



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**ESTIMACIÓN DE RIESGO SÍSMICO EN PUENTES VEHICULARES DE LA
CIUDAD DE MÉXICO**

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

PRESENTA:
ARTURO MÉNDEZ SALAS

TUTOR PRINCIPAL
EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CO-TUTOR
MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. OCTUBRE 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ESTEVA MORABOTO LUIS
Secretario: DR. AYALA MILIÁN AMADO GUSTAVO
Vocal: DR. REINOSO ANGULO EDUARDO
1 er. Suplente: DR. RIVERA VARGAS DARÍO
2 do. Suplente: DR. NIÑO LÁZARO MAURO POMPEYO

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

FIRMA

DEDICATORIA

Por el amor y humanidad que me comparten todos los días. Soy afortunado al tenerlos, sus acciones van más allá de ser excelentes padres; a Fulgencio Méndez Jiménez y María de Lourdes Salas Chávez. Gracias.

A mis hermanos Marco y Ansberto por ser parte fundamental en mi vida.

A mis amigos de maestría, Elena y Ulises, por los agradables momentos que compartimos en esta etapa, gracias. Por supuesto, a los viejos amigos que desde hace años hemos ido creciendo juntos.

Y, a todas las personas que creen en mí y que brillan a mi lado, gracias.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi alma máter, la Universidad Nacional Autónoma de México por ser partidaria de mi formación profesional.

A el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría.

De la misma forma, fortalezco mi respeto y agradecimiento al Instituto de Ingeniería de la UNAM que, a través de sus investigadores y académicos, del apoyo económico, así como del espacio brindado dentro de sus instalaciones, me permitió desarrollar mi tesis y de esta forma incrementar mis conocimientos profesionales.

Al Dr. Eduardo Reinoso Angulo quien me dio la oportunidad de pertenecer dentro de su equipo de trabajo y, de esta manera, ser un vínculo indispensable para mi desarrollo profesional. Asimismo, un especial agradecimiento al Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro por obsequiarme sus conocimientos y excelencia académica. Gracias.

Al comité que integra mi jurado de evaluación, por su tiempo y aportaciones que retroalimentaron a mi investigación.

A todas las personas que me inspiraran y motivan a alcanzar mis metas.

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS	I
ÍNDICE DE TABLAS	IV
I. INTRODUCCIÓN	1
I.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	1
I.2 OBJETIVO.....	2
1.2.1 Alcances y limitaciones	2
I.3 MARCO HISTÓRICO	3
I.3.1 Evolución de la red vial.....	3
I.3.2 Daños ocurridos en eventos históricos	4
I.3.2.1 Sismo de 19-septiembre-1985	4
I.3.2.2 Sismo de 20-marzo-2012	5
I.4 MARCO TEÓRICO.....	7
I.5 METODOLOGÍA EMPLEADA.....	7
II. PELIGRO SÍSMICO.....	9
II.1 INTRODUCCIÓN	9
II.2 SISMICIDAD	10
II.2.2 Sismicidad en México.....	10
II.2.2.1 Reseña histórica de la sismicidad en México.....	12
II.2.2.1.1 Sismicidad en la Ciudad de México.....	13
II.3 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA.....	14
II.3.1 Análisis probabilístico de la amenaza	14
II.3.2 Definición y caracterización de las fuentes sismogénicas	17
II.3.3 Relación magnitud recurrencia de las diversas fuentes sísmicas	18
II.3.4 Generación de un conjunto de eventos estocásticos compatible con la distribución de ubicación, profundidad, frecuencias y magnitudes	19
II.3.5 Ecuaciones de predicción del movimiento del terreno	20
II.3.6 Generación de mapas de amenaza sísmica en términos de tasa de excedencia de intensidades	21
II.3.7 Modificación de las intensidades sísmicas por efectos de sitio	22
II.3.8 Creación de escenarios estocásticos.....	23
II.3.8.1 Archivo AME.....	23
II.3.8.2 Escenarios estocásticos de interés.....	25
II.3.9 Aplicación del modelo probabilístico de amenaza sísmica.....	25
III. EXPOSICIÓN Y VULNERABILIDAD.....	27
III.1 UBICACIÓN Y TIPIFICACIÓN	28

III.1.1 Ubicación.....	28
III.1.2 Tipificación.....	30
III.1.3 Base de datos	37
III.1.4 Estimación de costos	39
III.2 DEFINICIÓN DEL DAÑO ESPERADO	42
III.2.1 Expresiones propuesta por Reinoso et al	42
III.2.2 Expresiones propuestas por Bignell et al.....	46
III.2.3 Desviación estándar del daño esperado	50
III.2.4 Modificación de funciones de vulnerabilidad.....	51
III.2.4.1 Estimación del periodo fundamental de vibración	52
III.2.4.2 Factores de ajuste.....	53
III.2.4.2.1 Espectros inelásticos de la AASHTO LRFD-2010.....	53
III.2.4.2.2 Espectros inelásticos del Distrito Federal.....	58
III.2.4.2.3 Estimación de los factores de ajuste	60
IV. RIESGO SÍSMICO	63
IV.1 INDICADORES PUNTUALES DE RIESGO	63
IV.1.1 Pérdida anual esperada	64
IV.1.2 Pérdida máxima probable.....	64
IV.2 ANÁLISIS DETERMINISTA DE PÉRDIDAS FÍSICAS.....	64
IV.2.1 Escenarios.....	65
IV.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS	65
III.3.1 Análisis probabilístico	65
IV.3.1.1 Pérdida anual esperada	67
IV.3.1.2 Pérdida máxima probable.....	68
IV.3.2 Análisis determinístico	69
IV.3.2.1 Escenario del evento sísmico para el caso 1	70
IV.3.2.2 Escenario del evento sísmico para el caso 2.....	72
IV.3.2.3 Escenario del evento sísmico para el caso 3.....	75
V. CONCLUSIONES	79
IV.1 RECOMENDACIONES	81
ANEXO A	82
REFERENCIAS	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1	Puente vehicular atirantado República Federal: a) foto aérea y b) vista panorámica.	-5-
Figura I.2	Daños registrados en el puente República Federal tras el sismo de subducción de 12 de marzo de 2012: a) y b) golpeteo en junta de calzada, c) deformación de apoyo de neopreno y d) desplazamiento de 15 cm (con respecto al eje de la viga) presentado en una sección de la superestructura.	-6-
Figura II.1	Zona de interés para el estudio de amenaza sísmica.	-10-
Figura II.2	a) Tectónica de placas de México y b) sismos moderados y grandes en México entre 2006 y 2013 (SSN, 2013).	-10-
Figura II.3	Ubicación de las áreas de falla en la zona de subducción (Kostoglodov y Pacheco, 1999).	-11-
Figura II.4	Brecha sísmica de Guerrero.	-14-
Figura II.5	Procedimiento empleado para evaluar la amenaza sísmica.	-16-
Figura II.6	Fuentes sísmicas con las que se caracteriza la ocurrencia de sismos en México: a) sismos de subducción, b) sismos de profundidad intermedia y c) principalmente, sismos de falla normal.	-17-
Figura II.7	Tasas de excedencia de magnitudes para tres fuentes con distinta sismicidad.	-19-
Figura II.8	Mapa de distribución de eventos sísmicos, que colectiva y exhaustivamente describen la amenaza, con diferente magnitud, epicentro, frecuencia y fuente sísmica.	-20-
Figura II.9	Aceleraciones del terreno en una sección norte sur de la cuenca de la Ciudad de México (Reinoso, 1996).	-23-
Figura II.10	Intensidades sísmicas para un $T=0.5s$ de acuerdo a un evento sísmico ($M= 8.28$) originado en la brecha sísmica de Guerrero.	-24-
Figura II.11	Mallas que contienen las intensidades máximas (S_a) asociadas a un periodo estructural (T) para un sitio de interés	-24-
Figura II.12	Pseudoaceleraciones máximas de sismos de subducción para un periodo natural de vibración $T=0.5 s$ en costas de: a) Guerrero y b) Michoacán.	-25-
Figura II.13	Mapa de aceleración máxima, para un $T=0.5 s$, asociadas a un periodo de retorno de 1000 años.	-26-
Figura III.1	Principales vialidades en las cuales se tienen puentes vehiculares.	-29-
Figura III.2	Distribución de los puentes vehiculares localizados en la región de estudio.	-30-
Figura III.3	Trabe simplemente apoyada a punto de caer de la pila de concreto debido a sismo, b) daño en un apoyo elastomérico y c) claro donde se presenta la caída de las vigas que conformaban la superestructura (Kawashima et al. 2009).	-31-
Figura III.4	Daño en Gavin Canyon tras el Sismo de Northridge en 1994 (USDOT & ITS, 2002) y b) variación de esfuerzos en diferentes ángulos de esviaje (Belmonte, 1990).	-32-
Figura III.5	a) Gral. Ignacio Zaragoza y Calle 47 y b) Anillo Periférico (Calle 7) y Av. Pantitlán.	-33-
Figura III.6	a) Viaducto Tlalpan y Av. Taxqueña y b) Boulevard Puerto Aéreo y Calzada Ignacio Zaragoza.	-34-
Figura III.7	a) Boulevard Manuel Ávila Camacho (Autopista México.-Querétaro) y Mario Colín y b) Av. Tláhuac y Luis Delgado.	-34-
Figura III.8	a) Insurgentes Norte y Ricardo Flores Magón y b) Av. Tláhuac y Porvenir.	-35-
Figura III.9	a) Eje 3 Oriente (Francisco del Paso y Troncoso) y Eje 4 Sur (Av. Plutarco Elías Calles) y b) Anillo Periférico (Boulevard Adolfo Ruíz Cortines) y Av. Muyuguarda.	-35-

Figura III.10	a) Carretera Federal 57 de cuota y Av. Central y b) Av. Río de los Remedios y Carretera Federal 57 de Cuota.	-35-
Figura III.11	a) Circuito Interior (Boulevard Puerto Aéreo) y Eje 1 Norte (Norte 17) y b) Viaducto Río de la Piedad (Presidente Miguel Alemán) y Eje 1 Oriente (Calzada de la Viga).	-36-
Figura III.12	a) Anillo Periférico (Boulevard Manuel Ávila Camacho) y Fernando Alencastre y b) Anillo Periférico (Boulevard Adolfo Ruiz Cortines) y Avenida Estadio Azteca.	-36-
Figura III.13	a) Eje 4 Oriente (Av. Río Churubusco) y Gral. Ignacio Zaragoza, y b) Circuito Interior (Av. Río Churubusco).	-37-
Figura III.14	a) Acueducto de Guadalupe e Insurgentes Norte y b) Eje 1 Pte. (Guerrero) e Insurgentes Norte.	-37-
Figura III.15	Distribución de los puentes vehiculares localizados.	-38-
Figura III.16	Distribución de ángulos de esviaje.	-39-
Figura III.17	Distribución de costos por longitud, así como expresión ajustada para estimar costo.	-40-
Figura III.18	Comparación de funciones de vulnerabilidad con el mismo número de claro y diferente ángulo de esviaje.	-45-
Figura III.19	a) Caso 1 con $\alpha = 17.80^\circ$ ubicado en Anillo Periférico y Plan de Muyuguarda y b) caso 2 con $\alpha = 0^\circ$ ubicado con calzada de la Virgen y Eje 3 Oriente (Av. De Armada de México).	-46-
Figura III.20	Puentes apoyados sobre muros de concreto; a) Puente con muros de concreto regulares, b) puentes con pilas de muros concreto reforzado con cabeza de martillo y c) puente con un claro (Bignell et al. 2009).	-46-
Figura III.21	Curvas de fragilidad con intervalos de confianza para puentes apoyados sobre muros de concreto reforzado (Bignell et al. 2009).	-48-
Figura III.22	Matriz de fragilidad determinada con el empleo de las curvas de fragilidad de Bignell et al. (2009).	-49-
Figura III.23	Curva de vulnerabilidad para los puentes vehiculares apoyados sobre muros de concreto reforzado.	-49-
Figura III.24	Funciones de vulnerabilidad, con su respectiva desviación estándar del daño esperado, sin ser ajustadas.	-51-
Figura III.25	Figura III.25 Puentes vehiculares correspondientes a: a) caso 1 con $\alpha = 17.80^\circ$ y b) caso 2 con $\alpha = 0^\circ$.	-51-
Figura III.26	Curvas de tendencia para la estimación del período fundamental de vibración: a) dirección longitudinal y b) dirección transversal (Candebat et al., 2012a).	-52-
Figura III.27	Espectro elástico de diseño según las especificaciones de diseño sísmico para puentes (AASHTO, 2010).	-53-
Figura III.28	Mapas de coeficientes de aceleración, con un 7% de probabilidad de ser excedida en 75 años, para el estado de California: a) $T=0.0$ s (PGA), b) $T=0.2$ s (S_x) y c) $T=1.0$ s (S_1) (AASHTO, 2010)	-55-
Figura III.29	Mapas de coeficientes de aceleración, con un 7% de probabilidad de ser excedida en 75 años, para el estado de Illinois: a) $T=0.0$ s (PGA), b) $T=0.2$ s (S_x) y c) $T=1.0$ s (S_1) (AASHTO, 2010)	-55-
Figura III.30	Comparación entre los espectros elásticos e inelástico para los estados de California. Illinois	-57-
Figura III.31	Comparación entre los espectros elásticos e inelástico para los estados de Illinois.	-58-
Figura III.32	Espectros inelástico para puentes vehiculares según las NTCS-2004 y las propuestas de la CFE (2008) para a) $Q=1.5$, b) $Q=4$ y c) $Q=5$.	-59-
Figura III.33	Comparación de espectro inelástico de California y NTCS-2004 (zona IIIb) para un período $T=1$ s..	-60-
Figura III.34	Comparación de espectro inelástico de Illinois y NTCS-2004 (zona IIIb) para un	-60-

periodo $T=1s$.

