmente en el intervalo de periodos cercanos al periodo dominante de la estructura del CCUT ($T=2.005$ segundos). Se puede identificar el espectro promedio escalado (línea discontinua roja) teniendo un comportamiento que envuelve a todos los espectros de peligro uniforme.

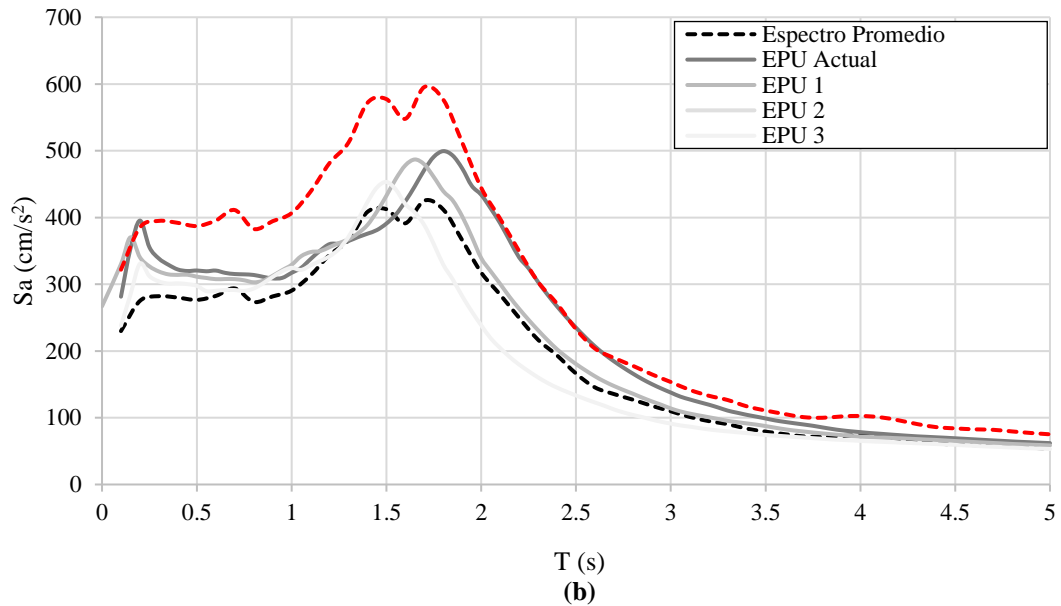
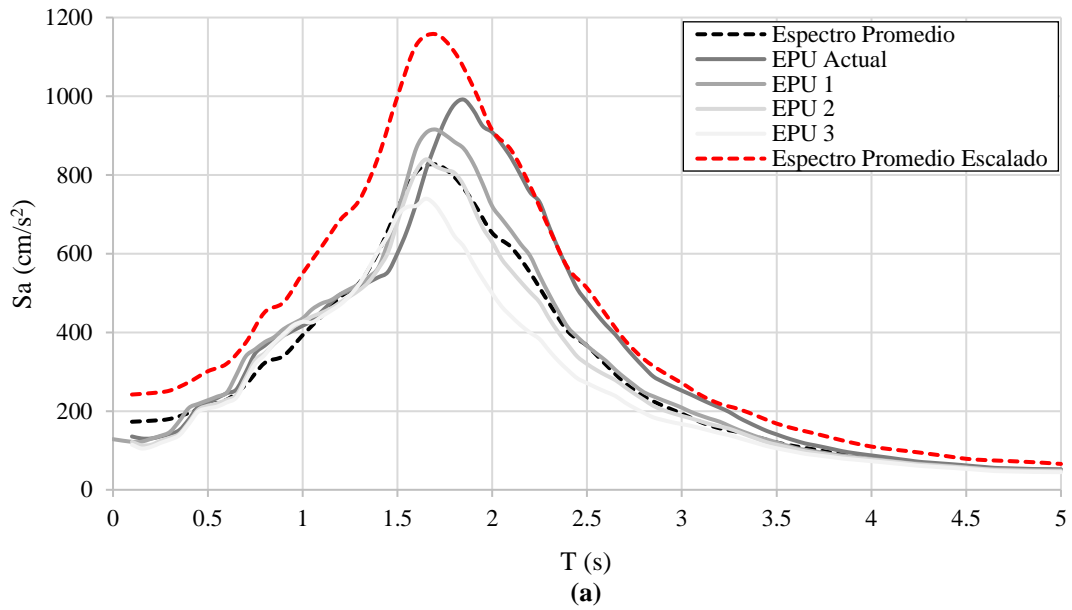


Figura 4.4 Comparación de la intensidad entre los EPU elástico para las 4 épocas consideradas y el espectro promedio de pseudoaceleraciones con y sin escalamiento. a) sismos de subducción. b) sismos de profundidad intermedia.

Se presentan los factores de escala en la Tabla 4.1, utilizados en ambas componentes del acelerograma, siendo un factor de 1.4 para ambas fuentes sísmicas.

Tabla 4.1 Factores de escalamiento aplicados a los acelerogramas sintéticos proporcionados por el SASID

Fuente sísmica	Sismo	Factor de escala
Subducción	1	1.4
	2	1.4
	5	1.4
	4	1.4
	5	1.4
	6	1.4
	7	1.4
	8	1.4
Profundidad intermedia	1	1.4
	2	1.4
	3	1.4
	4	1.4

4.2.2 Demanda sísmica de sintéticos generados mediante FGE

Para el siguiente análisis se plantea el uso de acelerogramas sintéticos obtenidos mediante las Funciones de Green Empíricas (Ordaz et al., 1995). Empleando la misma metodología que dictamina las NTC-S 2020, se obtienen los espectros de respuesta y mediante la media cuadrática se compara con los EPU, dando 1.8 como factor de escalamiento.

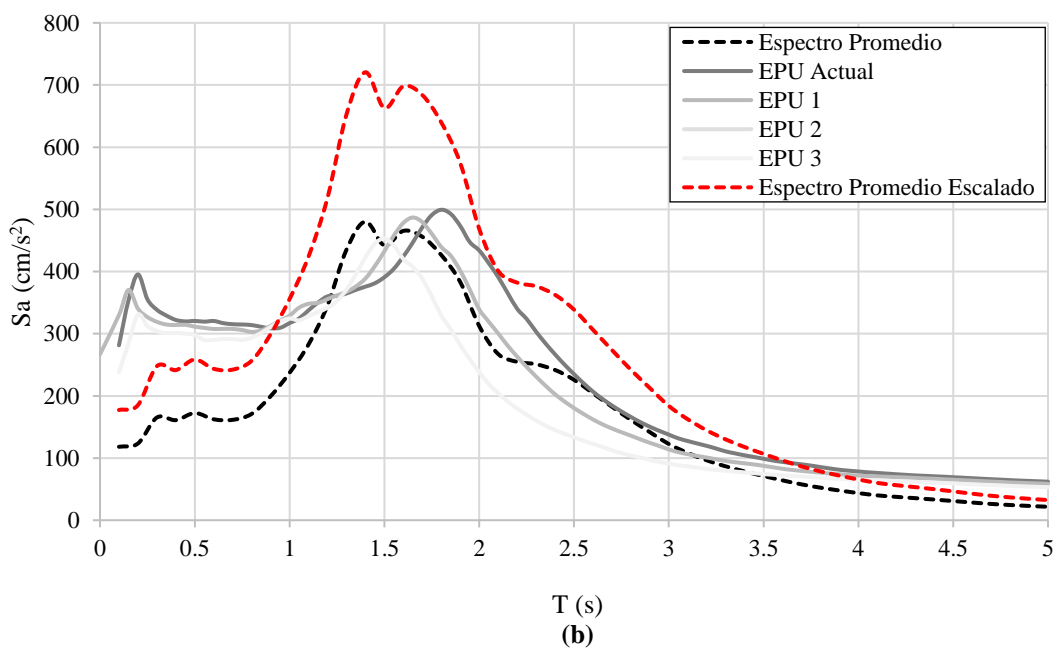
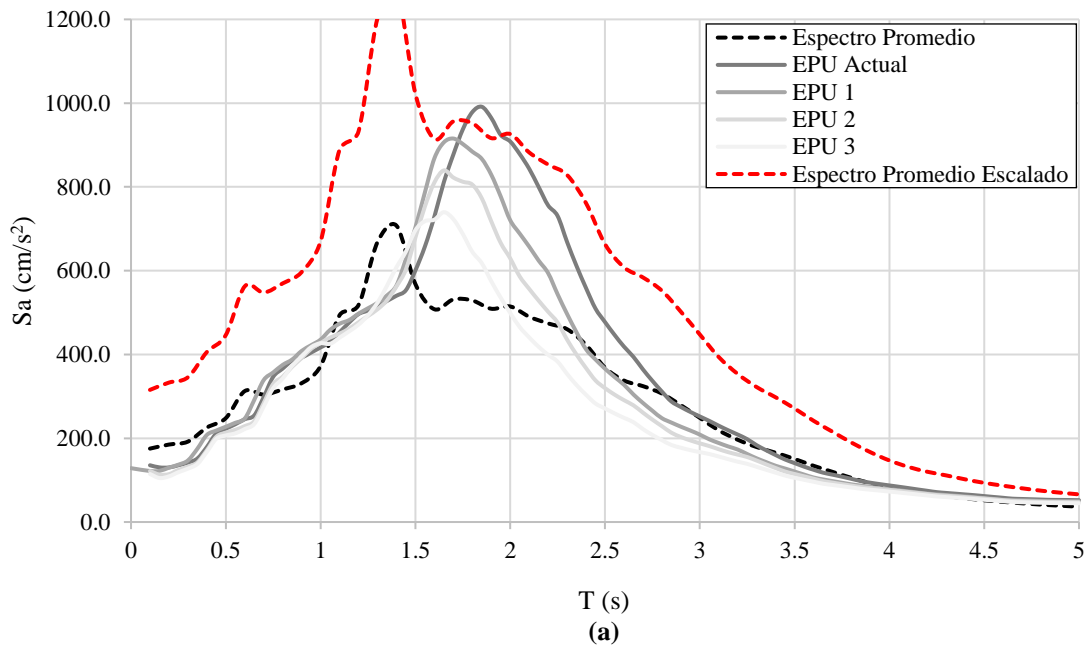


Figura 4.5 Comparación de la intensidad entre los EPU elástico para las 4 épocas consideradas y el espectro promedio de pseudoaceleraciones con y sin escalamiento. a) sismos de subducción. b) sismos de profundidad intermedia.

4.2.3 Demanda sísmica de sintéticos Híbridos

Siguiendo el mismo procedimiento, se obtiene el factor de escalamiento de 12 para sismos de subducción y de 6 para sismos de profundidad intermedia, que afectará los acelerogramas sintéticos obtenidos mediante el método híbrido. Este factor es considerablemente mayor debido a las bajas amplitudes de las aceleraciones obtenidas con este método y la discrepancia en el periodo fundamental del sitio dado por los espectros de peligro uniforme, resaltando las altas amplitudes tanto en bajos como en altos periodos.