Figura III.35	Envolvente de factores de ajuste correspondiente a : a) estado de California y Distrito Federal y b) estado de Illinois y Distrito Federal.	-61-
Figura III.36	Curvas de vulnerabilidad adaptadas para la zona de estudio correspondientes a dos puentes vehiculares con: caso 1 ($\alpha=0$) y caso 2 ($\alpha=17.8$).	-62-
Figura III.37	Puentes vehiculares para: a) caso 1 y b) caso 2.	-62-
Figura IV.1	Distribución del daño anual esperado de acuerdo al análisis probabilístico	-66-
Figura IV.2	Mapa del daño anual esperado de acuerdo al análisis probabilístico.	-66-
Figura IV.3	Distribución de pérdidas en los puentes vehiculares de estudio de acuerdo al análisis probabilístico.	-68-
Figura IV.4	Pérdida máxima probable.	-69-
Figura IV.5	Distribución de intensidades ante la ocurrencia de un evento sísmico $M= 8.28$ en la brecha de Guerrero.	-70-
Figura IV.6	Pérdida esperada para el escenario EV1, sismo de subducción en las costas de Guerrero $M=8.28$.	-71-
Figura IV.7	Daño esperado para el evento EV1, sismo de subducción en la costa de Guerrero $M=8.28$.	-72-
Figura IV.8	Distribución de intensidades ante la ocurrencia de un evento sísmico $M= 8.28$ en la fuente sísmica Ometepec.	-73-
Figura IV.9	Pérdida esperada para el escenario EV4, sismo de subducción Ometepec $M=7.12$.	-74-
Figura IV.10	Porcentaje de daño esperado para el evento EV4, sismo de subducción $M=7.12$.	-74-
Figura IV.11	Evento sísmico críticos seleccionado según el análisis probabilístico, profundidad intermedia $M= 7.66$.	-75-
Figura IV.12	Porcentaje de daño de acuerdo al evento EV9.	-76-
Figura IV.13	Porcentaje de daño esperado para el evento EV9, sismo de profundidad intermedia $M=7.66$.	-77-
Figura IV.14	Principales vialidades afectadas ante la ocurrencia de los eventos sísmicos de estudio.	-78-

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1	Principales sismos destructivos en México (Reinoso <i>et al.</i> , 2009).	-13-
Tabla III.1	Factores que definen el comportamiento de los puentes vehiculares (Unjoh <i>et al.</i> , 2000).	-30-
Tabla III.2	Clasificación propuesta de los puentes vehiculares con base en las características que más influyen en el comportamiento de los puentes presentes en la zona de interés.	-33-
Tabla III.3	Información contenida en la base de datos.	-38-
Tabla III.4	Costo de construcción en valor presente de algunos puentes vehiculares de la Ciudad de México (2013).	-39-
Tabla III.5	Clasificación propuesta por Reinoso <i>et al.</i> (2009) para puentes construidos con pilas a base de concreto reforzado y acero estructural.	-43-
Tabla III.6	Mediana y desviación estándar de funciones para los puentes clasificados en la tabla III.5 (Reinoso <i>et al.</i> , 2009).	-44-
Tabla III.7	Asignación de parámetros para los puentes ubicados en la zona de estudio.	-45-
Tabla III.8	Definición de estados de daño de acuerdo al HAZUS99 (FEMA, 1999).	-47-
Tabla III.9	Valores para los coeficientes F_{PGA} y F_a (AASHTO, 2010)	-56-
Tabla III.10	Valores para los coeficientes F_v (AASHTO, 2010).	-56-
Tabla III.11	Factores de comportamiento sísmico (AASHTO, 2010).	-57-
Tabla III.12	Coefficientes de los espectros empleados.	-57-
Tabla III.13	Demanda de ductilidad máxima.	-58-
Tabla III.14	Factores de ajuste para un periodo estructural $T= 1s$.	-61-
Tabla IV.1	Eventos sísmicos de interés y perdidas esperadas ante su ocurrencia.	-69-

I. INTRODUCCIÓN

I.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Sismos previos han demostrado que los puentes vehiculares, ubicados en las principales redes viales de una ciudad, son de los componentes más susceptibles de presentar graves daños ante la ocurrencia de estos eventos (Jernigan, 1998), como consecuencia las redes viales presentan una interrupción en su nivel de servicio o funcionalidad. Este problema puede ocasionar pérdidas tanto económicas como humanas, debido a que el daño originado impide agilizar el traslado de equipo de rescate, así como de salvamento, a zonas donde se requiera, o simplemente, se obstaculiza la comunicación para el desarrollo de las actividades cotidianas de la población. De forma similar, ante el daño presentado, se dificulta realizar la evacuación de posibles regiones con una elevada peligrosidad para la población (Kawashima *et al.*, 2009). Problemas como los mencionados han sido enfrentados por países como Japón, Turquía, Argelia, Estados Unidos, Taiwán, Chile, entre otros (Kibboua *et al.*, 2012) y éstos, ante el daño y pérdidas originadas, se han comprometido en atender tal situación para crear estrategias de planeación para prevenir y resarcir los posibles daños.

En vista de las circunstancias descritas, crece un interés en conocer el daño y el riesgo, ante las eventualidades sísmicas, de los puentes vehiculares ubicados en la red vial de la Ciudad de México. La propuesta de un estudio de este tipo radica en que poco más de ocho millones de personas, que habitan la zona urbana de la Ciudad de México, dependen del funcionamiento y servicio de este tipo de infraestructura vial. Ante la ocurrencia de un sismo, las pérdidas económicas podrían ser excesivas si no se cuentan con las medidas para prevenir y resarcir los posibles daños en los puentes vehiculares. Adicionalmente, lo anterior podría generar prolongados tiempos de reparación para llevar a dicha infraestructura a las condiciones presentes antes de la ocurrencia de un determinado evento sísmico.

Por otro lado, debido a que la Ciudad de México está asentada en una región que se gravemente afectada por la sismicidad del país se entiende que la construcción de los puentes vehiculares se realizó con el empleo de reglamentos de construcción y/o especificaciones técnicas sismorresistentes, es decir, que para la materialización de éstos no se dejó por alto los efectos sísmicos, sin embargo, existe la posibilidad que éstos presenten daños debido a la variabilidad sísmica o por la excedencia de las intensidades de diseño. Asimismo, en los últimos años se ha presentado un incremento en la construcción de estas estructuras, una gran cantidad de éstas no ha sido expuesta a las aceleraciones de diseño para las cuales fueron construidas. De acuerdo con lo anterior, existe poca claridad sobre el comportamiento que estos puentes tendrán ante un evento sísmico. En otras palabras, no se cuenta con

una base de datos o estudios que muestren la distribución de los daños y pérdidas ante los posibles eventos sísmicos que afecten a la Ciudad de México.

I.2 OBJETIVO

El objetivo de esta tesis es evaluar el riesgo sísmico de los puentes vehiculares que se ubican en la Ciudad de México, principalmente, en la zona conformada por áreas de las 16 delegaciones del Distrito Federal y de los municipios de Naucalpan de Juárez, Atizapán de Zaragoza, Tlalnepantla de Baz, Cuautitlán Izcalli, Tultitlán, San Juan Ixhuatepec, Ecatepec, Nezahualcóyotl, La Paz y Valle de Chalco Solidaridad, los cuales pertenecen al Estado de México. El interés de realizar la evaluación en dicha zona se debe a que en éstas se encuentran distribuidas las principales vialidades de comunicación y transporte en las cuales se ubican puentes vehiculares

A través del cálculo formal del riesgo sísmico, se evaluará el daño esperado en los puentes vehiculares urbanos, se conocerá cuáles son más susceptibles de sufrir daño y se determinará qué zonas son las más afectadas.

Asimismo, se evaluarán las pérdidas para diferentes escenarios debido a determinados eventos sísmicos. El propósito es conocer el panorama ante la ocurrencia de dichos eventos, es decir, tener información de las consecuencias si un sismo con ciertas características llegase a ocurrir.

Ante la sismicidad que afecta a la zona de interés, se desarrollarán mapas de daño y riesgo como herramientas de consulta útiles para generar estrategias de planeación de mitigación y prevención de daños, rutas de emergencia, respuestas de emergencia a diferentes escenarios, en la disminución de tiempos de reparación, entre otros aspectos.

1.2.1 Alcances y limitaciones

La trascendencia de esta tesis radica en concientizar en la importancia de realizar una evaluación de riesgo sísmico en los elementos de estudio para así evitar o disminuir las pérdidas económicas que éstos presentan debido a sus porcentajes de daño como consecuencia de la amenaza sísmica a la cual están expuestos. Asimismo, se busca mostrar un panorama de las consecuencias ante la sismicidad que afecta a la Ciudad de México.

Al tener un número considerable de puentes vehiculares dentro de la zona de interés, sólo se estimará el riesgo sísmico de aquellos que dispongan de información suficiente para poder estimar su daño ante intensidades sísmicas.

Debido a que no se cuenta con espectros de diseño normativos para este tipo de estructuras dentro de la Ciudad de México, como parte del proceso se emplearán espectros del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004b) y se considerarán para éstas estructuras aspectos de diseño del Manual de Obras Civiles de diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008), así como de la AASHTO LRFD (AASHTO, 2010).

I.3 MARCO HISTÓRICO

Debido a su crecimiento poblacional, desde los últimos 25 años la Ciudad de México se ha visto envuelta en un aumento del flujo vehicular y un aumento en problemas de congestión vial. Como parte de la solución al panorama mencionado, dentro de la ciudad se han construido cada vez más redes viales, así como vías rápidas, en las cuales se integran diversos puentes vehiculares. Con sus más de ocho millones de habitantes, la Ciudad de México es una metrópoli que se ha hecho dependiente del servicio que brindan los puentes vehiculares para su vitalidad, el empleo de esta infraestructura ha transformado las actividades de su sociedad e interferido, en cierta medida, en el progreso de la misma.

Se han construido. Dicha infraestructura está conformada, principalmente, por pasos a desnivel (ubicados en su mayoría en el Circuito Interior, así como en algunas secciones del anillo Periférico) viaductos y diversos distribuidores viales (como el segundo piso del anillo Periférico o la vialidad denominada como viaducto Bicentenario, por mencionar algunos).

Otro tipo de redes de comunicación y transporte, con un sistema estructural similar a los puentes vehiculares, son los tramos elevados del Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM). Estos tramos se encuentran en las líneas 4, 9, 12 y B y su funcionamiento es relevante debido a que gracias a su servicio viajan en promedio cerca de 80, 330, 250 y 460 mil personas en un día, respectivamente.

A continuación se presenta, a grandes rasgos, una descripción de la evolución de este tipo de estructuras.

I.3.1 Evolución de la red vial

A partir de los años cincuenta se empiezan a construir los primeros puentes vehiculares dentro de la zona urbana de la Ciudad de México (Circuito Interior y Avenida Patriotismo). La estructura de estos puentes se construyó, principalmente, a base de pilas de muros y losas de concreto reforzado, ambos elementos, colados en sitio. En general, estos primeros puentes eran pasos a desnivel que libraban una avenida o vialidad y sus claros no eran mayores a 30 m.

En los años sesenta, debido al crecimiento del parque vehicular, se impulsa la construcción de vías de acceso controlado (Viaducto Tlalpan, Viaducto Río de la Piedad y el tramo sur del Periférico) lo que trae consigo la construcción de puentes vehiculares con sistemas estructurales a base de pilas de muros de concreto, con una longitud de desarrollo mayor, aumento de carriles, así como un incremento en su altura.

En los años setenta y ochenta se empiezan a construir los primeros puentes a base de pilas de concreto y algunos otros con sistemas estructurales de acero. Estos puentes vehiculares, principalmente, se construyeron con más de dos columnas en sus pilas. Además, se construyeron puentes vehiculares a base de muros de concreto reforzado, a pesar de lo anterior, la longitud de los claros, y del puente en total, fue mayor (cerca de 200 metros). Estos puentes se construyeron en diversas vialidades de la Ciudad de México tales como anillo Periférico, Av. Río Churubusco, ejes viales, entre otros.

A partir de los años noventa hasta el día de hoy, la construcción de estas obras ha sido más significativa. Debido a la saturación en la red vial del Distrito Federal y en ciertas zonas de algunos municipios del Estado de México, se han construido vías de acceso directo o controlado con el fin de eliminar las principales zonas y puntos de congestión vehicular. Entre estas estructuras se tienen los pasos a desnivel, puentes vehiculares con diversos ángulos de esviaje, número de claros, altura, así como con el implemento de diversos elementos de acero, también se suman sistemas estructurales como el conformado por las vías elevadas del STCM. Estos puentes vehiculares se encuentran distribuidos en las principales arterias de la red vial de la ciudad (Anillo Periférico, Circuito Interior, Ejes Viales, vías de acceso a la ciudad, etc.) y son parte fundamental para el traslado y comunicación de su población.

I.3.2 Daños ocurridos en eventos históricos

Dentro de la Ciudad de México, se tienen pocos registros de daños ocurridos en puentes vehiculares, no obstante, las condiciones y características de la infraestructura que presentó daños difiere a la existente en la actualidad, sin embargo, estos pocos registros son muestra del daño que puede presentar este tipo de infraestructura. Los eventos sísmicos que ocasionaron dichos daños se mencionan a continuación.

I.3.2.1 Sismo de 19-septiembre-1985

Uno de los primeros daños ocurridos en puentes vehiculares se originaron tras el sismo de subducción del 19 de septiembre de 1985, $M=8.1$ originado cerca de las costas de Michoacán.

En un reporte de reconocimiento y evaluación de pérdidas realizado por un grupo de expertos de México y Estados Unidos, en conjunto con el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) y del National Research Council (NRC), se dieron a conocer las consecuencias, ante dicho sismo, en las principales redes de servicio (energía eléctrica, abastecimiento de agua potable, distribución de gas natural, comunicaciones y transporte) que formaban parte de la infraestructura de la Ciudad de México.

En dicho informe se alude que los puentes vehiculares, y ciertas calles de la ciudad, presentaron niveles de daño muy bajos, substancialmente, éstos se debieron por el pandeo del pavimento y por golpeteo en la superestructura de ciertos puentes vehiculares (CONACyT, 1986).

Además, se indica que después de la ocurrencia de este evento sísmico el Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM) suspendió el servicio para la inspección de sus líneas construidas hasta aquella fecha (líneas 1, 2, 4, 5 y tramos de la 3, 6 y 7) sin embargo, concluidas las maniobras de revisión, el funcionamiento se restableció inmediatamente. Esta situación fue de particular interés debido a que algunas líneas del STCM pasan a través del lecho del viejo lago donde hubo fuertes movimientos. Se dictamina que el excelente comportamiento del sistema, es quizá, atribuible a los detalles antisísmicos incorporados en el diseño (CONACyT, 1986). Debe destacarse que las líneas del STCM antes del sismo de 1985 eran superficiales o subterráneas, excepto la línea 4.

A pesar de los dictámenes para esta red, los graves daños presentados en otro tipo de infraestructura marco el parteaguas para tomar conciencia en la evaluación de daños y riesgo sísmico en las estructuras construidas en la Ciudad de México.

1.3.2.2 Sismo de 20-marzo-2012

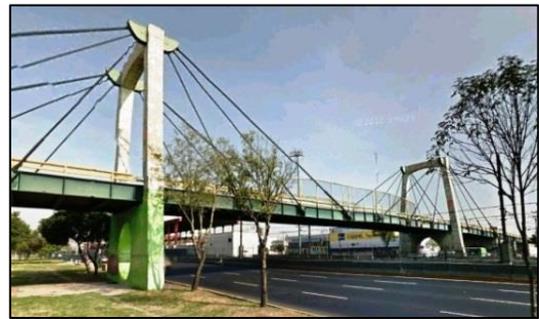
Hasta el momento, el sismo de mayor magnitud que se ha presentado después del ocurrido el 19 de septiembre de 1985 ha sido el sismo de subducción de $M=7.4$ ocurrido el 20 de marzo de 2012. Este evento generó ligeros daños en ciertas redes vitales de la ciudad (agua potable, vialidades y sistemas de transporte).

Entre los daños en vialidades se tiene el ocurrido en el puente vehicular atirantado República Federal, construido en 1991 (figura I.1). Este puente ubicado en la Av. República Federal atraviesa la calzada Ignacio Zaragoza (entre los límites de la delegación Iztapalapa, D.F y del municipio de Nezahualcóyotl, Estado de México) y se encuentra desplantado en una zona lacustre desde el punto de vista geotécnico o zona III según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF-2004) (GDF, 2004b). Este sismo provocó daños moderados a las traveses principales del puente vehicular debido a que éste estuvo sometido a asentamientos diferenciales que provocaron un cambio en su configuración estructural. Tales asentamientos ocurrieron, principalmente, por:

- La diversidad de estratos suelo compresible.
- El aporte de materiales derivados por erosión mezclados con suelos compresibles.
- La velocidad variable del abatimiento de la presión de poro y del nivel de aguas freáticas en el subsuelo.
- Las fracturas en el subsuelo y colapso de algunos substratos del subsuelo debido a la desecación del suelo que perturba la estructura físico-química de los sedimentos lacustres.



a)



b)

Figura I.1 Puente vehicular atirantado República Federal: a) foto aérea y b) vista panorámica.

Como consecuencia de los asentamientos diferenciales, el puente vehicular presentó un comportamiento irregular cuando fue sometido a las excitaciones sísmicas de dicho evento. Los principales daños se presentaron por golpeteo (figura I.2a y b), deformación de apoyos elastoméricos (figura I.2c) y desplazamientos de la superestructura (figura I.2d) (Guerrero, 2012).



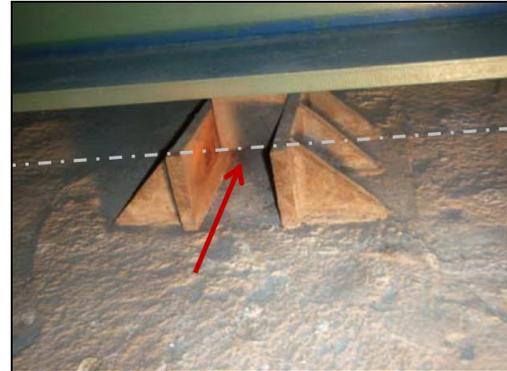
a)



b)



c)



d)

Figura I.2 Daños registrados en el puente República Federal tras el sismo de subducción, ocurrido el 20-marzo-2012: a) y b) golpeteo en junta de calzada, c) deformación de apoyo de neopreno y d) desplazamiento de 15 cm (con respecto al eje de la viga) presentado en una sección de la superestructura.

El daño ocurrido en el puente República Federal se puede considerar como un caso particular debido a que este además de estar expuesto a grandes demandas sísmicas por la zona donde se localiza, también presentó una modificación de su capacidad por el fenómeno de los asentamientos diferenciales los cuales no sólo afectan a los puentes vehiculares sino a todo tipo de infraestructura que esté construida en suelos compresibles. Esto deja a la vista que, a pesar de ser construido con la consideración de las intensidades sísmicas que afectan a la zona, no se tiene la certeza que la infraestructura presente un comportamiento adecuado ante dicha situación.

Debido a que es un campo de investigación poco estudiado y por lo tanto se dispone de escasa información, en esta tesis se desprejiciará el efecto de los asentamientos diferenciales en la estimación del daño esperado en los puentes vehiculares, no obstante, la alusión al tema se realizó para dar a conocer qué circunstancias provocaron los daños en este puente vehicular.

De igual manera que el sismo del 19 de septiembre de 1985, este evento generó un llamado para enfatizar en la necesidad de realizar la evaluación de riesgo sísmico en la infraestructura presente en la Ciudad de México.

I.4 MARCO TEÓRICO

Ante las pérdidas ocasionadas por los daños en puentes vehiculares debido a intensidades sísmicas, una gran cantidad de investigadores, académicos, así como dependencias gubernamentales de diversos países tales como Japón, Turquía, Argelia, Estados Unidos, Taiwán, Chile, entre otros (Kibboua *et al.*, 2012) se han visto en la tarea de buscar un método para mitigar los daños y con ello evitar las pérdidas ocasionados por los niveles de daño presentados. La forma más empleada para estimar dichas pérdidas es a través del cálculo del riesgo en el cual se involucra la caracterización de la amenaza sísmica, la estimación de daños debido a una intensidad sísmica, así como un inventario de los elementos expuestos.

Con respecto al estudio de daños en este tipo de estructuras, existen proyectos, métodos e hipótesis de diversos autores (Unjoh *et al.*, 2000, Shinozuka *et al.*, 2003, Choi *et al.*, 2004, Bignell *et al.*, 2009, Kawashima *et al.*, 2009, Kawashima *et al.*, 2011, Tavares, 2012, Wang *et al.*, 2012, entre otros) con propuestas para estimar el daño en los puentes vehiculares ante los efectos sísmicos. El método más implementado para conocer dicho valor es a través del uso de curvas de fragilidad. Estas curvas han demostrado ser verdaderas herramientas emergentes desarrolladas para determinar la probabilidad de excedencia de daño en los puentes ante una amenaza sísmica, asimismo, éstas han sido de utilidad para la planificación de prevención y mitigación de daños ante la ocurrencia de un evento sísmico (Choi *et al.*, 2004). De la misma forma, se ha recurrido al empleo de curvas de vulnerabilidad, las cuales estiman el daño esperado de la estructura debido a la ocurrencia de una intensidad sísmica. Estas curvas han sido definidas, principalmente, a través de modelos estadísticos, analíticos o experimentales.

Para la estimación de daño en los puentes vehiculares ubicados en México, investigadores como Rivera (2007), De León *et al.* (2008), Reinoso *et al.* (2009), Niño *et al.* (2012), Gómez *et al.* (2013), Jara *et al.* (2013); entre otros, han planteado métodos para evaluar el daño esperado ante eventos sísmicos en este tipo de estructuras, lo que ha permitido, cuantificar el daño esperado ante el fenómeno sísmico que afecta al país.

En México, parte de estas investigaciones han permitido cuantificar el riesgo en los puentes vehiculares, sin embargo, el estudio de riesgo sísmico en los puentes vehiculares de la Ciudad de México es un tema poco estudiado.

I.5 METODOLOGÍA EMPLEADA

En esta tesis se hace uso de un modelo de análisis probabilístico de riesgo que considera un estudio de amenaza sísmica y el inventario de los activos expuestos, así como la definición de su vulnerabilidad ante intensidades sísmicas.

Con el modelo empleado se determinan las distribuciones de las pérdidas que pueden sufrir, en lapsos dados, los activos expuestos como consecuencia de la ocurrencia de los eventos amenazantes considerados. La funcionalidad del modelo permite integrar de manera racional las incertidumbres que existen en las diferentes partes del proceso de análisis, como: la temporalidad de los eventos sísmicos, las intensidades sísmicas debido a un evento, la ocurrencia de un determinado nivel de daño ante una

intensidad sísmica, entre otros. Los datos requeridos para la estimación del riesgo se obtuvieron a través de los análisis que se presentan en cada uno de los capítulos que componen esta tesis.

En el capítulo 2 se lleva a cabo la evaluación de la amenaza sísmica la cual está definida por un conjunto de eventos estocásticos con sus respectivas frecuencias de ocurrencia, que representan de manera integral la amenaza correspondiente. Para realizar dicha evaluación se definen fuentes sismogénicas, se emplean ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (GMPE, por sus siglas en inglés) y se consideran efectos de sitio. El formato empleado para la definición de la amenaza permite representar una distribución espacial de los parámetros que describen las intensidades producidas por los eventos considerados.

En el capítulo 3 se define el inventario de elementos expuestos en el cual se especifica su localización geográfica, su valor físico o costo de reposición y las principales características estructurales que definen su comportamiento. En esta tesis no se considera la cantidad de personas que hacen uso de los puentes de estudio. Una vez que se tiene el inventario, se determina el daño esperado de los elementos expuestos ante una intensidad sísmica. La estimación del daño esperado se hace con el empleo de curvas y funciones de vulnerabilidad estructural. Para la definición de la vulnerabilidad sísmica de los puentes vehiculares se adoptan las propuestas, para estimar dicho parámetro, de Shinozuka *et al.* (2003), Bignell *et al.* (2009) y Reinoso *et al.* (2009) quienes estiman el daño de puentes vehiculares ante el fenómeno sísmico. En vista que las expresiones de vulnerabilidad estructural empleadas se construyeron por medio de estadísticas, así como de datos obtenidos de diversos modelos, éstas presentan una dispersión respecto al daño esperado, la cual se cuantifica a través de la definición de una desviación estándar.

En el capítulo 4 se implementa un análisis probabilístico para la estimación del riesgo de los puentes vehiculares. Para llevar a cabo este análisis se utilizan los datos obtenidos de la evaluación de la amenaza sísmica, del inventario de los elementos expuestos, así como del estudio de vulnerabilidad de los puentes vehiculares. Con este análisis se estima la Pérdida Anual Esperada y de forma similar, se determina la Pérdida Máxima Probable asociada a un periodo de retorno específico. Adicionalmente, con el empleo de un análisis determinístico se estima el daño esperado para diferentes eventos de interés. La forma en cómo se presentan los resultados es a través de mapas de riesgo y pérdidas tanto para los eventos de interés como para el análisis probabilístico.

En el capítulo 5 se presentan las conclusiones derivadas con base en los resultados obtenidos. De igual forma, se hacen recomendaciones que pueden dar paso a futuras líneas de investigación.

II. PELIGRO SÍSMICO

II.1 INTRODUCCIÓN

El peligro o amenaza se define como aquel evento o fenómeno natural que ante su ocurrencia puede producir algún daño a los elementos que son susceptibles de presentarlo. Debido a su ubicación geográfica, México es uno de los países del mundo con mayor actividad sísmica por lo que se ve gravemente afectado por dicha amenaza, datos estadísticos indican que cerca de un 6 % de los movimientos telúricos que se registran en el mundo se presentan en el país. Durante décadas este tipo de amenaza ha generado grandes pérdidas tanto económicas como humanas, ante tales circunstancias se ha tomado conciencia en canalizar importantes recursos económicos para generar estrategias de prevención de daños y atender, en un primer momento, las situaciones de emergencia una vez ocurrido el evento y, posteriormente, para resarcir los daños y restablecer las condiciones de normalidad social y económica en la región afectada.

De forma particular, en esta tesis se emplea un estudio de amenaza sísmica con el fin de conocer la frecuencia y la magnitud de las intensidades de los eventos sísmicos que afectan a la Ciudad de México y algunos municipios del Estado de México (Naucalpan de Juárez, Atizapán de Zaragoza, Tlalnepantla de Baz, Cuautitlán Izcalli, Tultitlan, San Juan Ixhuatepec, Ecatepec, Nezahualcóyotl, La Paz y Valle de Chalco Solidaridad) los cuales integran la zona de estudio (figura II.1). Dicha zona de interés está delimitada por la ubicación de los puentes vehiculares a los cuales se les estimará el daño ocasionado ante la sismicidad del país.

Debido a que los grandes sismos que pueden causar el colapso de varias estructuras y a sistemas de infraestructura ocurren con poca frecuencia y de forma aleatoria es incierto predecir cuándo y con qué intensidades se presentarán. Con base en lo mencionado, la idea primordial de realizar el estudio de amenaza sísmica es dar un tratamiento adecuado a la incertidumbre en torno a la temporalidad de las intensidades del fenómeno. Un proceso que permite realizar dicha estimación es el análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés). A través de este análisis se pueden definir los escenarios de ocurrencia de terremotos caracterizados por medio de su tasa de excedencia o periodo de retorno.

Para realizar el PSHA se requiere definir la sismicidad que afecta a la zona de estudio, estimar los parámetros necesarios para definir la magnitud de las intensidades sísmicas y los efectos de sitio de la región de interés.

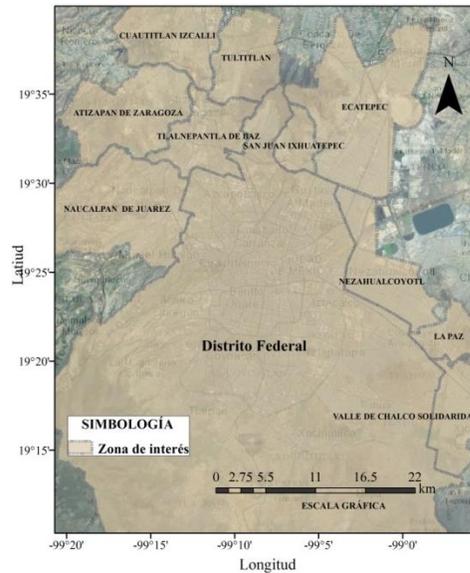


Figura II.1 Zona de interés para el estudio de amenaza sísmica.

II.2 SISMICIDAD

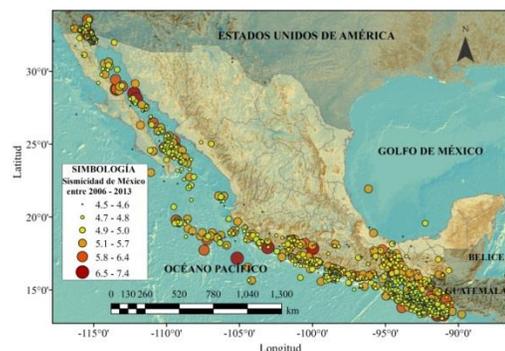
La sismicidad es el espacio-tiempo de ocurrencia de un sismo (FEMA, 1999) y esta es recurrente en cada región donde se producen los sismos o región sismogénica. Para estudiar la sismicidad en la zona de interés se requieren de conocimientos de sismología, de esta forma se podrá profundizar en conocer las fuentes que producen los sismos, así como la propagación y registro de las ondas elásticas que se transmiten en el suelo. Con el empleo de estos conocimientos será factible realizar el estudio para la evaluación de amenaza sísmica.

II.2.2 Sismicidad en México

México se localiza en una de las zonas más activas del Cinturón Circumpacífico. Desde el sur de Sinaloa hasta el oeste de Chiapas, numerosos sismos ocurren en el choque entre las placas oceánicas de Cocos y Rivera contra la placa continental de Norteamérica. En la figura II.2a se ilustra la interacción de las placas que originan la sismicidad del país y en la figura II.2b se presentan algunos registros sísmicos de $4.5 \leq M \leq 7.4$ que dan un panorama de la distribución de estos eventos.



a)



b)

Figura II.2 a) Tectónica de placas de México y b) sismos moderados y grandes en México entre 2006 y 2013 (SSN, 2013).

Los grandes temblores en México ($M > 7.0$) ubicados a lo largo de la costa del Pacífico, son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica, por ello son conocidos como sismos de subducción, en esta zona es donde se presenta la principal actividad sísmica en México, sin embargo, esta actividad se manifiesta en menor escala en la zona de deslizamiento de la falla de San Andrés, ubicada en el norte de México (figura II.2a). Por otra parte la placa de Rivera, que es relativamente pequeña, es una sección de la litosfera oceánica la cual se desplaza por debajo del estado de Jalisco con velocidad relativa de 2.5 cm/año frente a la costa de Manzanillo.

La frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica es algo incierta, pero se estima que intersecta la costa de México cerca de Manzanillo (19.1°N , 104.3°W). Además, la velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 7 cm/año en Chiapas. El terremoto de Jalisco del 3 de junio de 1932 ($M=8.2$) que ocurrió sobre la interfaz de la placa de Rivera y la de Norteamérica (Singh *et al.*, 1985a) muestra que una placa pequeña, joven y con una velocidad relativamente baja de subducción es capaz de generar grandes temblores. Este terremoto es el más grande que ocurrió en México en el siglo pasado, a pesar de lo anterior, los efectos sobre la infraestructura presente en el país fueron mínimos debido a su tipo y al número limitado de la misma.