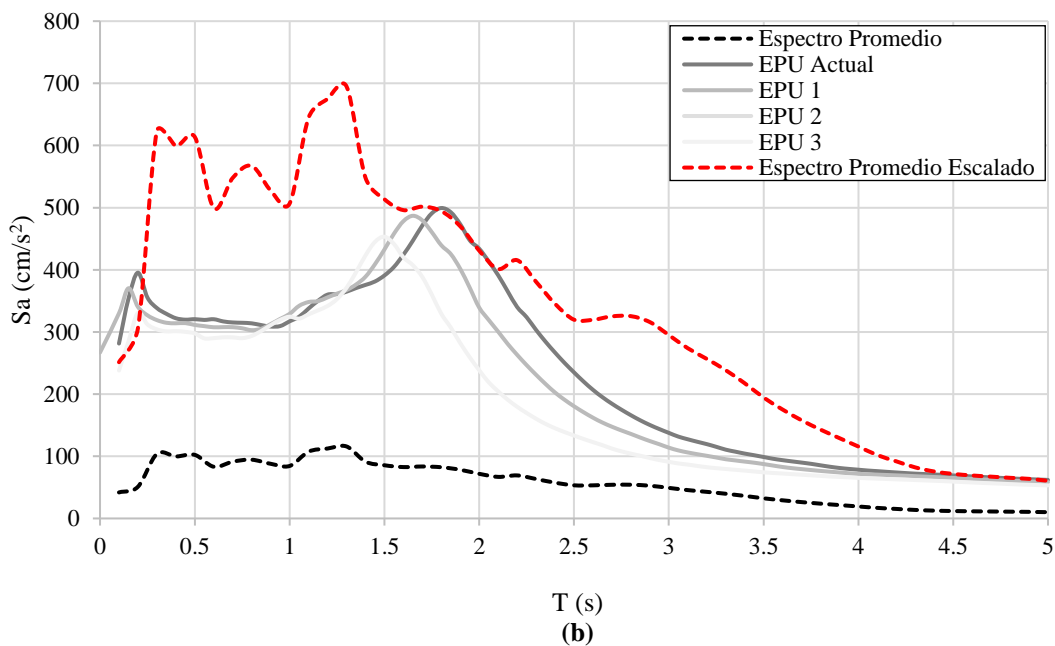
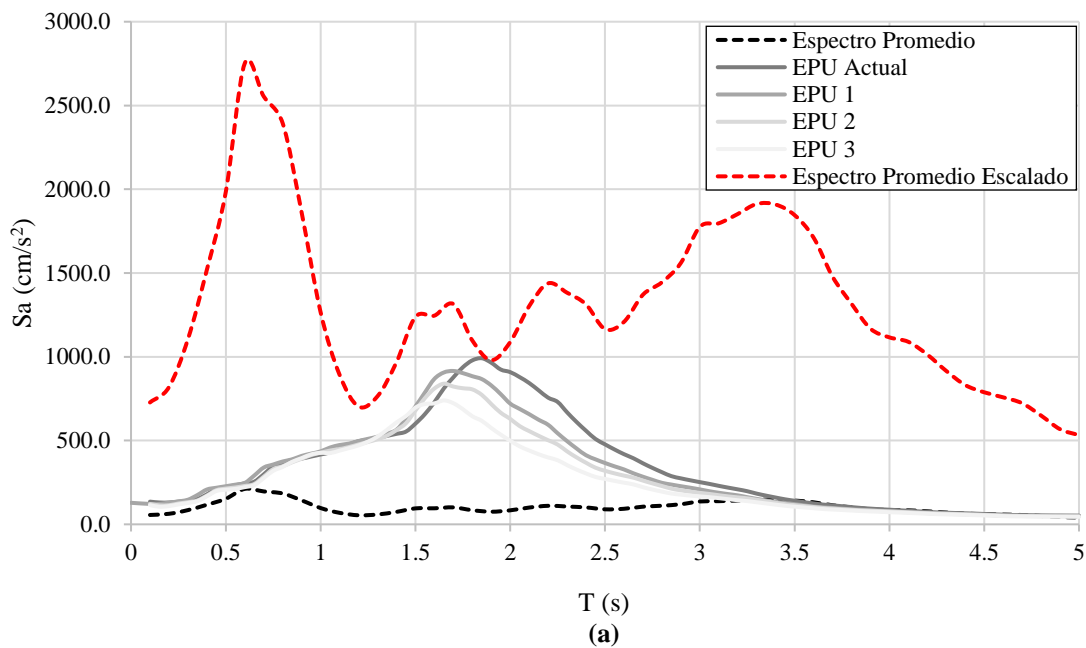


Figura 4.6 Comparación de la intensidad entre los EPU elástico para las 4 épocas consideradas y el espectro promedio de pseudoaceleraciones con y sin escalamiento. a) sismos de subducción. b) sismos de profundidad intermedia.

4.3 Comparativa entre demandas sísmicas

Para la revisión del comportamiento dinámico de la estructura y la comparativa entre las metodologías de generación de señales sintéticas es necesario establecer un parámetro para evaluar su impacto al utilizar diferentes técnicas para simular el movimiento del terreno debido a un sismo en aplicaciones ingenieriles, específicamente en el análisis de estructuras sometidas a demandas sísmicas.

Al referirse a la respuesta dinámica, es comúnmente considerado obtener y evaluar los desplazamientos asociados de cada uno de los entrepisos y las distorsiones relativas, en términos de porcentaje; dicho parámetro es clave en la evaluación de un edificio frente a demandas dinámicas como lo es un sismo pues está relacionadas directamente con la seguridad y el comportamiento estructural, daño no estructural y evaluación de riesgos. Una forma de comparar las metodologías existentes y emergentes es considerar los métodos con lo que actualmente es aceptado en reglamentos importantes como la norma vigente para diseño por sismo de la Ciudad de México, involucrando la revisión del estado límite de servicio por distorsiones para intensidades objetivo.

4.3.1 Revisión del estado límite de servicio por distorsiones

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo NTC-DS (GCM, 2017d), apartado de Sismos 2017, en el inciso 1.8 Revisión de desplazamientos laterales, se establece que

“Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante “sismos frecuentes”, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas para esta condición no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite será 0.004”.

Se deberá verificar que la distorsión de entrepiso del edificio, γ , no exceda de 0.004

$$\gamma_{m\acute{a}x} > \gamma \quad 0.004 > \gamma Q' R K_s,$$

donde Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico y está definido en función del periodo estructural T ; R es el factor de sobre-resistencia y K_s asocia al estado de servicio con un escenario con periodo de retorno $T_r=20$ años con base en el periodo fundamental del sitio.

Para el análisis paso a paso, los acelerogramas proporcionados por el SASID consideran un factor de comportamiento sísmico Q igual a 1, lo que resulta en un factor Q' de 1. Además, los sintéticos no consideran reducción por sobre-resistencia, siendo el factor R igual a 1 ya que, al ser un análisis más exacto, toma en cuenta la resistencia de los materiales estructurales. K_s se considera de 0.25 con base a un periodo $T_s \geq 1.0$ s.

4.4 Interacción suelo-estructura

Debido a que en el modelo se incluye la participación de la cimentación y no simplemente base rígida, debido a su importancia en la respuesta dinámica, se presentan efectos de interacción suelo estructura por lo que las distorsiones de entrepiso por efectos de sismo no se pueden calcular directamente como la diferencia de desplazamientos entre dos niveles; también se deben considerar los desplazamientos asociados al giro de la base por los efectos de interacción suelo estructura y el desplazamiento en la base. Es por ello que se describe brevemente estos efectos para obtener las distorsiones de cada uno de los niveles.

Por sencillez, se hará una representación considerando un oscilador de reemplazo para una estructura de N niveles, refiriéndose a un oscilador de un 1 GL que sustituye a la superestructura en su formal modal 1, cuyo fundamento es obtener una altura equivalente "He" al centro de masas, tal que el momento de volteo sea el mismo que el de la estructura original. La altura h de cada entrepiso del oscilador original necesita ser aproximadamente similar para poder aplicar esta la representación como un oscilador de un grado de libertad. Las NTC-Sismo sugieren tomar como altura efectiva "he" como 0.7 de la altura total.

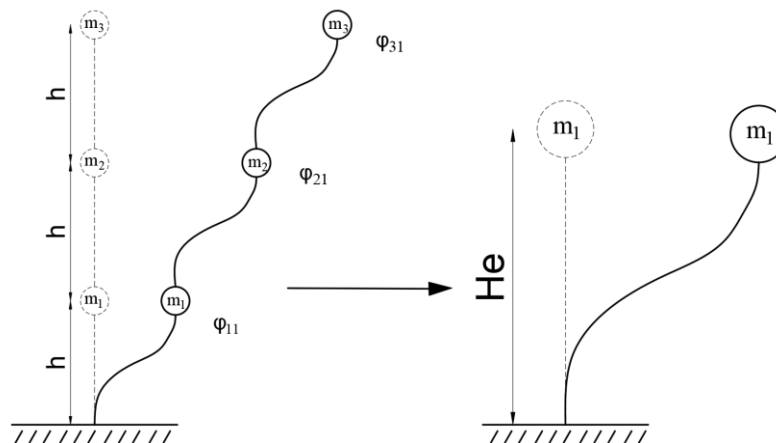


Figura 4.7 Oscilador de reemplazo asociados al vector de forma modal del primer modo φ_{ij} , donde i representa el grado de libertad y j el modo de vibrar; h representa la altura entre cada entrepiso; He es la altura equivalente tal que el momento de volteo de ambos osciladores sea el mismo (adaptado de Bazán & Meli, 2021).

Consideremos un sistema con interacción inercial en una de las direcciones de análisis, donde se consideran fuerzas de inercia originadas por la vibración de las masas de la cimentación y de la estructura, en el cual la masa, m_1 , está soportada por una estructura elástica, de altura h, cuya rigidez lateral es k, y que a su vez está apoyada sobre una cimentación rígida de masa, m_0 , enterrada en un suelo deformable. Ignorando los desplazamientos verticales, se consideran dos resortes, uno traslacional, con rigidez equivalente k_h , en la dirección horizontal y otro rotacional, con rigidez equivalente k_θ .

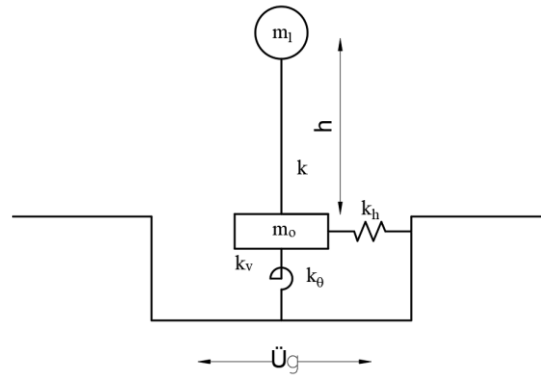


Figura 4.8 Esquema interacción inercial suelo-estructura para una cimentación rígida de masa m_o , considerando resortes traslacional y horizontal cuya rigidez equivalente es k_o y k_h respectivamente, despreciando la rigidez verticales k_v . \ddot{U}_g es la aceleración del suelo debido a sismo, m_1 la masa de la superestructura y k su rigidez (adaptado de Bazán & Meli, 2021).

Como se ilustra en la figura 4.10, el sistema tiene tres grados de libertad: traslación horizontal de la masa m_1 con respecto al origen de la base, u_1 , traslación horizontal de la base, u_o , y rotación en el plano de movimiento con respecto al eje centroidal de la superficie de desplante, θ .

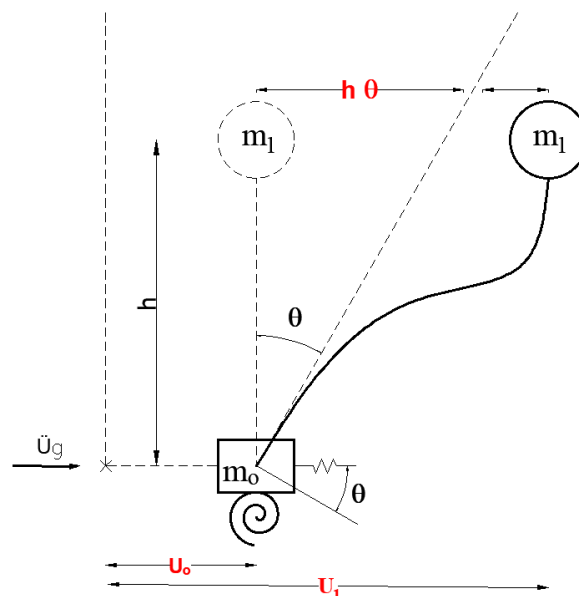


Figura 4.9 Sistema suelo-estructura considerando tres grados de libertad asociados a desplazamientos horizontales. Para distinguir mejor los efectos de las fuentes de deformación se emplea como grado de libertad el producto $h\theta$ (adaptado de Bazán & Meli, 2021).