Como parte del estudio de amenaza sísmica es necesario identificar las fuentes o zonas donde se originan los sismos en México. Se puede tener una noción del plano de falla (zona de ruptura) o de la región donde ocurren sismos con el uso de registros históricos o de los datos de la sismicidad de la zona de interés. En la figura II.3 se muestran las áreas de ruptura de algunos de los principales sismos ubicados en la zona de subducción en la costa del Pacífico. Asimismo, se exhiben las áreas de ruptura de los sismos de septiembre de 1985 y se advierten tres regiones donde no se dispone de evidencia convincente entorno a la ocurrencia de grandes sismos durante el siglo pasado. Una de éstas tres regiones se encuentra en el Graben el Gordo (GEG), frente a las costas de Colima; otra en la costa Grande en Guerrero; y la última cerca del Istmo de Tehuantepec, en el estado de Oaxaca. Estas regiones se denominan brechas sísmicas por la ausencia de grandes sismos y son regiones potenciales para generar sismos de magnitudes considerables (Kostoglodov *et al.*, 1999).

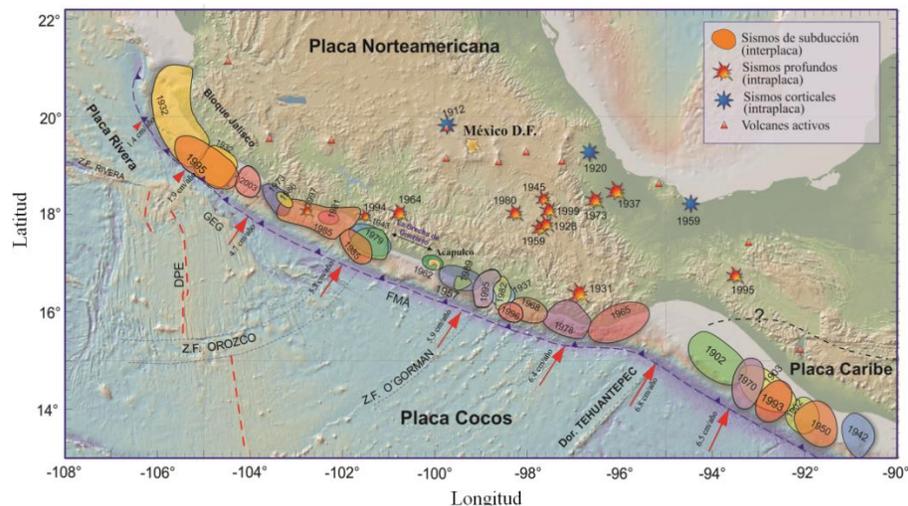


Figura II.3 Ubicación de las áreas de falla en la zona de subducción (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

Los grandes temblores también ocurren en el continente con profundidades cerca de 60 km (sismos profundos). En este caso los temblores presentan un mecanismo de falla normal que refleja el rompimiento o resquebrajamiento de la litosfera oceánica subducida (Singh *et al.*, 1985b). Si bien este tipo de eventos es poco frecuente, se sabe que pueden causar grandes daños a varias regiones que se encuentran cerca de la zona de falla. Ciertos sismos de este tipo están indicados en la figura II.3. El origen de estos sismos se debe a que las placas oceánicas al interactuar con el manto terrestre se deforman, por lo que dan origen a diversas formas en diferentes regiones del país. Bajo Jalisco y Colima, la placa de Rivera cae abruptamente a un ángulo mayor a 45°. En cambio, bajo Michoacán y Guerrero, la placa de Cocos se vuelve subhorizontal por cerca de 300 km de longitud para luego caer abruptamente a un ángulo mayor. Bajo Oaxaca, la placa de Cocos penetra con un ángulo somero, menor a los 45°, mientras que bajo Chiapas esta misma placa subduce con un alto ángulo, mayor a los 45° (Kostoglodov *et al.*, 1999).

II.2.2.1 Reseña histórica de la sismicidad en México

Se tienen registros históricos de relatos e información documentada de diversos sismos ocurridos antes del siglo XX. En la época prehispánica, las principales fuentes de información de la sismicidad del país son los códices, el sismo más relevante reportado para aquel periodo ocurre en 1475 aparentemente de origen local. Durante la época colonial el número de fuentes de información identificadas aumenta con las crónicas y los periódicos. Se tiene evidencia histórica de fuertes sismos ocurridos en las costas de Jalisco y Colima (1611), en Oaxaca en (1768) y en Guerrero (1776 y 1787). A partir del siglo XIX la referencia de los sismos fue más detallada, lo que permitió ubicar la zona epicentral y el origen de al menos 23 sismos severos de $M \geq 7.0$ algunos de estos sismos ocurrieron en Oaxaca (1800), el norte de Michoacán debido a falla normal (1858, $M=7.5$) y de subducción en Guerrero (1845, $M=7.9$). A principios del siglo XX la capital del país se ve afectada por varios sismos de subducción como los de Guerrero (1907, $M=7.9$; 1909, $M=7.5$), se tiene que el sismo más grande, de $M=8.2$, ocurrió en 1932 en las costas de Jalisco, sin embargo éste no produjo grandes daños a la capital del país debido a que se contaba con inmuebles de menos de cuatro niveles con estructuración conservadora (Reinoso, 1996).

Con la aparición de los sismógrafos en el siglo XX se empieza a tener una mejor precisión de la ubicación de los epicentros de los temblores. A partir del sismo de Michoacán, en 1941 ($M=7.7$) se empezó a tener conciencia del daño que podrían presentar las estructuras ante un sismo de magnitud considerable, en vista de lo anterior se implementa dentro del reglamento de construcción del Distrito Federal de 1942 un diseño sísmico para estructuras, sin embargo no fue hasta después del sismo de ocurrido en 1957 cuando crece determinadamente el interés en profundizar en la medición de las intensidades sísmicas. Como consecuencia de lo anterior, se instalan dos acelerómetros (centro de la Ciudad de México y Ciudad Universitaria), este hecho marcó el parteaguas para la medición de la sismicidad en México.

Como parte complementaria, en la tabla II.1 se presentan las pérdidas tanto económicas como humanas ocasionadas por la ocurrencia de los eventos sísmicos más destructivos durante el siglo XX.

Tabla II.1 Principales sismos destructivos en México (Reinoso *et al.*, 2009).

EVENTO	MUERTOS	DAÑOS DIRECTOS	DAÑOS INDIRECTOS	TOTAL DAÑOS
Sismo en Acambay, Estado de México 1912	202	n.d.	n.d.	n.d.
Sismo en Puebla y Veracruz 1920	430	n.d.	n.d.	n.d.
Sismo en Jalisco 1932	300	n.d.	n.d.	n.d.
Sismo en Estado de Guerrero 1957	28	n.d.	n.d.	n.d.
Sismo en Guerrero 1964	40	n.d.	n.d.	n.d.
Sismo en Oaxaca 1973	527	n.d.	n.d.	n.d.
Sismo en Michoacán 1985	6,000	3,589.0	515.0	4,104.0
Sismo en Guerrero y Oaxaca 1995	n.d.	21.1	139.9	21.1
Sismo en Puebla y Oaxaca 1999	15	139.9	11.2	151.1
Sismo en Oaxaca 1999	35	163.6	1.4	155.0

Pérdidas en millones de dólares

n.d.- no disponible

II.2.2.1.1 Sismicidad en la Ciudad de México

El valle de México, donde se encuentra emplazada la Ciudad de México, es a su vez una cuenca cerrada de 110 km de largo en el sentido Norte-Sur (NS) y 80 km de ancho en el este-oeste (EW). Tiene una altitud de 2236 m.s.n.m. A pesar de su ubicación geográfica (19°25'N, 99°7'O), la ciudad es una de las principales urbes del mundo que es susceptible al daño ante la amenaza sísmica debido a sus condiciones geológicas y por la gran número de elementos expuestos.

La Ciudad de México ha sido afectada por sismos de diversas intensidades, éstos se pueden clasificar en cuatro grandes grupos: Temblores locales, originados dentro o cerca de la cuenca; los sismos originados en el resto de la placa Norteamericana; temblores de profundidad intermedia de falla normal y temblores de subducción, no obstante, la ciudad se ve gravemente afectada por los sismos producidos en la zona de subducción a pesar de la distancia que existe entre ésta y la ciudad (280-600 km). Dicha afectación se debe fundamentalmente al tipo de ondas que llegan a la cuenca, éstas al ser abundantes en periodos largos tienen una menor atenuación y cuando llegan a la cuenca experimentan una gran amplificación al atravesar las arcillas en la cuales está asentada la ciudad.

En vista de lo anterior, una de las zonas sísmicas que es tema de interés por tener un gran potencial para producir unos o varios sismos grandes en un futuro cercano a la capital del país es la brecha sísmica ubicada en la costa de Guerrero. En la figura II.4 se muestran varias áreas de ruptura, así como la sección que corresponde a la brecha sísmica. En su porción noroeste (Zihuatanejo-Acapulco) se han originado grandes sismos en 1899, 1907, 1908, 1909, y 1911, y no han ocurrido temblores importantes en los últimos 90 años. En la porción sureste de esta brecha (desde Acapulco hasta Oaxaca) no se han verificado eventos de importancia después de los terremotos de 1957 y 1962.

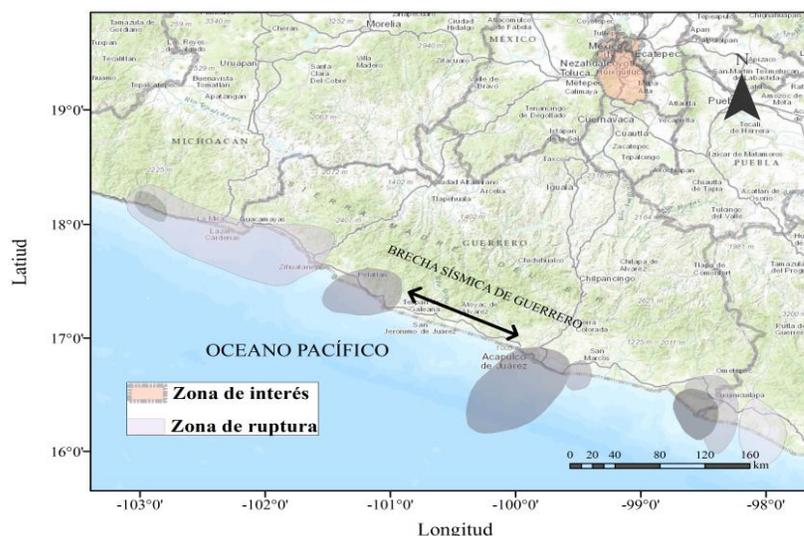


Figura II.4 Brecha sísmica de Guerrero.

La opinión de diversos investigadores coincide en la existencia de una significativa posibilidad de ocurrencia en dicha zona de uno o varios sismos de $M \geq 8.0$ debido a que en ésta existe una gran cantidad de energía acumulada. El problema se agrava debido a que dicha brecha es una de las más próximas a la Ciudad de México, ante tal panorama es conveniente realizar una evaluación de la sismicidad de dicha zona.

II.3 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

El propósito fundamental del estudio de amenaza sísmica es averiguar qué tan frecuentemente ocurren sismos y con qué intensidades se presentan en un sitio o zona determinada. A continuación se presenta la metodología empleada con la cual se realizó dicho estudio.

II.3.1 Análisis probabilístico de la amenaza

Con el fin de involucrar de manera analítica la incertidumbre asociada a las variables que intervienen en el peligro sísmico de una región se ha desarrollado en las últimas décadas un análisis de amenaza con un enfoque probabilístico, denominado como análisis probabilístico de amenaza sísmica (PHSA, por sus siglas en inglés). Parámetros como la frecuencia de ocurrencia de determinado sismo, la distribución de las intensidades que éste origina, así como las tasas de excedencia para un periodo de tiempo dado son algunos de los resultados que se obtienen de este tipo de análisis.

El PSHA requiere la estadística y caracterización sobre la ocurrencia de un sismo, las zonas de fuentes sísmicas, probabilidades de excedencia de intensidades sísmicas, y de ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (Cornell, 1968, Esteva, 1970, McGuire, 2004). Los catálogos históricos y registros de movimiento del terreno son requeridos para establecer los modelos que representarán el comportamiento sísmico; en ocasiones, los modelos derivados de regiones tectónicas similares son empleados si los datos históricos son escasos para la región considerada (Hong, 2012). En la Figura II.5 se presenta un esquema general del proceso del análisis probabilístico de amenaza empleado en esta tesis. Los pasos empleados para llevar a cabo dicho proceso son los que se describen a continuación:

- a) *Definición y caracterización de las fuentes sismogénicas principales.* Con el uso de la información geológica y neotectónica se define la geometría de las fuentes sismogénicas.
- b) *Relación entre magnitud y recurrencia de las diferentes fuentes sísmicas.* Con base en el catálogo sísmico histórico, de información, estudios de neotectónica y paleosismología se asignan los parámetros de sismicidad a cada fuente. La sismicidad está dada por medio de una curva de recurrencia de magnitudes, la cual es una relación específica para cada fuente, que indica cuál es la tasa de excedencia de una magnitud sísmica particular.
- c) *Generación de un conjunto de eventos estocásticos compatible con la distribución de ubicación, profundidad, frecuencias y magnitudes.* Con la información anterior se genera un conjunto de eventos sísmicos con probabilidad de ocurrencia por medio de un muestreo basado en una división recursiva de la geometría de las fuentes, y se asignan parámetros de sismicidad a cada segmento de manera ponderada según su aporte de área en el área total. Para cada segmento se genera una serie de escenarios de diversas magnitudes, cuyas probabilidades de ocurrir se calculan a partir de la curva de recurrencia de magnitudes específica de esa fuente. Se asume una distribución de probabilidad uniforme, lo cual implica que la ocurrencia de sismos se espera con igual probabilidad en cualquier lugar de la geometría de la fuente definida.
- d) *Implementación de ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (GMPE, por sus siglas en inglés).* Para caracterizar completamente la amenaza en el sitio, se seleccionan las ecuaciones que mejor representen las condiciones del movimiento entre las fuentes y el sitio donde se calculó la amenaza. Debe involucrarse la incertidumbre asociada a la estimación de los parámetros, generalmente indicada en cada modelo de atenuación.
- e) *Modificación de las intensidades sísmicas por efectos de sitio.* La respuesta dinámica de depósitos de suelo y configuración de la topografía son algunos efectos de sitio que modifican las características del movimiento en amplitud, contenido de frecuencias y duración. El efecto de amplificación de la intensidad por efecto de los depósitos de suelo blando superficiales se cuantifica por medio de cocientes de espectros de respuesta de manera que modifican directamente los mapas calculados en d).
- f) *Generación de mapas de amenaza de eventos representativos.* Se generan los mapas de distribución espacial de intensidad sísmica (valores espectrales) para cada evento estocástico empleado.
- g) *Aplicación del modelo probabilístico de amenaza sísmica.* Se obtienen los mapas de amenaza sísmica para diferentes periodos de retorno la cual indica la probabilidad que una intensidad específica sea igualada o excedida en un periodo de tiempo determinado.

Para llevar a cabo el procedimiento anterior, se usó el programa de cómputo CRISIS2007 (Ordaz *et al.*, 2007). Este software fue elaborado por investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM. CRISIS2007 calcula la amenaza sísmica a través de un modelo probabilístico el cual integra las tasas de excedencia de las fuentes sismogénicas, las características de atenuación, así como la distribución geográfica de los sismos.