Se habla de impedancia a la respuesta de cimentaciones rígidas sobre un suelo flexible ante una fuerza excitadora; la función de impedancia puede expresarse en términos de la rigidez estática, que para fines prácticos de análisis sísmico suele tener suficiente precisión porque las propiedades mecánicas y geométricas del suelo portante no justifican refinamientos mayores. Sin embargo, los reglamentos, incluyendo las NTC-DS, presentan fórmulas para calcular las rigideces dinámicas en el modo horizontal “ k_h ” y de cabeceo o rotacional “ k_θ ” para cimentaciones someras y profundas a partir de sus rigideces estáticas.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Al analizar el comportamiento y respuesta dinámica de una estructura, depende en gran medida de las consideraciones hechas en el modelado tridimensional en algún programa o software especializado de análisis, definiendo parámetros como la masa, el amortiguamiento, la rigidez (con la definición de los materiales) y los estados de carga (estáticos y dinámicos), por lo que se deberá de definir cada uno de estos parámetros de manera precisa para el análisis de la estructura. En este capítulo se mencionarán las especificaciones del modelo con el cual se analizará empleando los acelerogramas sintéticos, así como algunas de sus generalidades.

5.1 Análisis y condiciones de carga

Debido a la historia que ha tenido la estructura en estudio, se ha sabido que el edificio ha presentado diversos estados de carga para los que fue diseñado originalmente; durante algunas de sus intervenciones de rehabilitación y reestructuración, se había retirado todo el mobiliario hasta el Nivel 18 por lo que no contaba con sobrecarga en la mayoría de los entresijos. Actualmente, no todos los niveles están en uso, por consiguiente, la sobrecarga es variable de acuerdo a cada nivel, destinado para usos múltiples como lo son oficinas, salas de exposiciones y aulas para talleres. Por último, se sabe que el uso del edificio estaba destinado a oficinas clasificada como estructura del tipo B, por lo que el diseño considera las cargas particulares para estas condiciones. En este trabajo, cuyo enfoque es la revisión del estado límite de servicio por distorsiones, se considera el estado de carga real estimado para la sobrecarga muerta, SCM, variable para cada nivel, y para la carga viva instantánea, CVa, se considera lo estipulado en las NTC- Criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (2017).

Tabla 5.1 Cargas uniformemente distribuidas en losa (Sobre carga muerta y Carga viva instantánea) para condiciones de cargas reales estimadas.

Nivel	Estado de carga (kg/cm ²)	
	SCM	Cva
CE	148	70
PM	148	70
AZ	423	70
N20 - N19	540	180
N18 - N11	163	180
N10 - N9	540	180
N8	163	180
N7 - N1	540	180
PB	244	180
S	264	100

5.2 Factores de carga y combinaciones

La seguridad del edificio debe verificarse considerando el efecto combinado de todas las acciones que tengan probabilidades no despreciables de ocurrir simultáneamente, multiplicados por los factores de carga apropiados según sea el tipo de revisión y el grupo al que pertenezca la estructura (Grupo B - oficinas)

La estructura se analizará considerando la carga muerta CV y los valores instantáneos de la carga viva CVa especificados en las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones sin factor de carga (GCM, 2017a).

Para la revisión de los estados límite de servicio se deben considerar las siguientes combinaciones.

Revisión estados límite de servicio

- $1.0(CVa + CM + Sx + 0.3Sy)$
 - $1.0(CVa + CM + Sx - 0.3Sy)$
 - $1.0(CVa + CM - Sx + 0.3Sy)$
 - $1.0(CVa + CM - Sx - 0.3Sy)$
 - $1.0(CVa + CM + 0.3Sx + Sy)$
 - $1.0(CVa + CM + 0.3Sx - Sy)$
 - $1.0(CVa + CM - 0.3Sx + Sy)$
 - $1.0(CVa + CM - 0.3Sx - Sy)$
 - $CM + CV_{m\acute{a}x}$
- CM: carga muerta (PP + SCM)
 PP: peso propio
 SCM: sobrecarga muerta
 CVa: carga viva accidental
 CV_{máx}: carga viva máxima
 Sx: Sismo en la componente X
 Sy: Sismo en la componente Y

En el caso del análisis paso a paso, las cargas gravitacionales se consideran de la forma anterior, sin embargo, la combinación de excitación sísmica queda definido como se explica en la sección 4.2.

5.3 Modelación del sistema estructural

El modelo estructural en estudio está modelado en el software SAP2000 (figura 5.1), versión v21.2.0 (CSI, 2021), software basado en el método de elementos finitos. La elaboración inicial del modelo fue hecha y calibrada por Aguilar-Silva (2016), primero con las frecuencias obtenidas de las pruebas de vibración ambiental y posteriormente con los datos de los registros sísmicos, obteniendo con análisis paso a paso las historias de aceleraciones y comparada con la de los registros sísmicos a nivel de sótano, nivel 10 y azotea. En seguida se describen las consideraciones más importantes hechas en el modelaje.

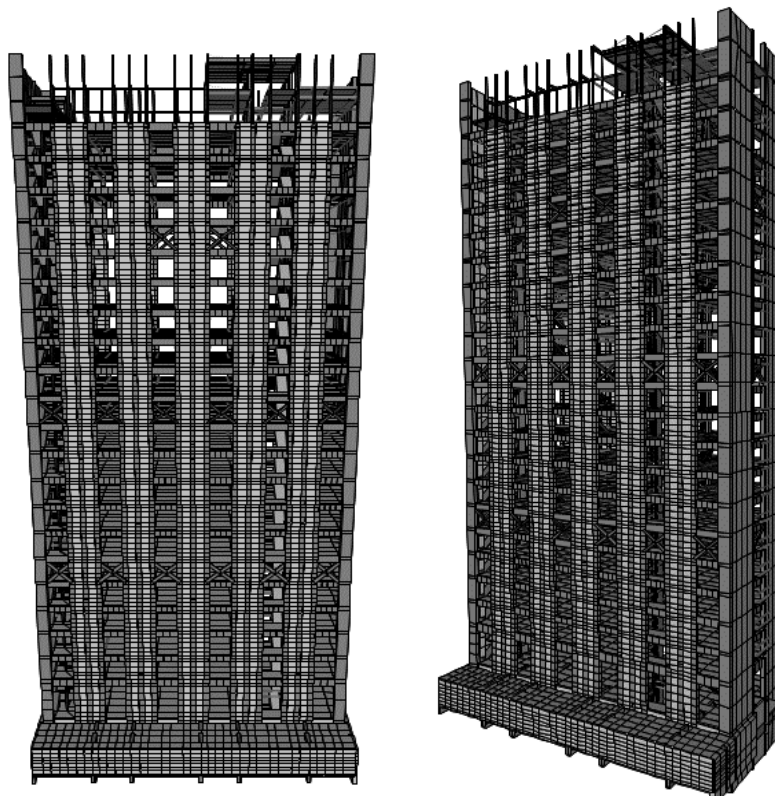


Figura 5.1 Modelo en Sap2000 (CSI, 2021) del CCUT.

5.3.1 Materiales

- ACERO (vigas estructurales): se considera un módulo de elasticidad (E_s) de 2×10^6 kg/cm²
- CONCRETO: con base en el estudio de las características de los concretos, seleccionando 50 corazones de columnas, vigas, muros y losas, hecho por Murià Vila *et al.* (2016), se obtuvo un peso volumétrico, para todos los casos, entre 1.9 y 2.2 t/m³. Las NTC-C (2017) establecen que los concretos de clase 2 tendrán un peso volumétrico en estado fresco comprendido en el rango de los valores

obtenidos en el estudio. Además, los módulos de elasticidad del concreto (E_c) determinados en los ensayos de los cilindros fueron aproximadamente 10% mayores a los calculados en función de la resistencia del concreto que es $8,000 \sqrt{f_c}$. En la tabla 5.2 se muestran las características para los distintos concretos empleados en la construcción:

Tabla 5.2 Propiedades de los concretos.

f _c Concreto (kg/cm ²)	Concreto clase "2" (NTC-concreto) (GCM, 2017c)		Elementos y ubicación
	E _c (kg/cm ²)	Clase	
210	115 931	2	Losas y trabes N11-N21. Columnas y muros N17-N21
280	133 865	2	Losas y vigas N1 - N10 Columnas y muros sótano y N22 - N17
350	149 666	2	Columnas y muros PB - N10

- ACERO (refuerzo): se considera un E_s de 2×10^6 kg/cm², con base en lo establecido en las NTC-Concreto (2017) (GCM, 2017c), con un $f_y = 4200$ kg/cm².
- MAMPOSTERÍA: No se tienen bien establecidas las características de los materiales que componen la mampostería por lo que se propuso un tipo de resistencia a compresión para bloque de concreto sobre área bruta (f'_p) y a partir de la resistencia de diseño de las piezas y un mortero tipo I se obtiene la resistencia a compresión de la mampostería de piezas de concreto f'_m , calculando el módulo de elasticidad (E_m) como $800 f'_m$, expuesto en la tabla 5.3 según las NTC-mampostería (2017) (GCM, 2017d).

Tabla 5.3 Propiedades de la mampostería.

f _p (kg/cm ²)	f _m (kg/cm ²) Mortero I	E _m (kg/cm ²)	G _m (kg/cm ²)	γ _m (kg/m ³)
150	75	60 000	24 000	1 700

5.3.2 Rigideces efectivas

Un análisis lineal considera los efectos del agrietamiento de los elementos estructurales, representando la disminución de la rigidez cuando el miembro de concreto sobrepasa su momento de agrietamiento (calculado con el módulo de rotura), a esto se le llama rigidez efectiva, que se estima como una fracción del momento de inercia. Las NTC-Concreto (2017) (tabla 5.4) establecen valores aproximados de estas rigideces, sin embargo, estas pueden aumentar o disminuir en cada caso en particular, calculadas con análisis apropiados. En adición, estas normas no consideran una reducción a cortante, afectando únicamente las propiedades a flexión.

Tabla 5.4 Valores recomendados para considerar el agrietamiento en elementos estructurales (NTC, 2017).

Elementos	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

En el caso de los muros, se hará uso de las recomendaciones que hace el ACI-318 (2005), adoptando un valor de Rigidez para muros agrietados de $0.35 I_g$.

Los muros acoplados mediante vigas de acoplamiento son un sistema muy eficiente para resistir fuerzas laterales cíclicas, como las inducidas por un sismo por lo que resulta eficaz emplear este tipo de sistemas estructurales en edificios altos pues de esta manera la rigidez de los muros y su resistencia a flexión es mucho mayor que la suma de las rigideces o resistencias de los muros independientes (NTC, 2021). Sin embargo, en las NTC vigentes no especifica como calcular el efecto del agrietamiento en la rigidez del elemento. En este caso se hará uso de los criterios publicados en el PEER/ATC-72-1 (2010) para la modelación de edificios altos, donde recomienda, para vigas de acoplamiento, dentro de un análisis dinámico tiempo historia se puede utilizar una rigidez efectiva del orden $I_e = 0.15 E_c I_g$ hasta $I_e = 0.20 E_c I_g$, utilizando el factor de 0.15 para el modelo numérico.

Se resumen en la tabla 5.5 los valores de las rigideces efectivas a flexión; cabe señalar que, de igual manera se aplica una reducción a cortante con base a lo propone FEMA-273 (1997), cuya rigidez a cortante será de $0.4A_w$ tanto para columnas, vigas y muros.

Tabla 5.5 Reducción de rigidez a flexión para elementos estructurales de concreto.

Elementos	Reducción a flexión
Alma de columnas	$0.5I_g$
Patines de columna	$0.7I_g$
Vigas de acoplamiento	$0.15I_g$
Muros en fachada este y oeste	$0.35I_g$

5.3.3 Particularidades del modelado

- Amortiguamiento

Comúnmente, en el análisis y diseño estructural, es aceptado en muchos de los reglamentos vigentes un amortiguamiento igual a 5% del crítico, manteniendo dicho valor implícito en sus espectros de diseño.

Sin embargo, de acuerdo al modelo calibrado que proporciona un mejor ajuste numérico a la respuesta de la torre del CCUT, el amortiguamiento de la estructura se considera igual a 3% del crítico, definido en términos de amortiguamiento viscoso equivalente, que depende de la velocidad y considera todas las fuentes que contribuyen a dicha fuerza

como los componentes no estructurales, agrietamiento de los elementos de la cimentación, amortiguamiento histerético, fricción interna de los materiales que componen la estructura etc.