II.3.2 Definición y caracterización de las fuentes sismogénicas

En el estudio de amenaza sísmica de esta tesis, la República Mexicana se divide en 476 fuentes generadoras de sismos. Estas fuentes están dictadas por la tectónica del país y por la historia instrumental de sismos registrados en el pasado (Zúñiga, 1994). Cada una de estas fuentes genera temblores a una tasa constante. No obstante, las fuentes que se consideran relevantes para el estudio de amenaza sísmica en la zona de estudio son las correspondientes a las de subducción, así como las de profundidad intermedia y falla normal (figura II.6).

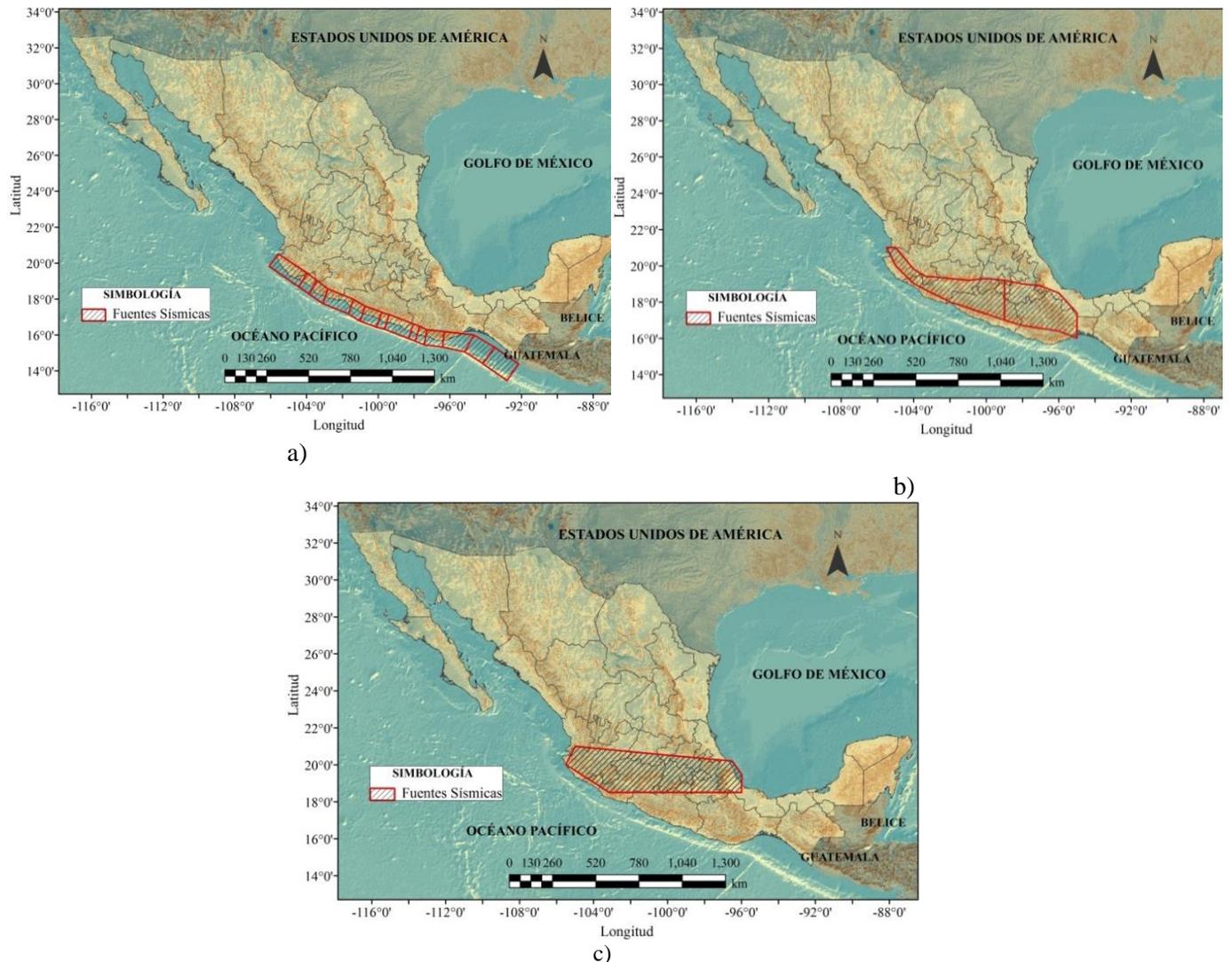


Figura II.6 Fuentes sísmicas con las que se caracteriza la ocurrencia de sismos en México: a) sismos de subducción, b) sismos de profundidad intermedia y c) principalmente, sismos de falla normal.

II.3.3 Relación magnitud recurrencia de las diversas fuentes sísmicas

Una vez localizadas las fuentes sísmicas se prosigue a realizar una caracterización de la ocurrencia de los sismos que se pudieran originar en dicha fuente. Esta ocurrencia es comúnmente modelada por la tasa de excedencia de magnitudes, la cual mide qué tan frecuentemente se generan temblores con magnitud superior a una dada. Para la mayor parte de las fuentes sísmicas de subducción en México la sismicidad queda descrita de la siguiente manera:

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

donde,

- $\lambda_i(M)$ es una versión modificada de la relación de Gutenberg y Richter,
 M_0 es la mínima magnitud relevante, tomada como 4.5,
 λ_{0i} corresponde al número promedio de eventos por año de sismos con magnitud mayor que 4.5 que se producen en una determinada fuente,
 b_i es la pendiente del tramo inicial de la curva de recurrencia de magnitudes,
 M_{ui} es la máxima magnitud que puede generarse en cada fuente y se estima con base en la máxima longitud de ruptura posible de cada una de las fuentes y en otras características morfotectónicas.

Cada uno de los parámetros mencionados son diferentes para cada fuente, con ellos se define la tasa de excedencia de cada una de éstas. Los parámetros se estiman por medio de procedimientos estadísticos bayesianos (Rosenblueth *et al.*, 1989, Ordaz *et al.*, 1995) que incluyen información sobre regiones tectónicamente similares a las del país (a través de información validada por expertos), especialmente sobre el valor de M_{ui} .

Es claro que para una misma tasa de excedencia, cada fuente generará sismos con distinta magnitud; por ejemplo, en la figura II.7 se muestran tres tasas de excedencia para zonas sísmicas distintas; una zona de alta sismicidad capaz de generar sismos con $M_{ui} > 7.5$ (por ejemplo, para una zona de profundidad intermedia, Fuente 3); otra con $M_{ui} > 7.0$ (una fuente en Guerrero o Michoacán, Fuente 1); por último otra de baja sismicidad (en Baja California Norte, Fuente 2). Si se toma una tasa de 0.01 (periodo de retorno de 100 años) se esperan sismos mayores o iguales que 5.7 en la fuente de baja sismicidad, en la fuente de mediana sismicidad se encuentran sismos mayores o iguales a 7.1 y, por último, mayores o iguales que 7.4 en la de alta sismicidad. Esto quiere decir que para la misma tasa de excedencia, estas fuentes generarán sismos de distinta magnitud.

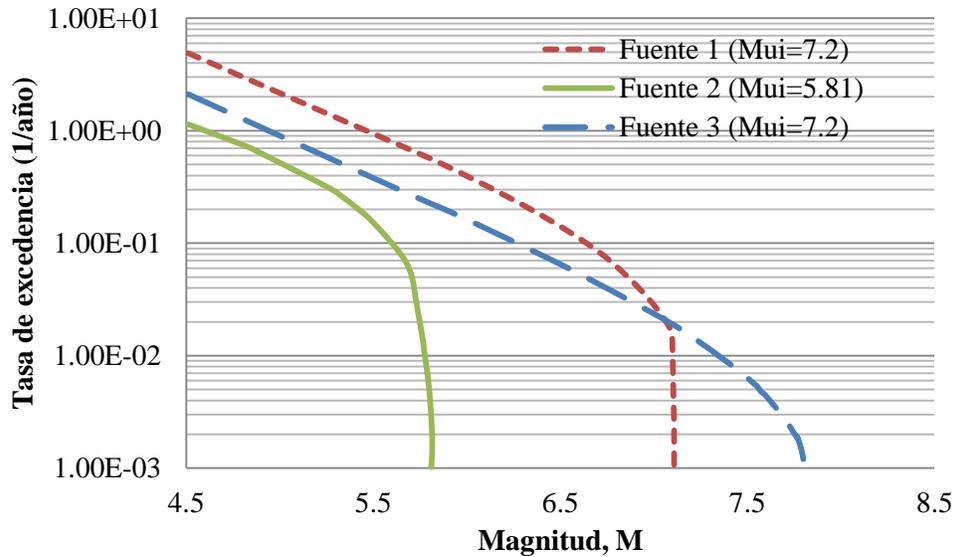


Figura II.7 Tasas de excedencia de magnitudes para tres fuentes con distinta sismicidad.

Se ha observado que la distribución de magnitudes de los grandes temblores de subducción ($M > 7$) se aparta sensiblemente de la relación de Gutenberg y Richter, por ello la tasa de excedencia $\lambda_i(M)$ para los grandes temblores de subducción se define con la expresión 2.2. Este tipo de sismos se les conoce como *característicos* (Singh *et al.*, 1981).

$$\lambda(M) = \lambda(7) \left[1 - \Phi \left(\frac{M - EM}{\sigma_M} \right) \right], \text{ si } M > 7 \quad (2.2)$$

donde $\lambda(7)$, EM y σ_M son parámetros que se deben obtener estadísticamente para la zona de subducción en cuestión, y Φ es la función de distribución normal estándar.

II.3.4 Generación de un conjunto de eventos estocásticos compatible con la distribución de ubicación, profundidad, frecuencias y magnitudes

Se generan escenarios caracterizados con una magnitud a los cuales se les puede estimar la probabilidad de que éstos ocurran por medio de la tasa de excedencia de la fuente sismogénica.

Posteriormente se recurre a la integración espacial para el traslado de la información de las tasas de excedencia de magnitudes, así como la ocurrencia asociada a éstas, a las fuentes sismogénicas de interés. Este proceso permite realizar la definición de escenarios, dentro de una fuente, la sismicidad propuesta es repartida uniformemente por unidad de área. Para considerar correctamente esta suposición, se realiza subdividiendo las fuentes originales por medio de una función recursiva. Una vez divididas en subfuentes, la sismicidad asociada a cada subfuente se asigna a un punto, y la integración espacial adopta la forma de una suma. Todas estas áreas tienen la misma probabilidad de ocurrencia.

Para considerar la amenaza sísmica se construyeron más de 54,000 eventos sísmicos, cada uno de ellos asociado a una frecuencia anual de ocurrencia determinada, y que corresponden a un número

significativo de sismos de diferente magnitud y con distintos epicentros de tal forma que se defina completamente el ambiente sísmico del país y principalmente de la zona de estudio.

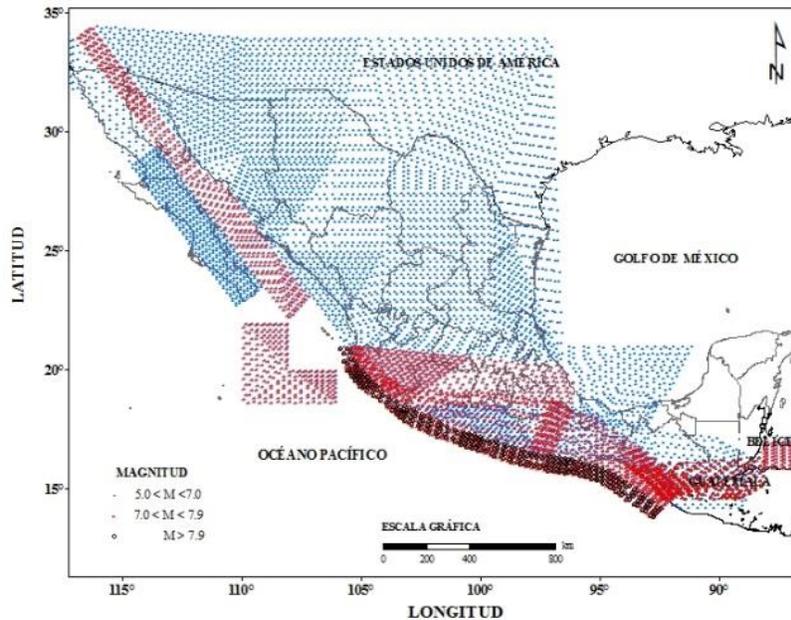


Figura II.8 Mapa de distribución de eventos sísmicos, que colectiva y exhaustivamente describen la amenaza, con diferente magnitud, epicentro, frecuencia y fuente sísmica.

II.3.5 Ecuaciones de predicción del movimiento del terreno

Una vez determinada la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas a través de la ecuación 2.1 y 2.2, es necesario evaluar los efectos que, en términos de intensidad sísmica, produce cada una de ellas en el sitio de interés. Para ello se requiere saber ante la ocurrencia de un evento sísmico cuál es la intensidad que se presentaría en el sitio de interés. La forma empleada para estimar tales intensidades es a través de las ecuaciones de predicción del movimiento del terreno (GMPE, por sus siglas en inglés) las cuales se infieren en terreno firme, si en la i -ésima fuente estudiada ocurriera un temblor con una magnitud determinada. Estas ecuaciones relacionan magnitud, posición relativa fuente-sitio e intensidad sísmica. Usualmente, la posición relativa fuente-sitio se especifica mediante la distancia focal, es decir, la distancia entre el foco sísmico y el sitio de interés.

Se emplean diversas GMPE y su uso depende del tipo de sismo. Se considera que las intensidades sísmicas relevantes son las ordenadas del espectro de respuesta S_a , (pseudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) debido a que estas ordenadas son aproximadamente proporcionales a las fuerzas laterales de inercia que se generan en las estructuras durante sismos, con lo cual es posible calcular el espectro de respuesta esperado para un sitio en específico debido una magnitud.

A cada fuente identificada se le asocia una GMPE diferente. Se utilizan las expresiones GMPE que consideran que las intensidades sísmicas son diferentes para ondas de diferentes frecuencias. En esta tesis se adoptan las GMPE para los tipos de sismos que pueden generar las fuentes sísmicas, estos sismos son de subducción o interplaca, profundidad intermedia, somero y transcurrentes y para los

sismos de subducción que afectan al terreno firme de la Ciudad de México. Las GMPE empleadas son las que se enuncian a continuación:

1. *Temblores de subducción o interplaca.* Para la aceleración máxima del terreno provocada por temblores generados en la costa sur del Pacífico, se utiliza la ley de atenuación de Arroyo *et al.* (2010). Esta ecuación fue construida a partir de numerosos registros de aceleración obtenidos por la Red Acelerográfica de Guerrero, que incluyen los del gran temblor del 19 de septiembre de 1985.
2. *Temblores de profundidad intermedia.* Se emplea una GMPE desarrollado por García *et al.* (2005). Esta ecuación fue construida de 16 sismos con magnitudes que se encuentran entre 5.2 y 7.4 y profundidades entre 35 y 138 km.
3. *Temblores someros o superficiales.* Para modelar la distribución de intensidades sísmicas de los temblores superficiales, tanto los que ocurren en el Eje Neovolcánico como los que se presentan en la parte noroeste del país, se utilizan las GMPE construidas con datos registrados en California (Abrahamson y Silva, 1997).
4. *Temblores de subducción que afectan la zona firme del Valle de México.* Se sabe que el terreno firme del Valle de México está afectado por amplificaciones originadas principalmente por la constitución del subsuelo profundo de la cuenca. Esto hace que no exista propiamente “terreno firme” en gran parte de la Ciudad de México, por lo que es necesario modelar la intensidad de las ondas sísmicas de una manera específica. Para ello, se utilizan las GMPE de Jaimes *et al.* (2006a) construidas con datos registrados exclusivamente en la estación Ciudad Universitaria de la Ciudad de México durante la ocurrencia de diversos sismos.