Al hacer un análisis paso a paso en el tiempo es necesario definir la matriz de amortiguamiento; se acostumbra el uso de la matriz de amortiguamiento clásico de Rayleigh, utilizada en el análisis de vibraciones para modelar la disipación de energía de un sistema dinámico. Para armar la matriz de amortiguamiento, se considera que el amortiguamiento de Rayleigh es

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k}, \quad (5.1)$$

Este tipo de amortiguamiento es proporcional a la masa y a la rigidez; el amortiguamiento proporcional a la rigidez se interpreta como la disipación de energía derivada de las deformaciones de los entrepisos; el amortiguamiento proporcional a la masa se justifica como el amortiguamiento debido al aire, cuya aplicación física es difícil de justificar. La matriz de amortiguamiento se expresa de la siguiente manera (Chopra, 2014):

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n, \quad (5.2)$$

Los coeficientes a_0 y a_1 pueden determinarse a partir de las fracciones de amortiguamiento especificadas ζ_i y ζ_j para los modos i -ésimos y j -ésimos, respectivamente. Si se supone que los modos tienen la misma fracción de amortiguamiento ζ , entonces:

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (5.3)$$

Para el cálculo del porcentaje de amortiguamiento crítico se consideraron los valores $T_i = 1.95$ segundos y $T_j = 0.55$ segundos, para los modos 1 y 4, ambos transversales, obtenidos previamente de un análisis modal; esto asegura que para los modos que más contribuyen a la respuesta tengan aproximadamente la misma fracción de amortiguamiento. El coeficiente proporcional de masa $a_0=0.1528$ y el coeficiente proporcional de rigidez $a_1=0.0041$. La variación del amortiguamiento de Rayleigh según los modos seleccionados se muestra en la figura 5.2.

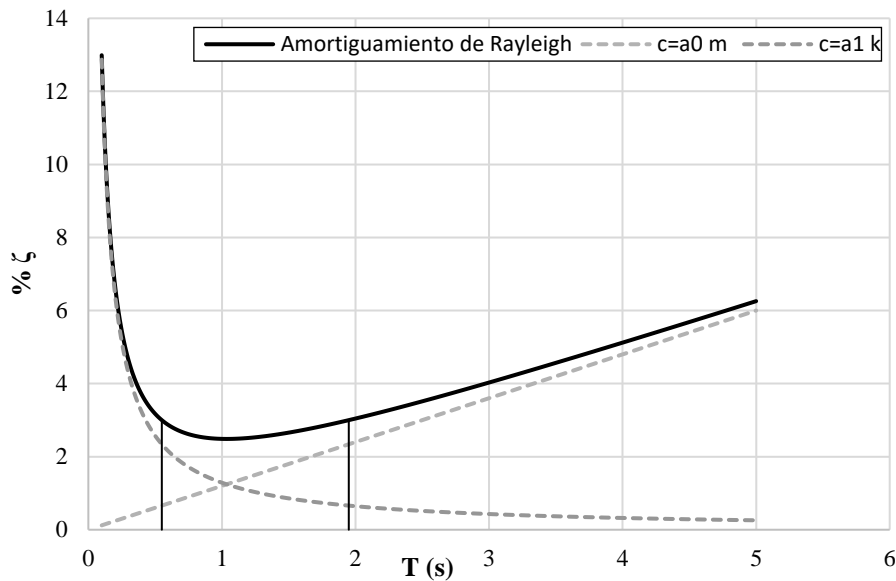


Figura 5.2 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con respecto al periodo. Amortiguamiento clásico de Rayleigh.

- Desplomo

Al ser un edificio con una inclinación prominente, alrededor de 95 cm hacia el sur (Torres, 2013) mostrando un ángulo de 0.616° respecto a la vertical, el modelo numérico se presenta con un desfase entre los niveles, manteniendo a las losas paralelas entre sí.

- Columnas de sección tipo E

Se considera la modelación del sistema estructural, compuesta por un alma representado como elementos placa y los patines como elementos barra, haciendo compatibles las deformaciones entre los patines y el alma, asegurando un comportamiento rígido mediante la restricción de los seis grados de libertad en los nodos; los elementos barran se colocan de manera que coincida el centro de masas de la viga (figura 5.3).

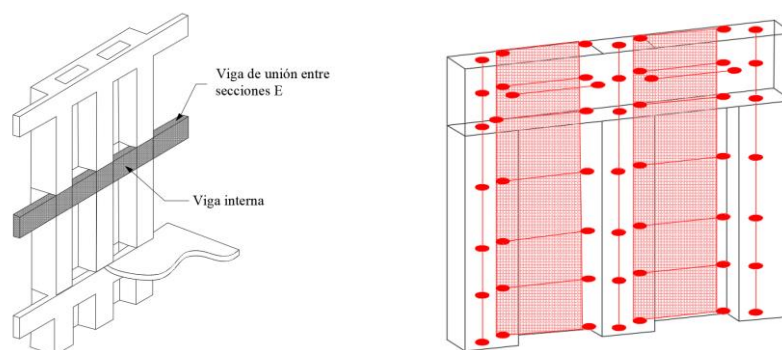


Figura 5.3 Tramo de columna de sección tipo E y Modelación muro de sección tipo E, respectivamente (Aguilar, 2016).

- Losas

La losa de concreto armado de 8 cm de espesor, que es soportada por un sistema de vigas de acero de alma abierta, distribuyen las cargas hacia las columnas; la losa se modela con elementos tipo shell con un mallado que resulta en elementos de 2 m. La consideración

de elevadores y escaleras representaría un 10.9% del área total de la losa, por lo que esto se tomó en cuenta para hacer la modelación del diafragma de entrepiso.

- Vigas de alma abierta

Modeladas como elemento barra con las propiedades de la armadura, considerando únicamente las propiedades geométricas de la sección formada por la cuerda superior e inferior, despreciando la contribución de las diagonales a la rigidez a flexión

- Diafragma rígido

Para poder considerar la existencia de un diafragma rígido, capaz de proporcionar rigidez y estabilidad lateral a la estructura, además de poder distribuir y transmitir las fuerzas a los elementos que resistirán las cargas, es necesario tomar en cuenta la forma que tendrá la planta, pues plantas con forma muy irregular podría ser muy sensible en la distribución de esfuerzos, pudiendo generar importantes efectos de torsión. También, la presencia de una gran abertura en la losa interrumpe la continuidad de la losa y reduce su capacidad para transmitir cargas y resistir las fuerzas laterales.

De acuerdo al análisis previamente hecho por Aguilar (2016), con la revisión establecida por FEMA-273 (1997) en relación con la clasificación de un diafragma (rígido, semi-rígido o flexible), se verificó la relación de las distorsiones y los desplazamientos laterales, considerándose un diafragma rígido cuando el máximo desplazamiento lateral del diafragma es menos de la mitad de la distorsión del entrepiso inmediato inferior, cumpliendo con diafragma rígido para todos los entrepisos; a su vez se revisó la influencia de diferentes reducciones de rigidez a cortante en una losa ante la respuesta dinámica de la torre del CCUT concluyendo que al considerar un diafragma infinitamente rígido genera una influencia sustancial en los modos transversales y que una reducción de la rigidez al 25 o 40% no traería consigo una gran diferencia en la respuesta dinámica real, considerando finalmente la reducción de la rigidez a cortante de un 40%, conforme a lo propuesto por el ACI-318 (2005), sin consideración de diafragma rígido.

5.3.4 Cimentación

Para estructuras desplantadas en zonas II o III, con base a las NTC- DS (GCM, 2017b), se requiere de considerar la interacción suelo-estructura (ISE). La cimentación original está conformada por un cajón con un emparrillado de contratraveses y 156 pilotes; el cajón de cimentación de la torre principal está conectada con la cimentación de los cuerpos bajos que pertenecen al conjunto del CCUT. Sin embargo, para considerar la cimentación en el modelo numérico se modeló el cajón aislado. Además, se consideran los pilotes agregados debido a la recimentación que sufrió durante los años posteriores debido al desplomo de la torre.

El estudio de ISE se analizó en 2 tesis diferentes Aguilar-Silva (2016) y Castro et al., (2016), considerando tres métodos diferentes:

- Siguiendo la metodología de las NTC-DS (GCM, 2017b)
- Método dinámico de elemento finito
- ISE a partir de la historia de desplazamientos de la base y aceleraciones en la altura de la torre.

Los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) cinemáticos se desprecian ya que los análisis de los movimientos del terreno y el sótano sugieren que poco significativos ya que una comparación de los espectros de respuesta calculados con los registros en campo libre y los del sótano resultan ser muy similares para ambas direcciones.

Los efectos de ISE inerciales se estimaron a partir de registros de 2 eventos sísmicos (20 marzo del 2012 con $M_w = 7.4$ y 19 de septiembre del 2017 con $M_w = 7.1$). Los valores de la ISE se definieron con un grupo de 6 resortes, dos de traslación horizontal de las componentes L y T (K_L y K_T), uno de desplazamiento vertical (K_V), dos de cabeceo (K_{cL} y K_{cT}) y uno de torsión (K_{cZ}). Estos resortes se conectan a un nodo ubicado en la posición del centro de rotaciones de la cimentación; este nodo está vinculado al resto de nodos de la cimentación mediante ligas creando un movimiento de cuerpo rígido.

Para los valores de traslación horizontal se calculan con el ajuste de la pendiente de la respuesta histerética entre la cortante basal y el desplazamiento relativo de la cimentación con respecto al terreno. Los valores K_{cL} y K_{cT} se establecen con el ajuste de la respuesta histerética entre el momento de volteo en la base de la torre originado por las fuerzas laterales de cada nivel y el giro de la base (Murià Vila et al., 2018). Los valores de rigideces vertical y torsión fueron calculados por Casto et al. (2016), utilizando el programa Dyna5. Los valores de las rigideces se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Valores de Rigideces ISE (Murià Vila et al., 2018).

	K_L (N/m)	K_{cL} (Nm/rad)	K_T (N/m)	K_{cT} (Nm/rad)	K_V (N/m)	K_{cZ} (Nm/rad)
Resorte	3.76E+09	2.80E+12	3.96E+09	1.13E+12	6.44E+09	6.61E+12

RESULTADOS Y EVALUACIÓN

Para una evaluación detallada de edificios altos, es esencial comprender las frecuencias y periodos de las formas modales clave que incluyen en la respuesta global. Estos factores, expresados como pesos efectivos en cada dirección de análisis (Tabla 6.1), reflejan las fuerzas laterales y la masa movilizada por cada modo de vibración específico.

Tabla 6.1 Periodos, Frecuencias Modales y Participación de Masas de la Estructura.

Modo	Periodo	Frecuencia	Participación de Masa	
	(S)	(Hz)	U _x	U _y
1	2.005	0.499	0.00005	0.63000
2	1.786	0.560	0.64000	0.00005
3	1.025	0.976	0.00003	0.00233
4	0.632	1.582	0.00133	0.00000
5	0.613	1.631	0.12000	0.00021
6	0.562	1.780	0.00017	0.19000

Se observa en la tabla 6.1 que el modo fundamental tiene un periodo de 2.005 s (0.499 Hz) en dirección transversal, con una participación de masa del 63%. Esto implica que los modos superiores desempeñan un papel significativo en la distribución de las fuerzas sísmicas, indicando una mayor sensibilidad a frecuencias altas. No obstante, los tres primeros modos predominan en el rango de frecuencias por debajo de 1 Hz y los modos 5 y 6 contribuyen con una participación de masas considerable.

En la figura 6.1 se presentan los resultados del análisis paso a paso con un ejemplo de la historia de desplazamientos para el caso de uno de los sintéticos de subducción de cada metodología, resaltando su fase intensa, con base a la propuesta de Trifunac y Brandy (1975), basada en el intervalo de tiempo entre los puntos en los que se ha registrado el 5% y el 95% de la energía total, calculando la energía acumulada para cada paso de tiempo como

$$E(t) = \int_0^t \frac{1}{2} m v^2 dt, \quad (6.1)$$

donde m es la masa de la estructura y v es la velocidad de desplazamiento.