II.3.6 Generación de mapas de amenaza sísmica en términos de tasa de excedencia de intensidades

Una vez conocida la sismicidad de las fuentes y los patrones de intensidades de las ondas generadas en cada una de ellas, la amenaza sísmica se calcula con la suma de los efectos de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde de interés. La amenaza $\nu(Sa)$, expresada en términos de las tasas de excedencia de intensidades Sa , se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\nu(Sa) = \sum_{i=1}^N \int_{M_0}^{M_{ui}} -\frac{d\lambda_i(M)}{dM} \Pr(SA > Sa | M, R_i) dM \quad (2.3)$$

donde, la suma incluye la totalidad de las fuentes sísmicas N , $\Pr(SA > Sa | M, R_i)$ es la función de densidad de probabilidad que indica la probabilidad de que la intensidad exceda cierto valor dada la magnitud del sismo, M , y la distancia entre la i -ésima fuente y el sitio, R_i . Las funciones $\lambda_i(M)$ son las tasas de excedencia de magnitudes de las fuentes sísmicas. La integral se realiza desde M_0 hasta M_{ui} , lo que indica que se toma en cuenta, para cada fuente sísmica, la contribución de todas las magnitudes.

Por otra parte, la función de densidad de probabilidad tiene una distribución lognormal, la probabilidad $\Pr(SA > Sa|M, R_i)$ se calcula de la siguiente manera:

$$\Pr(SA > Sa|M, R_i) = \Phi\left(\frac{E(LnSa|M, R_i) - LnSa}{\sigma_{LnSa}}\right) \quad (2.4)$$

donde $\Phi(\cdot)$ es la distribución normal estándar, $E(LnSa|M, R_i)$ el valor esperado del logaritmo de la intensidad (obtenido por la GMPE correspondiente) y σ_{LnSa} su correspondiente desviación estándar. La amenaza sísmica se expresa, entonces, en términos de la tasa de excedencia de valores una de intensidad sísmica.

II.3.7 Modificación de las intensidades sísmicas por efectos de sitio

Los efectos de sitio son las alteraciones que sufren las ondas sísmicas debido a cambios en la geología local, es decir, en la geometría y composición de la superficie, esto incluye la presencia de depósitos superficiales compuestos por arcillas o arenas. Las modificaciones producto de estos factores se dan en la duración, amplitud y contenido de frecuencia de los movimientos.

Los principales efectos de sitio presentes en la zona de estudio son los ocasionados por los depósitos de arcillas y por la presencia de topografías distintas a una superficie plana (montañas, colinas, etc.). A causa de estos depósitos aluviales o lacustres se presenta una amplificación dinámica como resultado del contraste de la velocidad del suelo superficial con respecto a los depósitos más profundos. Entre mayor sea el contraste, mayor será la amplificación. Adicionalmente, la modificación de la magnitud de las ondas sísmicas depende de la geometría tridimensional del valle de la zona de interés, según las RCDF-2004 (GDF, 2004b) el suelo presente en la ciudad de México se clasifica en zona I, zona II y zona III; terreno firme, formado por suelos bien compactados con velocidades de ondas de corte arriba de 500 m/s; Transición o intermedio, formado por suelos con características entre suelos firmes y blandos; y Blandos o lacustres, formado por depósitos superficiales que experimentan amplificación dinámica.

En la figura II.9 se muestra un esquema con diversos acelerogramas registrados durante el sismo de 25 de abril de 1989, se aprecia un incremento en la magnitud y duración de los desplazamientos producto de la geología de la zona.

La forma de involucrar la influencia que tienen los efectos de sitio sobre las ondas sísmicas se realiza por medio de funciones de transferencia. Estas funciones permiten conocer el valor de amplificación por el cual se deben modificar las aceleraciones espectrales calculadas en roca. Las funciones son construidas para diferentes valores de aceleración máxima del terreno con el fin de tener en cuenta el efecto no lineal de degradación de los suelos.

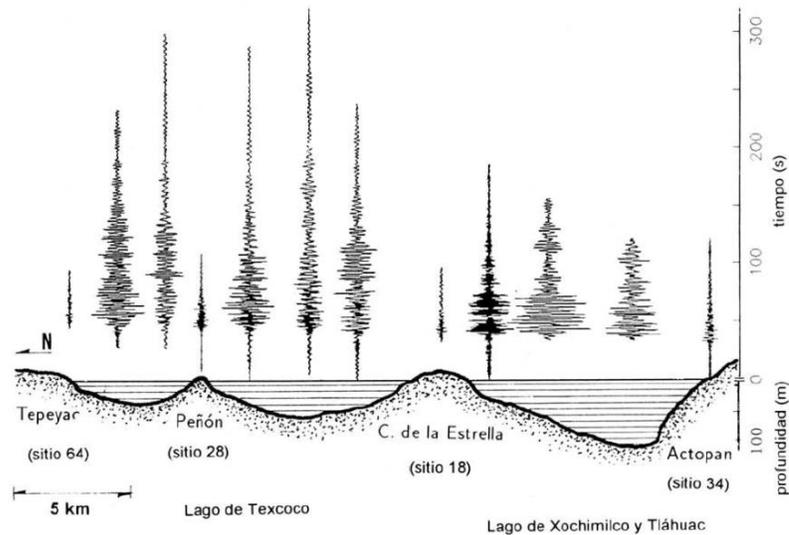


Figura II.9 Aceleraciones del terreno en una sección norte sur de la cuenca de la Ciudad de México (Reinoso, 1996).

II.3.8 Creación de escenarios estocásticos

Una vez que tienen modelados los eventos estocásticos (más de 16000), así como sus tasas de excedencia y la fuente generadora, se recurre al PSHA para estimar la distribución espacial de las intensidades sísmicas para un periodo de retorno dado o tasa de excedencia. Para la estimación de dichas intensidades se emplea el software CRISIS2007 desarrollado por Ordaz *et al.* (2007), en el software se emplean parámetros de sismicidad y modelos de fuentes sismogénicas obtenidos de la sismicidad histórica registrada, pero con la conservación de las condiciones de sismicidad generales y su variación regional.

Los resultados que arroja CRISIS2007 son archivos en formato *.AME los cuales contienen mapas de intensidades sísmicas para un evento en específico o para un periodo de retorno dado. Los escenarios simulados tienen asociados los parámetros que definen su ocurrencia, así como los efectos que modifican las intensidades que estos originarían. Estos eventos son mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos, por lo que se considera que con ellos, se cubren todas las posibles ocurrencias en ubicación, magnitud e intensidades de los sismos que afectan a un sitio específico.

II.3.8.1 Archivo *.AME

El formato *.AME es un tipo de archivo que permite almacenar por escenarios los valores de intensidades sísmicas (aceleraciones, desplazamientos o velocidades) para diferentes periodos de vibración en mallas definidas por una longitud y latitud de cada punto que la conforman. Los escenarios tienen definida una frecuencia de ocurrencia y una intensidad sísmica de acuerdo a las características de la fuente en la cual se generaron. En la figura II.10 se muestra una malla que contiene la representación de la distribución de las pseudoaceleraciones máximas ante la ocurrencia de un evento sísmico de $M=8.28$ y para un periodo estructural $T=0.5$ s. A pesar de la gran área de ruptura (300x80 km, aproximadamente) que origina un sismo de dicha magnitud, las intensidades sísmicas están

representadas excéntricamente, sin embargo la distribución de éstos es una forma aceptable de representar las ondas sísmicas, además, ésta forma parte de las GMPE adoptados, las cuales son funciones matemáticas que estiman una intensidad única para cada uno de las variables independientes (magnitud, distancia, periodo)

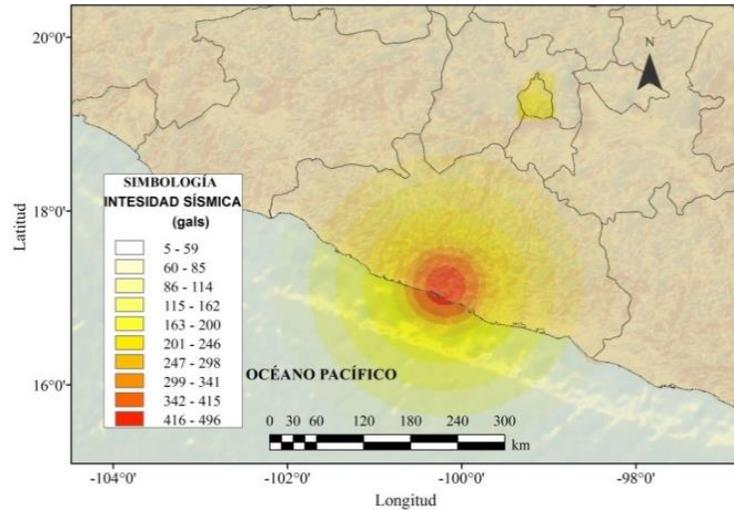


Figura II.10 Intensidades sísmicas para un $T=0.5s$ de acuerdo a un evento sísmico ($M= 8.28$) originado en la brecha sísmica de Guerrero.

En la Figura II.11 se presenta esquemáticamente las pseudoaceleraciones determinadas para algunos periodos fundamentales de vibración. Las intensidades que se obtengan son valores que forman parte de un espectro de respuesta del sitio en estudio. Con lo anterior se logran representar las intensidades en cada región para cada uno de los escenarios que contenga el archivo *.AME.

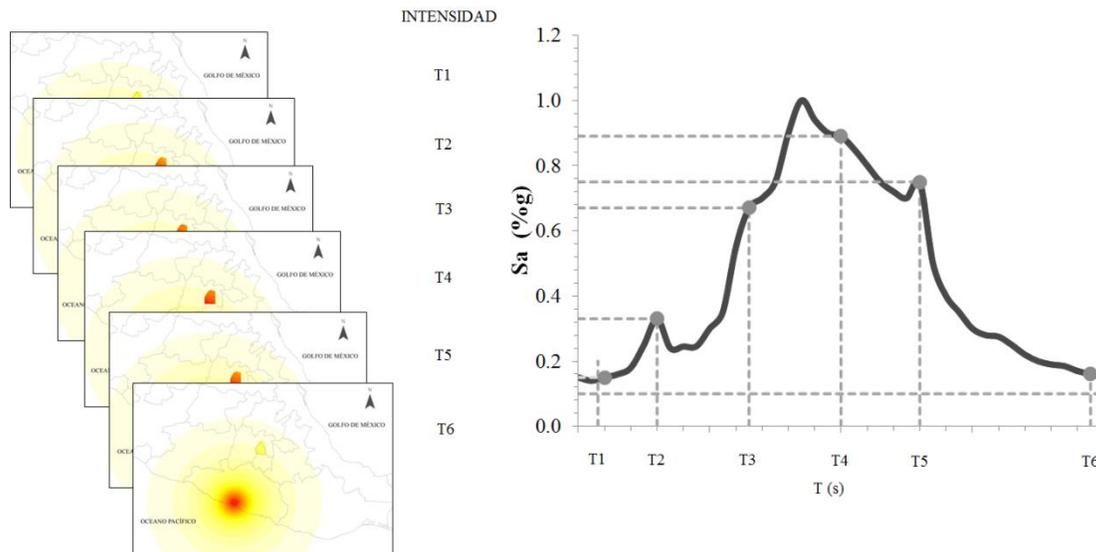


Figura II.11 Mallas que contienen las intensidades máximas (S_a) asociadas a un periodo estructural (T) para un sitio de interés.

Debido a que cada escenario estocástico tiene una frecuencia de ocurrencia, es posible calcular la intensidad máxima probable dentro de un intervalo de tiempo. Al representar las intensidades de esta forma se puede asociar a cada puente vehicular, la intensidad sísmica que lo afectaría si un sismo con las características de los considerados ocurriera en el país.

II.3.8.2 Escenarios estocásticos de interés

Es útil conocer el comportamiento de los puentes vehiculares ante los eventos más desfavorables. Con este tipo de información, es posible estimar un panorama de afectaciones (daño) ante la ocurrencia estos eventos sísmicos. Por tal motivo se definieron aquellos escenarios que resultan relevantes por su posible ocurrencia y los efectos que ocasionarían en la zona de estudio.

Principalmente aquellos eventos sísmicos de gran magnitud ($M \approx 8.2$), comúnmente originados en la zona de subducción. Un caso particular es el de la región conformada por la brecha de Guerrero en la cual se ha acumulado energía suficiente para la ocurrencia de un sismo de gran magnitud. En la Figura II.12a se muestra la distribución espacial de las aceleraciones máximas del suelo esperadas para un sismo de subducción ($M=8.28$). En la Figura II.12b se presenta otro ejemplo de un sismo de subducción cercano a las costas de Michoacán para un periodo $T=0.5$ s. Estos dos escenarios son parte del conjunto de eventos que se tomarán en cuenta para el análisis de riesgo.

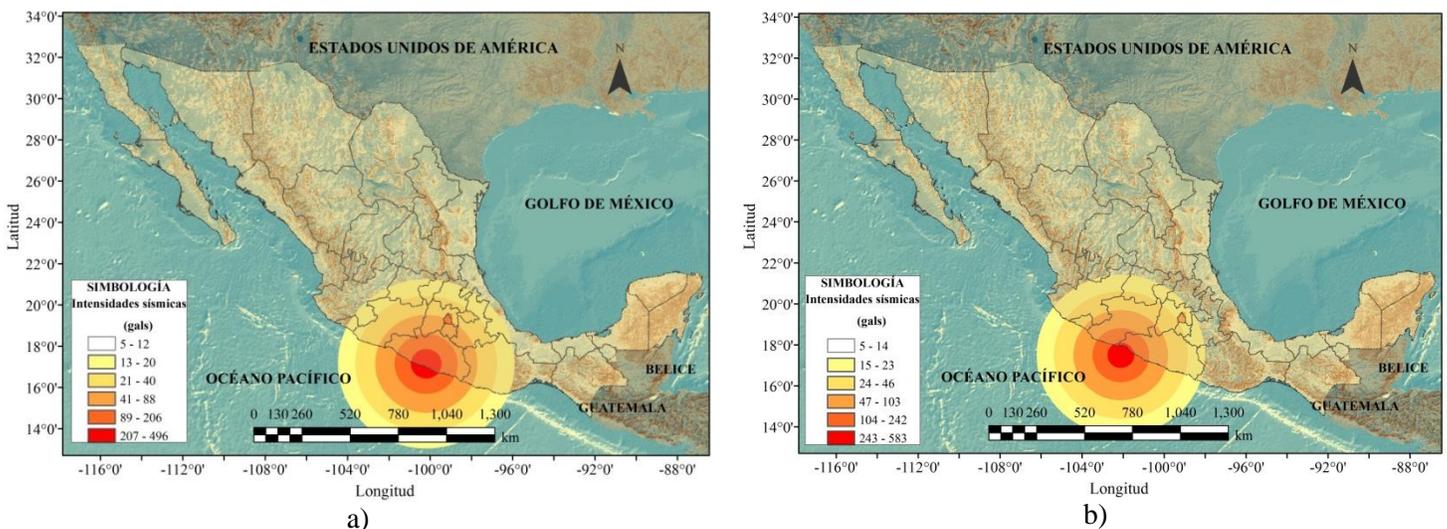


Figura II.12 Pseudoaceleraciones máximas de sismos de subducción para un periodo natural de vibración $T=0.5$ s en costas de: a) Guerrero y b) Michoacán.

II.3.9 Aplicación del modelo probabilístico de amenaza sísmica

En la figura II.19 se presenta en un mapa los valores de aceleración máxima del suelo, $a_{m\acute{a}x.}$, asociadas a un periodo de retorno de 1000 años resultado de aplicar el programa CRISIS 2007 y las leyes de atenuación previamente mencionadas. Los valores de intensidades alcanzan valores mayores a 1100 cm/s^2 . Nótese que en la parte Noroeste del país las intensidades van de 0 hasta 100 cm/s^2 .

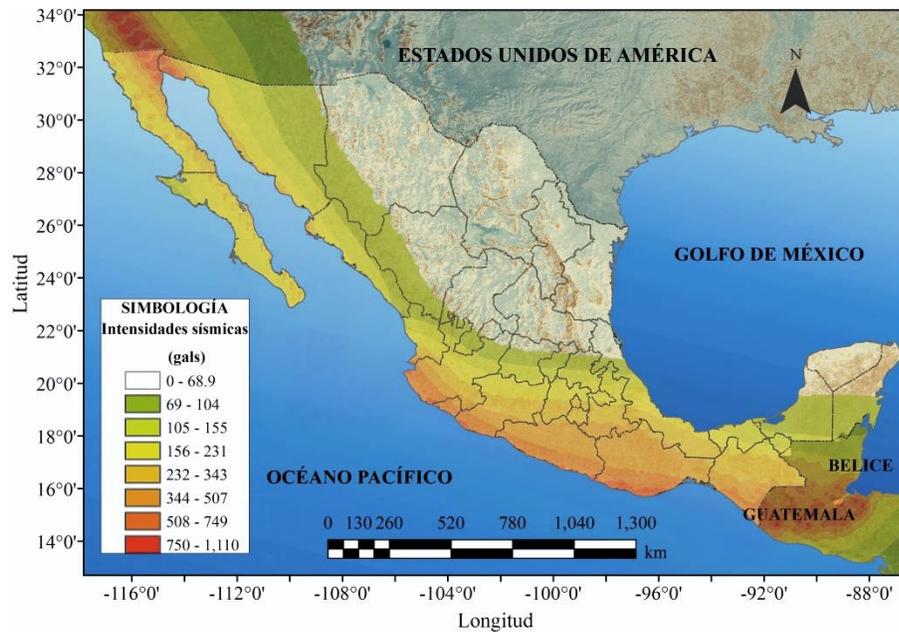


Figura II.13 Mapa de aceleración máxima, para un $T=0.5$ s, asociadas a un periodo de retorno de 1000 años.

Finalmente, con los mapas obtenidos, a través del programa CRISIS2007, se podrá caracterizar la amenaza que afecta a la región de interés y con ello será factible conocer los escenarios para diversos periodos de retorno, así como para los eventos estocásticos considerados.

Los resultados obtenidos del estudio de amenaza serán empleados para la estimación del riesgo sísmico, sin embargo, para llevar a cabo este proceso es necesario definir los elementos que conforman la exposición, esta descripción se realizará en el capítulo siguiente.

III. EXPOSICIÓN Y VULNERABILIDAD

Los puentes vehiculares de la Ciudad de México son estructuras que están integradas dentro de las principales arterias de la red vial de la ciudad. La implementación de estas estructuras es resultado de la creciente demanda de comunicación vial que se ha presentado en los últimos 25 años dentro de la ciudad, ante tal situación, el gobierno ha optado en dar solución a dicho problema con la construcción de estas obras cuya función principal es la de agilizar la comunicación de poco más de ocho millones de personas, así como crear accesos de comunicación vial para las regiones conurbadas de la ciudad. Asimismo, por ser una ciudad que se ve afectada por los efectos sísmicos, la estructuración de estos puentes vehiculares está realizada con la consideración de las aceleraciones sísmicas a la cual puede estar expuesta, sin embargo, un gran porcentaje de estas estructuras no ha sido sujeta a las intensidades para las cuales fueron diseñadas, como consecuencia de lo anterior, no se dispone de un panorama de los problemas que se tendrían ante el daño provocado por la sismicidad que afecta a la ciudad . , además, se desconoce cuáles puentes son o serían más susceptibles de sufrir daño y en qué regiones o zonas se presentarían.

Debido a que los puentes vehiculares forman parte de una de las principales redes de infraestructura que se posee en una ciudad y con lo cual una gran cantidad de su población se ve beneficiada o se ha hecho dependiente del servicio que estos puentes les brinda, crece un interés en estimar el daño en este tipo de estructuras ante la ocurrencia de un evento sísmico o por la sismicidad que afecta a la ciudad, de esta manera se busca disminuir, en primera instancia, los daños probables y en segundo término resarcirlos para lograr llevar al nivel de calidad presente antes de la ocurrencia del evento. Se ha observado que, a través de eventos previos ocurridos en otros países, la falta de funcionalidad o el colapso de alguna de estas estructuras provocó graves problemas de vialidad, genera zonas incomunicadas, excesivos tiempos de traslado, falta de otro tipo de servicios, así como pérdidas económicas ocasionadas por la reparación de los daños ocurridos. Además de lo anterior, este tipo de problemas ha afectado a una gran cantidad de personas, empresas, comercios y a diversas actividades económicas las cuales requieren hacer uso de rutas específicas para realizar sus funciones o solventar sus necesidades. Con base en lo anterior, si dicho contexto o situación se traslada a la Ciudad de México, los problemas que se tendrían serían inmensurables por el hecho que se afectaría a una de las ciudades más grandes y pobladas del mundo, en la cual esta infraestructura está siendo utilizada cada vez más.

Ante la posible afectación de una vialidad por el daño ocurrido en un puente ubicado en la misma, es conveniente tener con antelación rutas alternas que permitan realizar los traslados o viajes necesarios. La manera más sencilla para definir tales rutas es a través de un mapa de daños o información que indique cuales vialidades sería las afectadas después de ocurrido un sismo determinado

y con base en ello definir rutas alternas o de emergencia. Sin embargo, para lograr lo anterior se requiere estudiar el daño en los puentes debido a sismos, con ello se pueden conocer las vialidades, avenidas, calzadas, etc., que serían afectadas.

De forma similar a lo anterior, al realizar la evaluación de daño estructural será factible conocer en qué situaciones, y con qué características, un puente sufre mayor daño. Una herramienta que permite realizar dicha estimación de daño son las funciones de vulnerabilidad. Estas expresiones relacionan directamente el daño esperado en un bien expuesto debido a una intensidad de cierta amenaza, sin embargo, para poder realizar lo anterior es necesario conocer la ubicación geográfica de los puentes para conocer las demandas a las cuales estará sometido, así como su tipo de estructuración para conocer su capacidad. Shinozuka *et al.* (2003) aluden que el comportamiento de los puentes vehiculares ante fuerzas sísmicas está en función de un conjunto de características, sin embargo, eventos previos han demostrado que las de mayor influencia son: su geometría, las propiedades de los materiales, así como la magnitud de la intensidad a la cual sean sometidos.

En este orden de ideas, en esta tesis se hacen uso de expresiones que permiten estimar el daño ante el riesgo sísmico para la mayor cantidad de los puentes presentes en la zona de estudio. Principalmente se emplean las expresiones que definen la vulnerabilidad estructural para ciertos puentes vehiculares propuestas por Reinoso *et al.* (2009). Éstas se estimaron con el uso de funciones de fragilidad obtenidas por Shinozuka *et al.* (2003) quienes consideran que las curvas de fragilidad se pueden expresar con funciones lognormales con el empleo de la mediana y desviación estándar del daño esperado y la aceleración máxima del terreno con la cual se mide la intensidad del movimiento sísmico.

Otro tipo de expresiones empleadas son las propuestas por Bignell *et al.* (2009) quienes estiman el daño a través de curvas de fragilidad para aquellos puentes que están apoyados sobre muros de concreto reforzado ubicados en las redes viales del sur del estado de Illinois, en Estados Unidos.

Debido a que las expresiones de Shinozuka *et al.* (2003) y Bignell *et al.* (2009) fueron construidas para estimar el nivel de daño de puentes ubicados en regiones sísmicas de Estados Unidos, éstas fueron adaptadas a las condiciones sísmicas presentes en la zona de estudio, con ello se busca que la evaluación de daño arroje resultados en los cuales se involucren las características de la zona de interés.

III.1 UBICACIÓN Y TIPIFICACIÓN

III.1.1 Ubicación

Al ubicar a los puentes vehiculares se podrán conocer las intensidades sísmicas a las cuales estarán sometidas o para las cuales fueron diseñados. Con ayuda de programas informáticos (Google Maps, Google Earth), de dependencias gubernamentales (SETRAVI, SOS, etc.) y exploración en campo, se logró conseguir la ubicación de los puentes vehiculares que se encuentran en la zona de estudio.

Estos puentes conectan o cruzan diversas vialidades, las más importantes se presentan en la figura III.1.

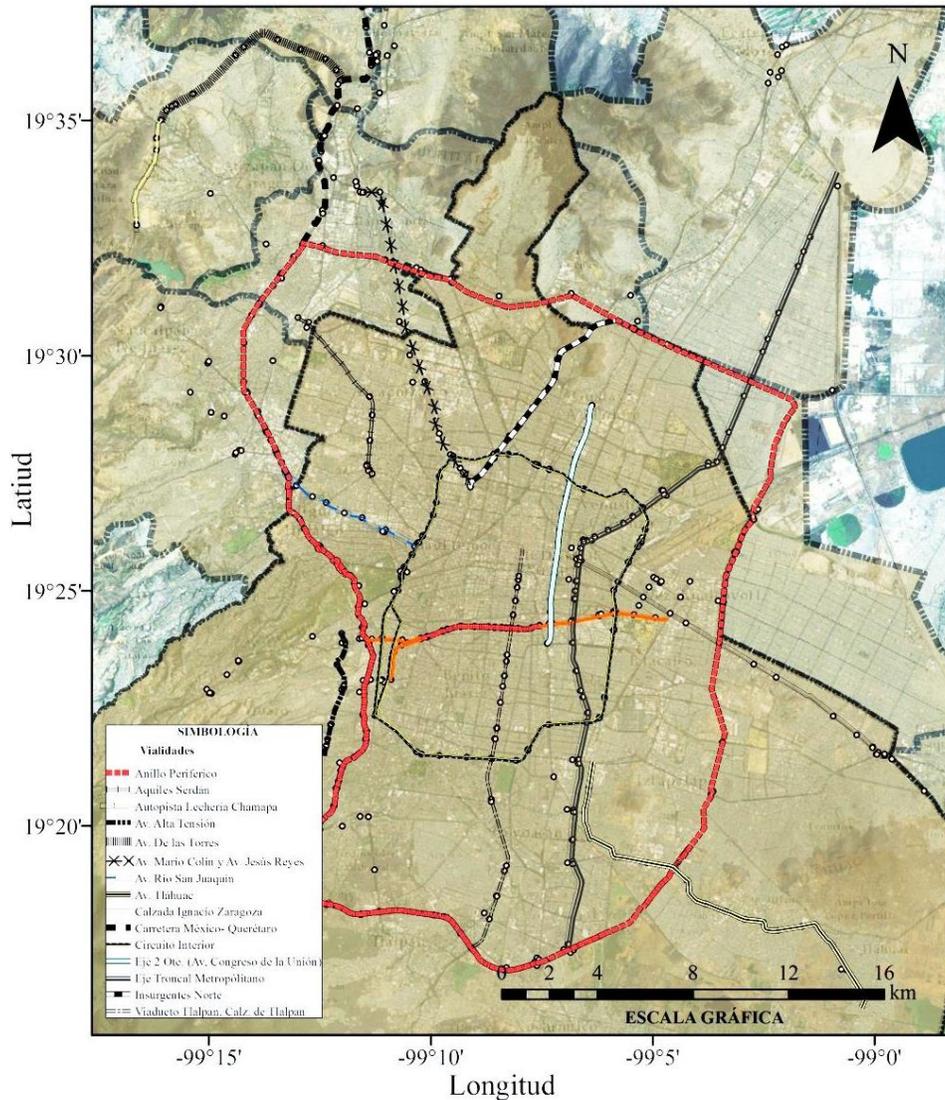


Figura III.1 Principales vialidades en las cuales se tienen puentes vehiculares.

Para aquellos puentes vehiculares que tuvieran un sistema estructural complejo (principalmente distribuidores viales, viaductos, autopistas y secciones del STC Metro elevadas, etc.) se les seccionó de tal forma que cada componente de estos estuviera georeferenciado. También se seccionaron, a cada 500 metros, aquellos puentes que tuvieran una longitud mayor de 800 m. Los motivos por los cuales se realizaron estas consideraciones se deben a la existencia en la variación de las intensidades sísmicas que se presentan en la Ciudad de México esto como consecuencia de los depósitos de arcillas o de la estratigrafía de la región donde se encuentra desplantada la estructura, así como por la diversificación existente en las características de los componentes estructurales que integran el puente vehicular.

En total se tiene una muestra de 599 puentes con diversos sistemas estructurales organizados en una base de datos con el uso de Sistema de Información Geográfica (SIG). Esta base contiene las coordenadas geográficas (latitud y longitud) de los puentes ubicados, el nombre de las vialidades que éstos cruzan y las principales características que definen su comportamiento estructural ante acciones sísmicas.

De los puentes vehiculares de estudio, poco más del 70% está concentrado en el Distrito Federal (figura III.2). El otro porcentaje se encuentra distribuido en localidades de los municipios de Naucalpan de Juárez, Atizapán de Zaragoza, Tlalnepantla de Baz, Cuautitlán Izcalli, Tultitlan, San Juan Ixhuatepec, Ecatepec de Morelos, Nezahualcóyotl, La Paz y Valle de Chalco Solidaridad. Los puentes vehiculares situados en los municipios mencionados se incluyeron en la base de datos debido a que éstos conectan al Estado de México con el Distrito Federal.