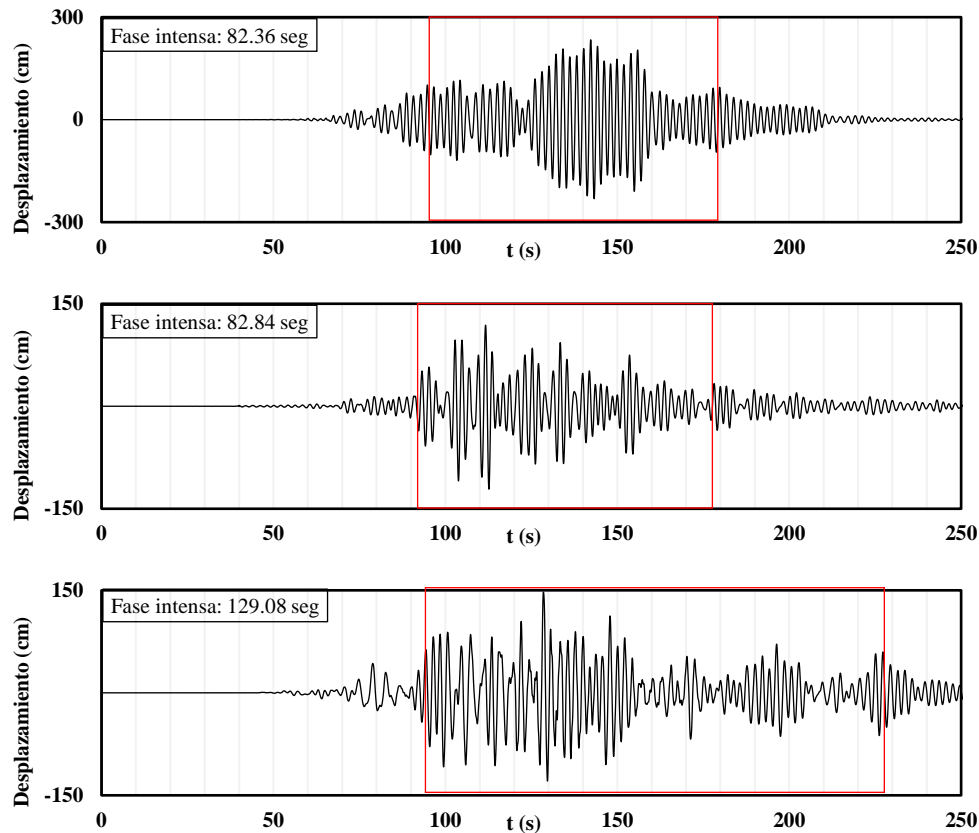


Figura 6.1 Historia de desplazamientos transversales absolutos en Azotea, Caso de sismo de Subducción (a) SASID (superior); (b) FGE (medio); (c) método híbrido (inferior).

La respuesta de desplazamientos a las demandas sísmicas varía entre cada pareja de acelerogramas. En particular, la duración de la fase intensa fue similar, alrededor de 82 segundos, para los primeros dos casos, mientras que con el método híbrido fue significativamente mayor, alcanzando los 129 segundos. Las posibles implicaciones incluyen que, en duraciones más cortas, la energía sísmica podría concentrarse en un intervalo de tiempo limitado, generando picos de desplazamiento más pronunciados. Por el contrario, en distribuciones más uniformes y duraciones más largas, la energía se distribuiría a lo largo de un período más extenso, resultando en deformaciones más uniformes y menos concentración de daño en momentos específicos. La evaluación del daño potencial dependerá de la capacidad de la estructura para absorber y redistribuir la energía sísmica.

La duración de la fase intensa está directamente relacionada con la cantidad de energía que la estructura experimenta durante el sismo, y la concentración o distribución de esta energía afecta la respuesta y el posible daño estructural.

El Espectro de Amplitudes de Fourier (EAF) representa de manera detallada las frecuencias presentes en una señal, proporcionando información sobre la distribución de energía a lo largo de estas. Es una herramienta valiosa para analizar variaciones en las señales y comprender su impacto en la respuesta estructural. La figura 6.2 muestra los EAF de los acelerogramas generados, con su respectivo factor de escala, resaltando las frecuencias más relevantes para la respuesta global de la estructura.

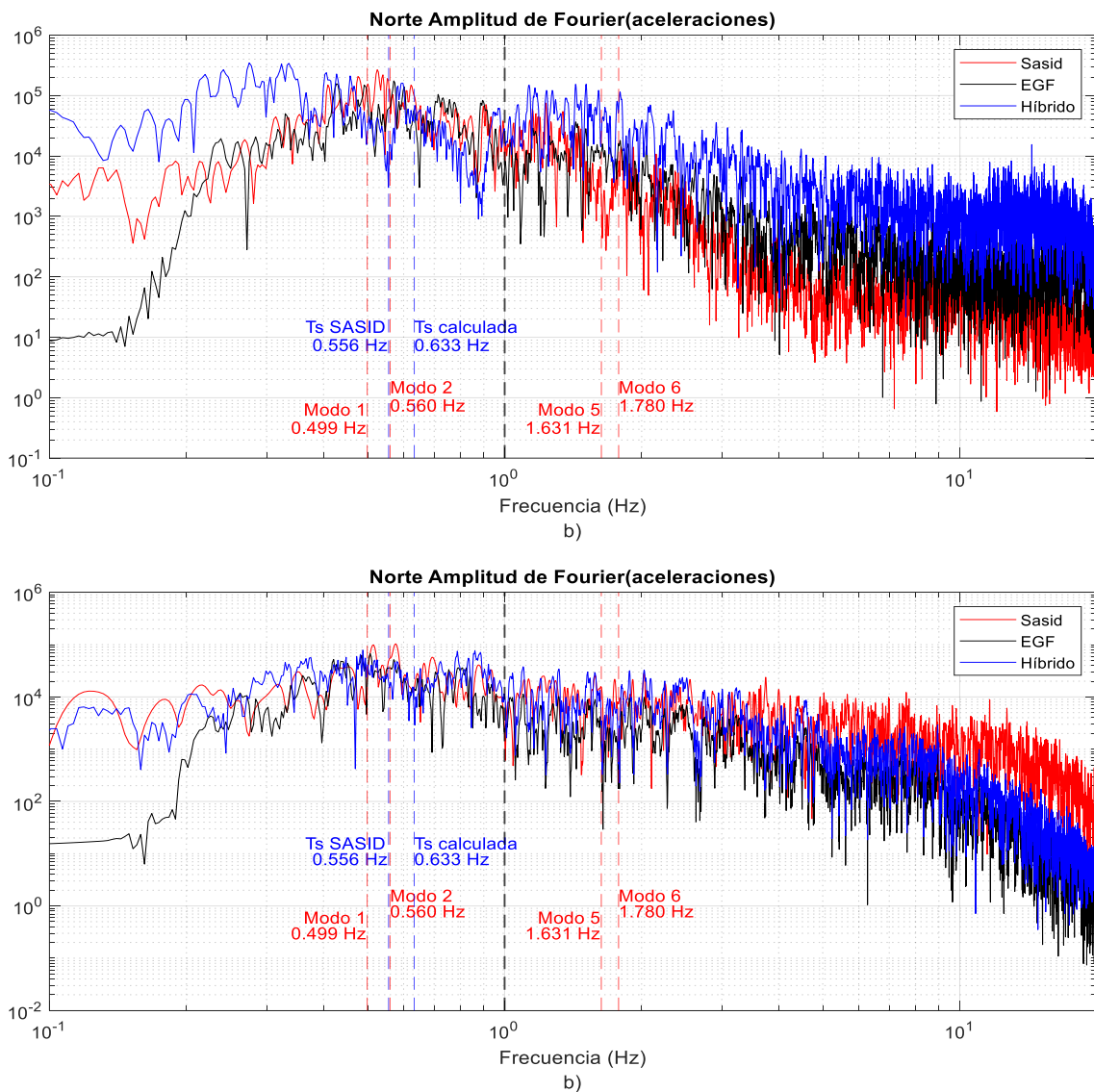


Figura 6.2 Comparación del Espectro de Amplitud de Fourier (EAF) para la componente Norte, modificado por su factor de escala correspondiente; a) Sismos de subducción, b) Sismos de profundidad intermedia

Uno de los parámetros que explica las diferencias entre los EAF de cada método es la frecuencia de esquina, que indica la región en donde comienza a disminuir las amplitudes de las ondas con la caída de esfuerzos, y como ésta afecta en la distribución de la energía del sismo en las diferentes frecuencias. Estas diferencias pueden tener un impacto significativo en la respuesta sísmica de la estructura como la resonancia en modos más

dominantes de la estructura y amplitudes en diferentes frecuencias, influyendo en la cantidad de energía absorbida por la estructura en diferentes modos de vibración.

En el caso de los sismogramas sintéticos de subducción (ver Figura 6.2a), el método híbrido exhibe amplitudes más elevadas tanto en frecuencias muy bajas como muy altas. No obstante, en el rango de 0.4 Hz a 1 Hz, se observan amplitudes más bajas, coincidiendo con los modos fundamentales en ambas direcciones de análisis del edificio.

Por otro lado, para los sismogramas sintéticos de sismos de profundidad intermedia (ver Figura 6.2b), se evidencian amplitudes superiores tanto en baja como en alta frecuencia en los sintéticos del SASID. En contraste, los sintéticos generados mediante funciones de Green empíricas presentan amplitudes menores en toda la banda de frecuencias calculada, sugiriendo desplazamientos y distorsiones más moderadas.

Es crucial destacar que el Modo 2 ($f = 0.56$ Hz, dirección X) se ajusta a la frecuencia dominante del suelo calculado por el SASID ($f = 0.556$ Hz), anticipando así una mayor respuesta en esa dirección en relación con las correspondientes distorsiones.

Antes de comparar los resultados de las metodologías, de acuerdo al objetivo principal, se analiza el estado actual de la estructura y revisa si se cumple el estado límite de servicio por distorsiones, visualizando el comportamiento a lo largo de cada uno de los entrepisos.

En las Figuras 6.3, 6.4 y 6.5 se presentan los resultados de las distorsiones promedio para las tres metodologías, abarcando tanto las 8 parejas de acelerogramas de sismos de subducción como las 4 parejas correspondientes a sismos de profundidad intermedia. Además, se incluye el análisis de las distorsiones considerando la totalidad de los 12 registros. La incorporación de la desviación estándar refleja la variabilidad de las distorsiones con respecto a su media, considerando la combinación de ambos tipos de sismo, proporcionando un panorama completo de las distorsiones en ambas direcciones de análisis, desde el sótano hasta la azotea. El contraste entre las desviaciones estándar podría revelar patrones específicos de comportamiento estructural frente a diferentes escenarios de excitaciones sísmicas.

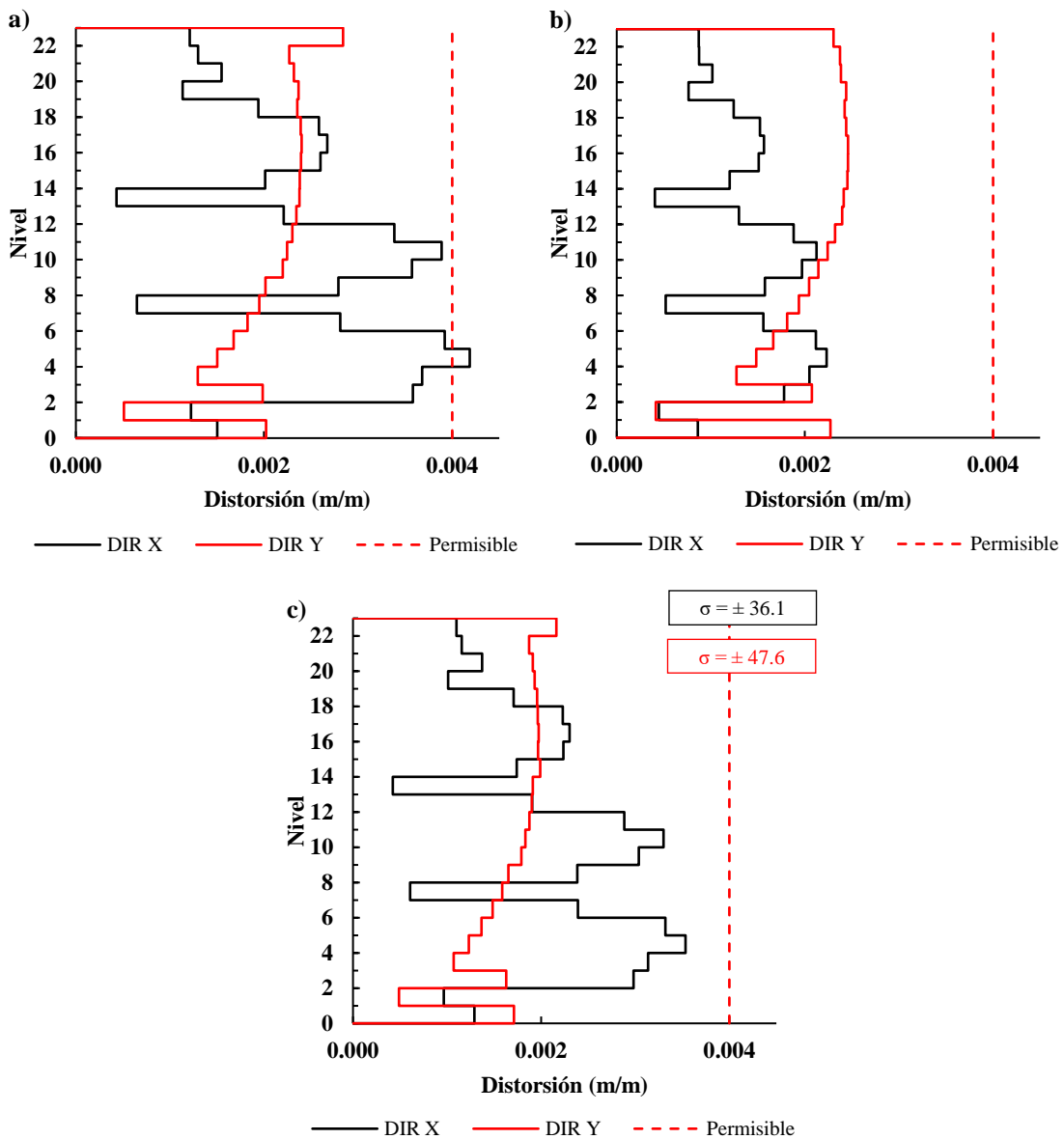


Figura 6.3 Distorsiones longitudinales y transversales. Sintéticos generados por el SASID a) sismos de subducción b) sismos a profundidad intermedia c) combinación de las 12 parejas de acelerogramas.

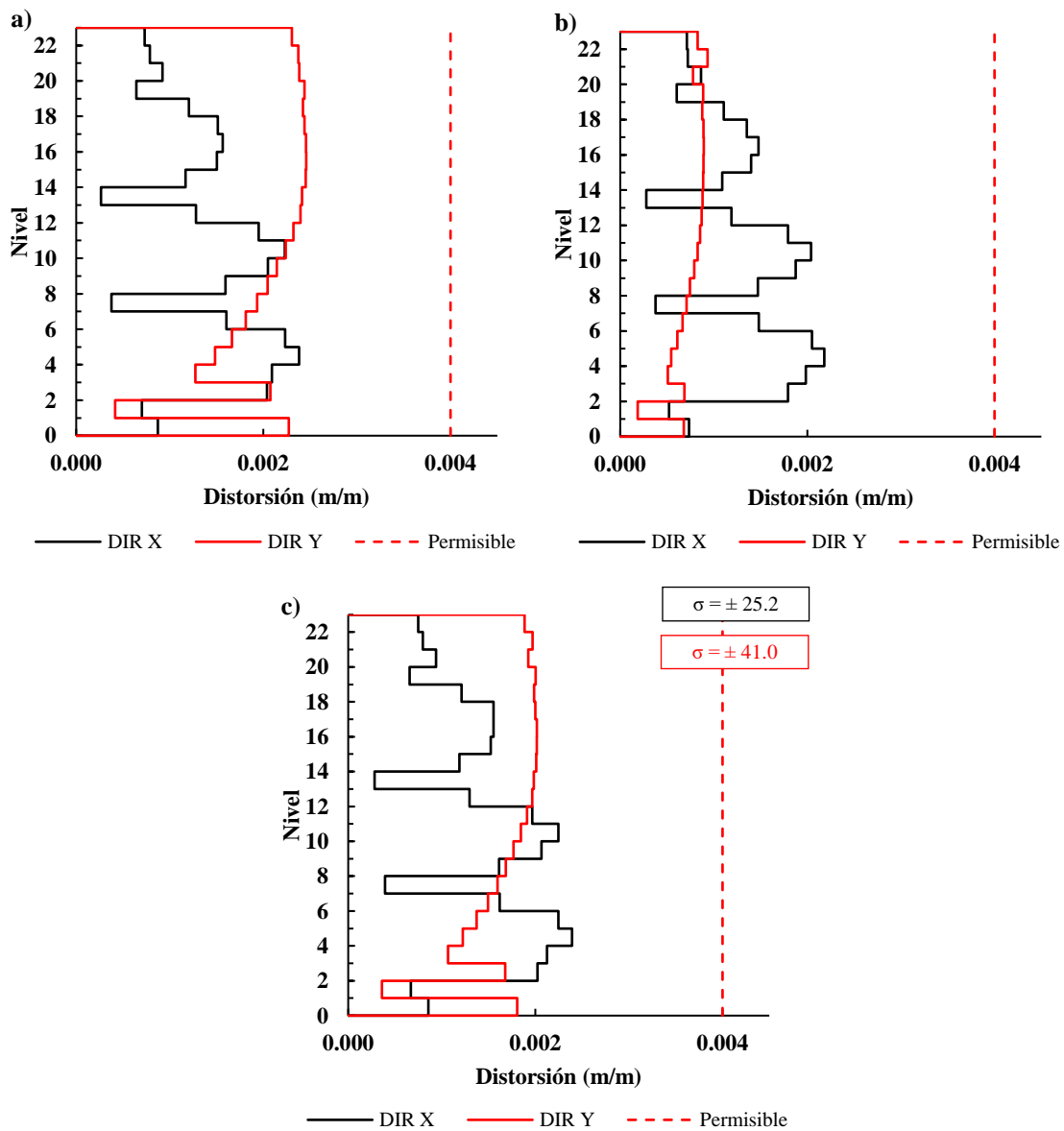


Figura 6.4 Distorsiones longitudinales y transversales. Sintéticos generados por FGE a) sísmos de subducción b) sísmos a profundidad intermedia c) combinación de las 12 parejas de acelerogramas.

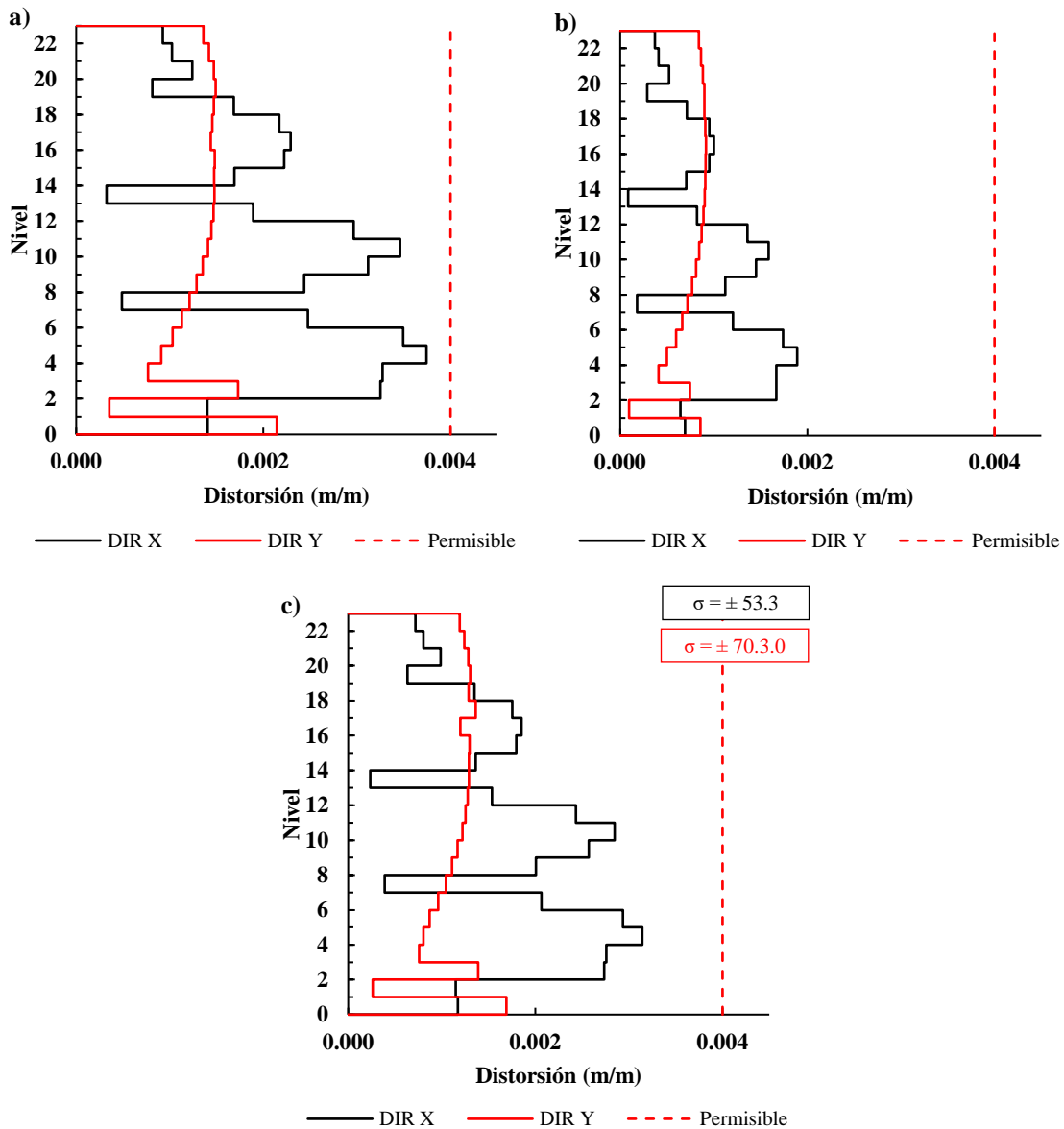


Figura 6.5 Distorsiones longitudinales y transversales. Sintéticos Híbridos a) sismos de subducción b) sismos a profundidad intermedia c) combinación de las 12 parejas de acelerogramas.

En cada una de las distorsiones presentadas anteriormente, vemos que en la dirección longitudinal las distorsiones son mayores y que la distorsión se concentra en determinados niveles, siendo los niveles más bajos los más esforzados. En la dirección transversal se notan cambios más suavizados entre cada nivel, pero concentrando las máximas derivas en los entrepisos superiores. Lo anterior conlleva a suponer que la respuesta de la estructura se ve afectada por el reforzamiento en determinados niveles, cuya distorsión decrece súbitamente.

Podemos extraer información adicional de las distorsiones calculadas para las 3 metodologías:

- Distorsiones por el SASID (figura 6.3). Las distorsiones en dirección longitudinal por sismos de subducción fueron significativamente mayores. Las distorsiones transversales son mayores para los casos de sismo a profundidad intermedia, aunque contienen valores más cercanos entre ambos tipos de sismo. Sin embargo, presentan mayor desviación estándar al considerar las 12 parejas de acelerogramas, pues existe una mayor variabilidad de distorsiones entre cada simulación en ambos casos de sismo, aunque para el caso de sismos de subducción, rebasó los límites permisibles.
- Distorsiones por FGE (figura 6.4). Las distorsiones tanto en dirección X y Y fueron mayores para los escenarios de sismos de subducción, siendo prominentemente mayores en dirección transversal. Al considerar la combinación de tipos de sismo (figura 6.4 c) se observa una desviación estándar menor en comparación con las distorsiones por el SASID, teniendo una variabilidad menor en los escenarios sísmicos.
- Distorsiones por método híbrido (figura 6.5). Se observan distorsiones mayores en ambas direcciones por sismos de subducción, siendo mayores en la dirección longitudinal. La desviación estándar fue considerablemente mayor que en los dos casos anteriores, significando una mayor variabilidad en los escenarios sísmicos en estudio. No obstante, las distorsiones estuvieron siempre dentro de los valores permisibles.

Con referencia a las desviaciones estándar, podría tener varias interpretaciones, entre las cuales tenemos para una desviación estándar alta:

a) Ventajas.

- I. Diversidad de escenarios: una desviación estándar alta sugiere que se están contemplando una amplia variedad de escenarios sísmicos, lo que enriquece la evaluación al abarcar diferentes condiciones a las que estará expuesta la estructura.
- II. Adaptabilidad estructural: si a pesar de la variabilidad significativa, la estructura mantiene niveles aceptables de distorsiones, esto podría indicar que la estructura es adaptable y resistente ante diversos escenarios sísmicos.

b) Desafíos.

- I. Incertidumbres: Por otro lado, una alta variabilidad podría introducir incertidumbres considerables en la certeza de la respuesta estructural, lo que podría ser un desafío al intentar hacer predicciones precisas.

De este análisis se concluye que, para todas las metodologías se cumple con los valores permisibles que establece el reglamento para las condiciones de servicio, lo cual indica que, desde este punto de vista, las condiciones actuales del edificio CCUT están dentro de los valores tal que el funcionamiento en condiciones de servicio es satisfactorio.

Finalizando con el análisis de resultados y su evaluación, se establece una comparativa de las distorsiones de entrepiso mediante un análisis de sensibilidad, lo cual implica reducir los modos de vibrar de la estructura considerados en el análisis y después ir incrementándolos hasta llegar a un análisis global considerando todos los modos que logren una participación importante en la respuesta global de la estructura. Esto puede entenderse si resolvemos la ecuación de movimiento para un sistema de varios grados de libertad desacoplado (ver *e.g.* ecuaciones 4.4), mediante la transformada de Fourier:

$$\hat{y}_i = -\frac{f_i}{\omega_i^2} \frac{1}{1 + 2\xi\beta i - \beta^2} \hat{u}_g, \quad (6.2)$$

en donde el subíndice i , indica el modo de vibrar, f el factor de participación del modo i , ξ la fracción de amortiguamiento y $\beta = \Omega / \omega$ es la relación de frecuencias, donde Ω es la frecuencia de la señal y ω la frecuencia del oscilador. Es decir, si la relación de frecuencias crece, amplifica los valores del desplazamiento para ese modo.

Esto también puede explicarse desde el punto de vista de la longitud de onda sísmica en comparación con la geometría de la estructura, influyendo en cómo se propagan y amplifican las ondas sísmicas; las ondas de vibración del terreno tienen una longitud λ igual al producto de su período por la velocidad de transmisión de las ondas de corte β .

$$\lambda = T \cdot \beta = \frac{\beta}{f}. \quad (6.3)$$

Al considerar distintas longitudes en el cálculo de distorsiones, por ejemplo, una longitud con solo 2 puntos del edificio (punto más bajo de sótano y azotea) o una longitud de entrepiso (punto por cada nivel del edificio), se tiene que:

- Longitudes mayores de análisis disminuyen la amplificación de altas frecuencias u ondas de bajas longitudes de onda, permitiendo que bajas frecuencias dominen.
- Longitudes de onda similares a la longitud de análisis, es más probable que se produzcan efectos de amplificación; esto debido a que la estructura actúa como un filtro, y ciertas frecuencias pueden resonar y amplificarse en la estructura.
- Longitudes de onda menores (altas frecuencias), al considerar longitudes de entrepiso hace posible que se produzcan reflexiones y refracciones complejas, alcanzando los modos superiores.

En las figuras 6.6 y 6.7 se comparan las distorsiones, en ambas direcciones de análisis, entre las metodologías utilizando las 12 parejas de sintéticos. Se inicia con una longitud de 2 puntos (sótano y azotea), y luego se incrementa la participación de los modos superiores al aumentar el número de puntos del edificio para el cálculo de las distorsiones. Además, se presenta la diferencia porcentual entre las distorsiones totales obtenidas por las funciones de Green empíricas y el método híbrido con respecto a las distorsiones obtenidas mediante las demandas del SASID.

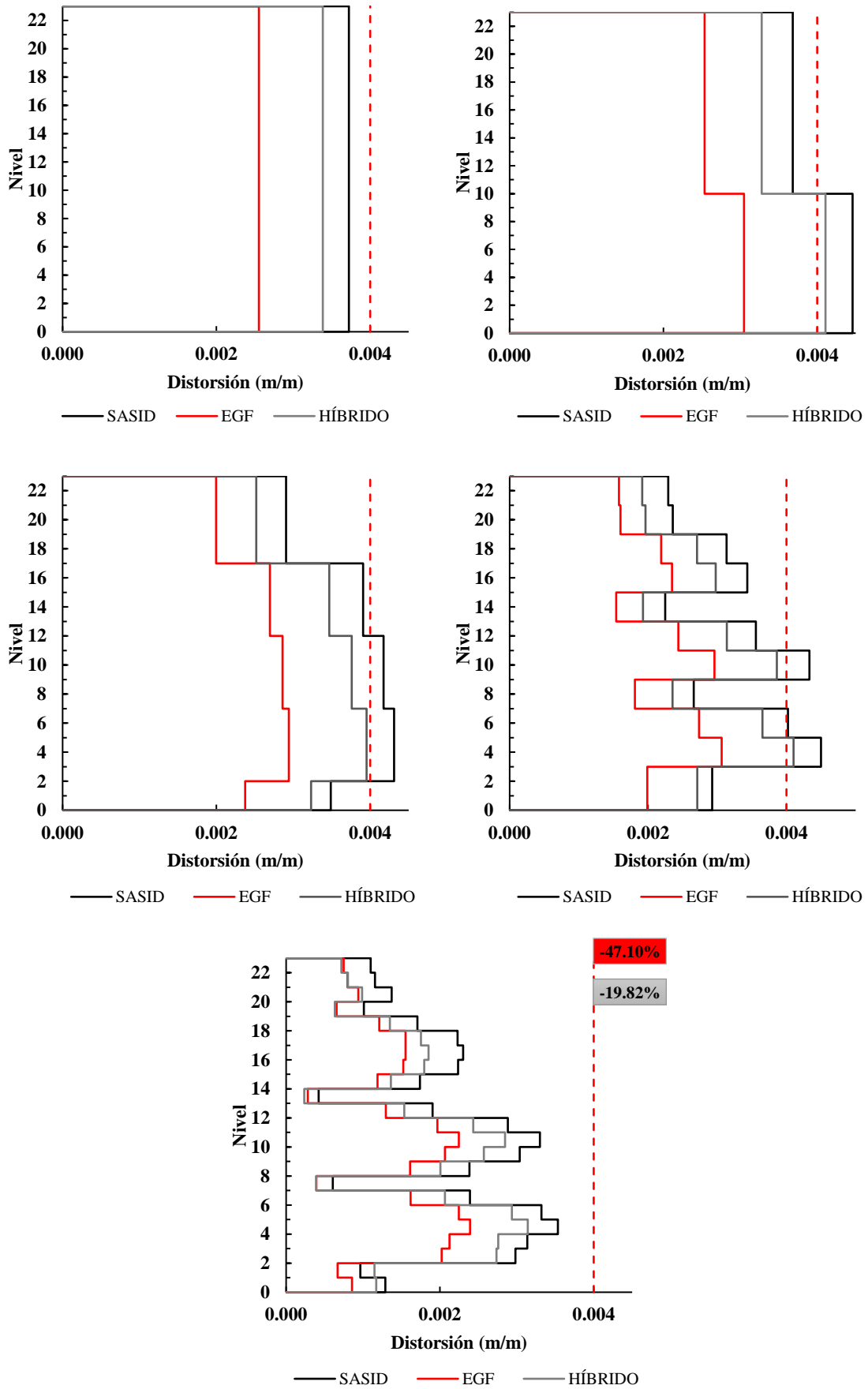


Figura 6.6. Comparación de distorsiones en dirección longitudinal, variando la longitud de entrepiso Los porcentajes representan la variación de distorsiones con respecto a las distorsiones del SASID.

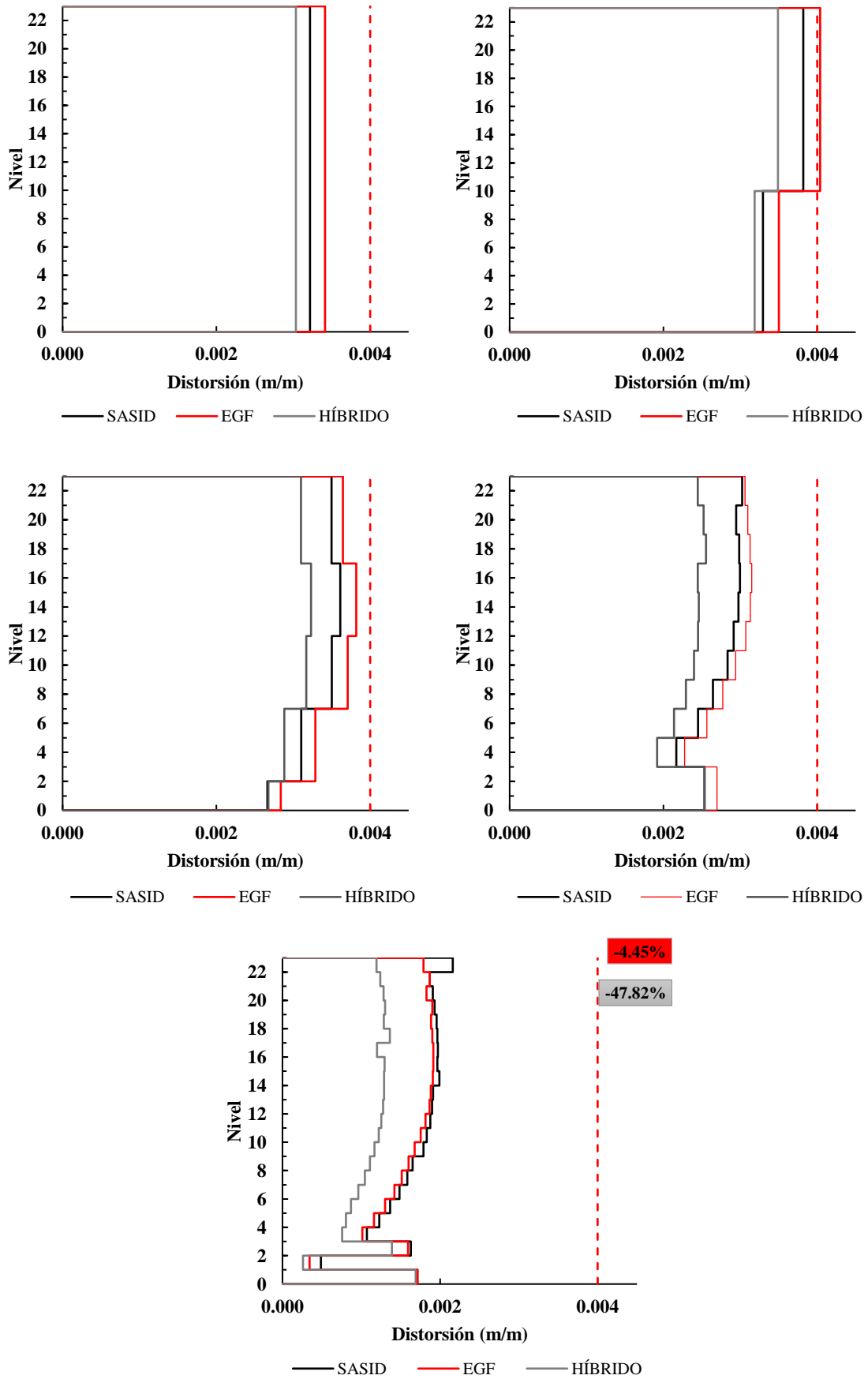


Figura 6.7. Comparación de distorsiones en dirección transversal, variando la longitud de entrepiso Los porcentajes representan la variación de distorsiones con respecto a las distorsiones del SASID.

Del análisis de sensibilidad se desprende lo siguiente:

- En la dirección longitudinal, se observa que las distorsiones son mayores para el SASID en todos los casos. Al considerar longitudes mayores en el cálculo de distorsiones, se detectan valores más elevados de distorsión, siendo sensibles a los primeros modos (frecuencias bajas). A medida que se reducen las longitudes, los modos superiores de la estructura adquieren mayor relevancia, disminuyendo los valores de distorsión hasta el rango permisible. Las distorsiones con las FGE son un 47% menores que las obtenidas con el SASID, mientras que las distorsiones con los sintéticos híbridos son casi un 20% inferiores.
- En relación con la dirección transversal, las mayores distorsiones para longitudes más grandes corresponden a las de FGE. Sin embargo, al considerar longitudes de entrepiso, se obtiene una distorsión para las FGE un 4.45% menor con respecto al SASID y un 47.82% menor con respecto a la respuesta obtenida con los sintéticos híbridos.

Esto confirma que, con una participación significativa de los modos superiores, la estructura puede volverse más sensible a las vibraciones de alta frecuencia, resultando en una respuesta considerablemente diferente en comparación con un edificio donde el modo fundamental es dominante.

Se destaca una diferencia notable en las distorsiones de entrepiso calculadas con acelerogramas sintéticos generados mediante metodologías diferentes. Las distorsiones de entrepiso considerando las señales obtenidas con el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño de la Ciudad de México son superiores en todos los casos, llegando a ser casi un 50% mayor que las obtenidas por las FGE en dirección longitudinal y un 50% mayor que las obtenidas con el método híbrido en la dirección transversal.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En el presente trabajo, se presentaron distintas metodologías para la generación de señales sísmicas sintéticas, las cuales fueron empleadas para realizar un análisis dinámico paso a paso lineal de un edificio alto y evaluar su estado actual mediante las distorsiones de entrepiso. Entre las metodologías empleadas se encuentra la utilizada por el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), conforme a la normativa del 2017 para diseño por sismo de la Ciudad de México.

Al establecer parámetros de comparación, tales como la revisión de amplitudes de frecuencia de los sintéticos, la duración de la fase intensa de los desplazamientos del edificio ante las demandas sísmicas y la obtención de las distorsiones de entrepiso para cada escenario sísmico (8 sismos de subducción y 4 de profundidad intermedia), haciendo análisis de sensibilidad de los modos de vibrar de la estructura, se pudo concluir lo siguiente:

1. La revisión del estado límite de servicio por distorsiones fue aceptable para cada una de las metodologías al considerar la combinación de todos los escenarios sísmicos. No obstante, al considerar solo el escenario de eventos de subducción, las distorsiones con las demandas del SASID rebasan el valor permisible. En cuanto a las demandas sísmicas pertenecientes a las otras metodologías, resultaron en distorsiones dentro de los límites permisibles en todos los casos, aun cuando el método híbrido exhibió una desviación considerablemente mayor, abarcando una mayor variabilidad de escenarios sísmicos.
2. Los resultados destacan que, al considerar los primeros modos de vibrar, siendo estos más sensibles a bajas frecuencias, las distorsiones de entrepiso son mayores. Sin embargo, al considerar la participación de los modos superiores, sensibles a altas frecuencias, se distingue una disminución en las distorsiones, dominando este rango de frecuencias.
3. Se concluye que las distintas formas de generar sintéticos traen consigo respuestas significativamente diferentes, debido a contenidos frecuenciales variados, impactando principalmente en estructuras con sensibilidad mayor a una amplia banda de frecuencias, como lo son los edificios altos, debido a que los modos superiores movilizan un significativo porcentaje de masa total del sistema estructural. Tanto los modos fundamentales como los modos superiores son relevantes en el análisis de la respuesta global del edificio.

Con base a estos resultados, se recomienda que, para estructuras cuya participación de los modos superiores sea significativa, se empleen técnicas de generación de sintéticos que no subestimen los efectos de las bajas frecuencias. De manera complementaria, se debe presentar una atención meticulosa a la contribución de las altas frecuencias.

Este estudio destaca el potencial de las metodologías híbridas, evidenciando su capacidad de abordar las limitaciones identificadas en métodos convencionales, como es el detalle en bandas de frecuencia mayores. La adopción de enfoques híbridos no solo mejora la precisión de las evaluaciones actuales, sino que también sienta las bases para un diseño estructural más seguro y resiliente en el futuro.

Es importante destacar que, aunque este estudio ha proporcionado una evaluación de las metodologías en la generación de sismogramas sintéticos en el contexto del análisis estructural, una limitación inherente radica en la falta de comparaciones directas con registros sísmicos reales. La ausencia de especificaciones normativas que guíen la selección y aplicación de registros sísmicos reales para análisis dinámicos detallados es una brecha notable en el trabajo actual.

Se recomienda que futuras investigaciones aborden esta limitación, explorando y estableciendo pautas claras para la selección de registros sísmicos reales que reflejen de manera precisa las características de los sismos a las que estarán expuestas las estructuras en estudio. Esto no solo mejorará la validez y la aplicabilidad de los resultados, sino que también permitirá una comparación más directa entre los enfoques sintéticos y la realidad sísmica, contribuyendo así a un entendimiento más completo y confiable de la respuesta estructural frente a eventos sísmicos reales. Además, se sugiere que para trabajos futuros se realicen análisis y modelaciones más detallados, incursionando en el rango no lineal de las estructuras, llegando a comparaciones más específicas y precisas de las distintas metodologías.

Referencias

- Aguilar, G. (2016). Simulación de la respuesta inelástica del edificio CCUT calibrando un modelo elástico. (*Tesis de Maestría*). Instituto de Ingeniería, Ciudad de México.
- Bazán Zurita, E., & Meli Piralla, R. (2021). *Diseño Sísmico de Estructuras*. México: Limusa.
- CENAPRED. (2006). *Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos*. Ciudad de México: Atlas Nacional de Riesgos .
- Chopra, A. K. (2014). *DYNAMICS OF STRUCTURES (4th ed.)*. Berkeley, California, EUA: Prentice Hall.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *DYNAMICS OF STRUCTURES (3rd Ed.)*. Universityt Ave. Berkeley, CA, USA. : Computers & Structures.
- Douglas, J., & Aochi, H. (2008). A survey of Techniques for Predicting Earthquake Ground Motions for Engineering Purposes. *Surveys in Geophysics*, 187-220.
- Esteva, L. (1970). Regionalización Sísmica de México para fines de ingeniería . *Publicación 246 del Instituto de Ingeniería, UNAM* , 229 - 246.
- Fratelli, M. G. (1998). *Edificios Altos*. Caracas: UNIVE.
- García, A., Pozos-Estrada, A., Hong, H., & Gómez, R. (2012). Estimación del peligro sísmico debido a sismos interplaca e Insalb y sus implicaciones en el diseño sísmico. *Ingeniería Sísmica No. 86* , 27-54.
- Gobierno de la Ciudad de México (GCM, 2017a). (2017). *Normas técnicas complementarias - Criterios y acciones para el criterio estructural de las edificaciones*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Gobierno de la Ciudad de México (GCM, 2017b). (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Gobierno de la Ciudad de México (GCM, 2017c). (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Gobierno de la Ciudad de México (GCM, 2017d). (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Gobierno de la Ciudad de México (GCM, 2020). (2020). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo con comentarios*. Ciudad de México : Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Hartzell, S. (1978). Earthquake aftershocks as green's functions. *Geophysical Research Letters*, Vol 5., 1-4.

- Irikura, K. (1983). Semi-Empirical Estimation of Strong Ground Motions During Large Earthquakes. *Bull. Disast. Prev. Res. Inst. Kyoto Univ.*, Vol. 33, 63-104.
- Irikura, K. (1986). Prediction of Strong Acceleration Motions Using Empirical Green's Function. *Proc. 7th Japan Earthq. Eng. Symp.*, 151-156.
- Jaimes Téllez, M. A. (2019). *Espectro de sitio en CCUT*. Ciudad de México: Instituto de ingeniería, UNAM.
- Jaimes, M. A., Ordaz, M., & Reinoso, E. (2006). Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. 10, 1-16.
- Joyner, W. B., & Boore, D. M. (1986). On simulation large earthquakes by Green's functions addition of smaller earthquakes, in Earthquake Source Mechanics. *American Geophysical Monography*, Vol. 37.
- Juárez Zúñiga, A. (s.f.). Tomografía Sísmica de Forma de Onda Completa del Centro de México. (*Tesis de Maestría*). Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.
- Kohrs, S. (2005). A Two-Stage method for ground-motion simulation using stochastic summation of small earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 95, No. 4, pp. 1387-1400.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Washington: Prentice-Hall.
- Leonardo, M. (2013). PSM2012: Aplicación web para la difusión y consulta de datos de peligro sísmico. (*Tesis de Maestría*). Instituto de Ingeniería, Ciudad de México.
- López Acosta, N., & Ávila, J. (2007). Proyecto de rehabilitación de la estructura y cimentación de la Torre del CCUT. *Instituto de Ingeniería*.
- Mai, M., & Beroza, G. (2003). A hybrid method for calculating near-source, broadband seismograms; application to strong motion prediction. *Science Direct*, 183-199.
- Martínez-González, J. A., Lermo, J., Vergara-Huerta, F., & Ramos Pérez, E. (2015). *Avances de la zonificación sísmica de la Ciudad de México y Zona de Chalco, Edo. de Méx., propuesta de nuevo mapa de periodos dominantes para las NTC para diseño por sismo del reglamento del D.F.* . Ciudad de México: XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica .
- McGuire, R. (2008). Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthquake Engineering Structures*, 329-338.
- Murià Vila, D., Aldama Sánchez, B., Rodríguez Gutiérrez, G., & Garcia Illéscas, M. A. (2018). Desempeño de edificios instrumentados ante el sismo del 19 de septiembre de 2017. *Instituto de Ingeniería*, 131-138.
- PEER/ATC-72-1. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. California, USA.
- Ramírez, L., Jaimes, M., & Aguirre, J. (2016). *Sistemas de Generación de Señales Sintéticas y Correcciones de Acelerogramas para el Diseño y Evaluación Estructural en la Ciudad de México*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería.

- RCDF. (2004). *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. México: Gaceta Oficial del Distrito Federal .
- Rosenblueth, E. (1992). Sismos y sismicidad en México: Macrosismos. *Debate, México*.
- Secretaria de Relaciones Exteriores. (1963). *Planos originales del edificio de la Secretaría de Relaciones Exteriores*. . México, DF.
- Servicio Geológico Mexicano. (2017). *Sismología de México*. Ciudad de México: Gobierno de México.
- Silva, R. I. (2017). Generación de acelerogramas sintéticos del terremoto de tohoku en Japón considerando efectos de sitio. (*Tesis de Licenciatura*). Universidad de Chile, Santiago de Chile.
- Stein, S., & Wysession, M. (2003). *An introduction to seismology earthquakes and earth structure*. USA: Blackwell Publishing.
- Sucuoğlu, H., & Akkar, S. (2014). *Basic Earthquake Engineering*. Switzerland: Springer.
- The Council on Tall Buildings and Urban Habitat. (2010). *CTBUH Height Criteria for Measuring & Defining Tall Buildings*. United States, Chicago. .
- Vázquez, G., Giraldo, S., & Juárez, H. (2018). *Métodos para generar acelerogramas sintéticos y su influencia en la respuesta no lineal de estructuras*. Campeche: XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- Zúñiga, R., Suárez, G., Figueroa-Soto, Á., & Mendoza, A. (2017). A first-order seismotectonic regionalization of Mexico for seismic hazard and risk estimation. *Journal of Seismology*, 1295-1322.
- Zúñiga, R., Suárez, G., Ordaz, M., & García-Acosta, V. (1997). *Peligro Sísmico en Latinoamérica y el Caribe*. Otrawa, Canada: Instituto Panamericano de geografía e historia.