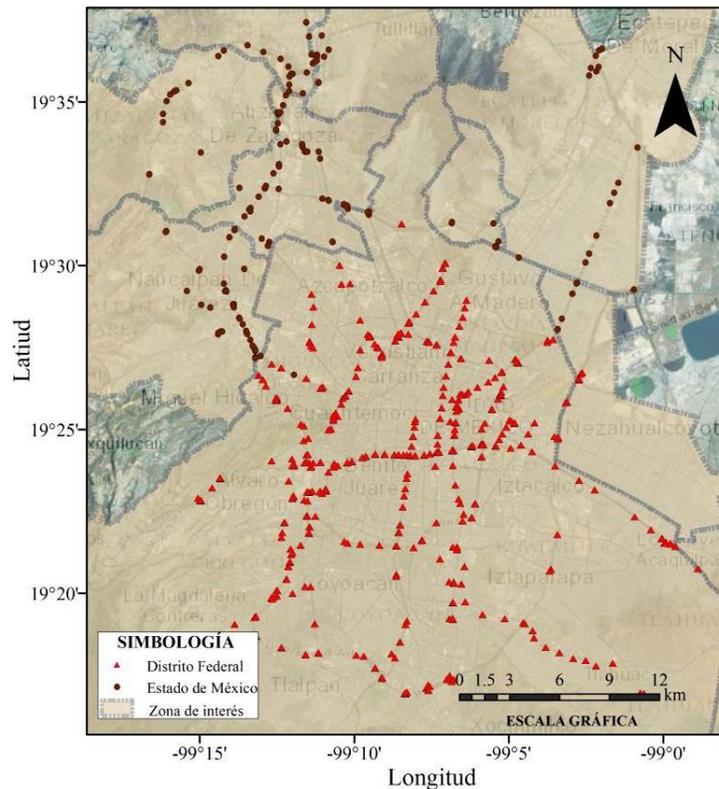


Figura III.2 Distribución de los puentes vehiculares localizados en la región de estudio.

III.1.2 Tipificación

Es de especial interés especificar las principales características o factores que determinan el comportamiento estructural de los puentes vehiculares porque ello permitirá cuantificar el daño ocurrido en dichas estructuras. De acuerdo a diversos autores (Mander *et al.*, 1998, Unjoh *et al.*, 2000, Shinozuka *et al.*, 2003, Nielson, 2005) algunos de estos factores son los que se indican en la tabla III.1.

Tabla III.1 Factores que definen el comportamiento de los puentes vehiculares (Unjoh *et al.*, 2000).

FACTOR	COMPORTAMIENTO SÍSMICO
Especificaciones de Diseño	El comportamiento sísmico está relacionado con las intensidades para los cuales fueron diseñadas las estructuras.
Tipo de superestructura	Trabes que están simplemente apoyadas, así como puentes que contienen una mayor cantidad de claros, son más susceptibles de sufrir grandes daños (figura III.3a). Arcos, marcos, apoyos continuos, puentes con cables o puentes suspendidos presentan un daño menor.

FACTOR	COMPORTAMIENTO SÍSMICO
Forma de planta de la superestructura	Puentes esviajados o curvados presentan un grado de daño considerable, sin embargo, los puentes que presentan un ángulo de esviaje de 0° no están exentos de presentar algún daño.
Material de la Superestructura	Los puentes construidos con elementos de concreto reforzado presentan un menor daño en comparación con aquellos que tienen una superestructura de acero, sin embargo, la diferencia entre estos dos casos es muy pequeña.
Pendiente en el eje del puente	Puentes que presentan pendiente sobre su eje pueden presentar un elevado grado de daño.
Tipo de apoyo	Generalmente estos dispositivos (topes sísmicos, apoyos de neopreno, apoyos metálicos, etc.) hacen que los puentes vehiculares sean menos susceptibles de presentar algún daño debido a que protegen a la estructura de recibir fuerzas mayores o evitar distorsiones últimas (figura III.3b).
Tipo de subestructura	Aquellos puentes cuyas pilas estén apoyadas sobre un cajón de cimentación diferente pueden presentar graves daños debido a que el sistema estructural tiende a tener un comportamiento diferente ante las intensidades sísmicas.
Altura de las pilas	Puentes apoyados sobre pilas con una gran altura pueden presentar graves daños.
Condición del suelo	Los puentes vehiculares que estén desplantados sobre un suelo blando hacen a los puentes más susceptibles a presentar daños debido a que su estructura está expuesta a efectos de sitio.
Irregularidad de los apoyos	Los puentes que están apoyados sobre una subestructura irregular (debido a las condiciones del suelo) pueden presentar un elevado nivel de daño.
Materiales de la subestructura	El comportamiento está en función de las propiedades de los materiales que se emplearon para la construcción de las pilas.
Tipo de cimentación	Principalmente los puentes cuya cimentación no sea de concreto reforzado puede presentar un grado de daño elevado.



a)



b)



c)

Figura III.3 a) Trabe simplemente apoyada a punto de caer de la pila de concreto debido a sismo, b) daño en un apoyo elastomérico y c) claro donde se presenta la caída de las vigas que conformaban la superestructura (Kawashima *et al.* 2009).

Uno de los trabajos en el cual se estima el daño para diversos tipos de puentes ante el sismo de Northridge en 1994 fue realizado por Shinozuka *et al.* (2003). Estos investigadores encontraron que el daño de un puente está en función, principalmente, de cuatro variables: material de construcción, número de claros, ángulo de esviaje y de la intensidad sísmica (Shinozuka *et al.*, 2003). Lo anterior obedece a que muchos de los puentes que presentaron algún nivel de daño presentaban un ángulo de esviaje superior a los 25 grados (figura III.4a) y que además estaban simplemente apoyados. El problema que presenta un puente vehicular cuando el ángulo de esviaje es diferente de cero se debe a que existe una variación de esfuerzos que se transmiten de la superestructura a la subestructura (a los cabezales o apoyos de las pilas). La variación de esfuerzos genera torsión en el sistema de losas o traveses que conforma el puente (figura III. 4b) ya que las cargas que se transmiten a los apoyos tratan de seguir el camino más corto lo que provoca el colapso de la superestructura (Belmonte, 1990).

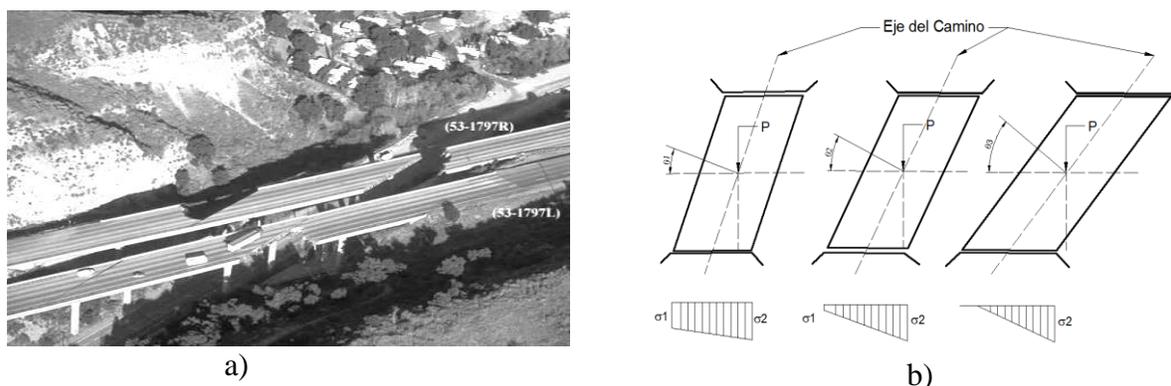


Figura III.4 a) Daño en Gavin Canyon tras el Sismo de Northridge en 1994 (USDOT & ITS, 2002) y b) variación de esfuerzos en diferentes ángulos de esviaje (Belmonte, 1990).

Para tener un mejor reconocimiento del daño probable en los puentes vehiculares de estudio, estas estructuras se tipificaron para poder asociarlas dentro de grupos que presenten un sistema estructural similar y así tener una clasificación adecuada de las mismas. Esta tipificación o clasificación se realiza con base en los parámetros más influyentes en el comportamiento de los puentes.

La clasificación propuesta en esta tesis considera el tipo de material que conforma la subestructura; puentes apoyados sobre pilas de concreto y acero. A partir de esta división se desprenden otras categorías que especifican el número de pilas y el material de la superestructura del puente, por último se determina la condición de apoyo (continuo o simplemente apoyado) de las traveses sobre las pilas o los cabezales de éstas. La clasificación propuesta define diez principales tipos de puentes, éstos se muestran en la tabla III.2.

Tabla III.2 Clasificación propuesta de los puentes vehiculares con base en las características que más influyen en el comportamiento de los puentes presentes en la zona de interés.

MATERIAL DE SUBESTRUCTURA	TIPO DE PILA	NÚMERO DE COLUMNAS	SUPERESTRUCTURA	CONDICIÓN DE APOYO	TIPO
ACERO	COLUMNAS	Voladizo	ACERO	CONTINUO	I
		Marco	ACERO	CONTINUO	II
CONCRETO	COLUMNAS	Voladizo	CONCRETO REFORZADO	SIMPLEMENTE APOYADA	III
			ACERO	SIMPLEMENTE APOYADA	IV
		Marco	CONCRETO REFORZADO	SIMPLEMENTE APOYADA	V
			ACERO	SIMPLEMENTE APOYADA	VI
	MUROS	Muro ¹	CONCRETO REFORZADO	SIMPLEMENTE APOYADA/CONTINUO	VII
		Muro ²	CONCRETO REFORZADO	SIMPLEMENTE APOYADA/CONTINUO	VIII
		Muro ³	CONCRETO REFORZADO	CONTINUO SIMPLEMENTE APOYADA	IX
		Muro ⁴	CONCRETO REFORZADO	SIMPLEMENTE APOYADA/CONTINUO	X

1-Pasos a desnivel tipo túnel; 2- Puentes elevados apoyados sobre muros de concreto reforzado; 3- Puentes con columnas anchas y 4- Puentes que presentan una combinación de muros y columnas anchas.

A continuación se presenta una descripción de los diez tipos de puentes descritos en la tabla III.3.

Tipo I

Puentes elevados con pilas formadas de una columna metálica, traveses metálicos con losacero o losa de concreto reforzado (figura III.5a y 5b).



a)



b)

Figura III.5 a) Gral. Ignacio Zaragoza y Calle 47 y b) Anillo Periférico (Calle 7) y Av. Pantitlán.

Tipo II

Puentes elevados con pilas formadas de dos o más columnas metálicas, traveses metálicos tipo cajón o armadura con losa de concreto reforzado o losacero (figura III.6a y 6b).



a)



b)

Figura III.6 a) Viaducto Tlalpan y Av. Taxqueña y b) Boulevard Puerto Aéreo y Calzada Ignacio Zaragoza.

Tipo III

Puentes elevados con pilas formadas de una sola columna de concreto reforzado, cabezales y traveses prefabricados presforzados y postensados (figura III.7a y 7b). Este tipo de estructuras corresponden a las secciones elevadas de la línea 12 del Metro en el Oriente de la Ciudad y algunos de los puentes más importantes que se tiene en la Ciudad de México.



a)



b)

Figura III.7 a) Boulevard Manuel Ávila Camacho (Autopista México.-Querétaro) y Mario Colín y b) Av. Tláhuac y Luis Delgado.

Tipo IV

Puentes elevados con pilas formadas de una sola columna de concreto reforzado, cabezales con traveses metálicos tipo cajón o armadura (figura III.8a y 8b).



a)



b)

Figura III.8 a) Insurgentes Norte y Ricardo Flores Magón y b) Av. Tláhuac y Porvenir.

Tipo V

Puentes elevados con pilas formadas con más de una columna de concreto reforzado, cabezales de concreto reforzado y traveses prefabricados con presfuerzo (figura III.9a y 9b). Este tipo de estructuras se encuentran en diversos puntos de la ciudad y corresponden a algunos de los puentes vehiculares construidos en los últimos años.



a)



b)

Figura III.9 a) Eje 3 Oriente (Francisco del Paso y Troncoso) y Eje 4 Sur (Av. Plutarco Elías Calles) y b) Anillo Periférico (Boulevard Adolfo Ruíz Cortines) y Av. Muyuguarda.

Tipo VI

Puentes elevados con pilas formadas por columnas de concreto reforzado, cabezales de concreto reforzado y con traveses metálicos tipo cajón o armadura, losas prefabricadas (figura III.10a y 10b).



a)



b)

Figura III.10 a) Carretera Federal 57 de cuota y Av. Central y b) Av. Río de los Remedios y Carretera Federal 57 de Cuota.

Tipo VII

Puentes deprimidos con pilas a base de muros de concreto reforzado, losa maciza de concreto o bien travesaños prefabricados de concreto (figura III.11a y 11b). Estas estructuras se localizan en el Periférico, en el Circuito Interior, en Viaducto Miguel Alemán y en algunas otras vialidades primarias.



a)



b)

Figura III.11 a) Circuito Interior (Boulevard Puerto Aéreo) y Eje 1 Norte (Norte 17) y b) Viaducto Río de la Piedad (Presidente Miguel Alemán) y Eje 1 Oriente (Calzada de la Viga).

Tipo VIII

Puentes elevados con subestructura de muros de concreto reforzado, losa maciza de concreto o bien travesaños prefabricados de concreto y firme de compresión (figura III.12a y 12b). Principalmente se localizan en ciertos tramos del Anillo Periférico y del Viaducto Río Becerra.



a)



b)

Figura III.12 a) Anillo Periférico (Boulevard Manuel Ávila Camacho) y Fernando Alencastre y b) Anillo Periférico (Boulevard Adolfo Ruiz Cortines) y Avenida Estadio Azteca.

Tipo IX

Puentes elevados con subestructura de muros de concreto reforzado, ya sea muros completos o con huecos anclados a travesaños tipo cajón de concreto coladas en sitio con algún tipo de presfuerzo o postensadas (figura III.13a y 13b).



a)



b)

Figura III.13 a) Eje 4 Oriente (Av. Río Churubusco) y Gral. Ignacio Zaragoza, y b) Circuito Interior (Av. Río Churubusco).

Tipo X

Puentes elevados con subestructura de columnas anchas o con un sistema combinado de acero y concreto reforzado traveses tipo cajón de concreto coladas in situ o traveses prefabricados simplemente apoyadas con algún tipo de presfuerzo o postensadas, losa o firme de compresión de concreto reforzado (figura III.14a y 14b).



a)



b)

Figura III.14 a) Acueducto de Guadalupe e Insurgentes Norte y b) Eje 1 Pte. (Guerrero) e Insurgentes Norte.

III.1.3 Base de datos

Los puentes localizados se agruparon con base en la tipificación propuesta (tabla III.2) y se obtuvieron los parámetros que son relevantes para estimar su daño, principalmente el ángulo de esviaje, la longitud, el número de claros y columnas. Además, se determinó información adicional para tener un registro más completo de las estructuras estudiadas. Esta información se anexa a la base de datos previamente generada en un SIG con los campos y características que se describen en la tabla III.3.

Tabla III.3 Información contenida en la base de datos.

NOMBRE DE CAMPO	CARACTERÍSTICAS
ID	Nombre del puente (PUE001, PUE002, PUEXn...PUEXi) X=número de puente.
NCOM	Número de columnas que conforman la pila.
TIPO_VIALIDAD	De acuerdo al tipo de uso; puente vehicular o tramo elevado de STC-Metro.
EF	Entidad Federativa.
VIALIDADES	Nombre de las vialidades que cruza.
MATE_COLUM	Material de las columnas, subestructura.
GEO_COLUMN	Geometría de las pilas y/o estribos.
MATE_VIGAS	Material de las vigas que conforman la superestructura.
SUPER ESTRUC	Material de la superficie de rodamiento.
LONGITUD	
LATITUD	Ubicación.
LO	Longitud del puente en metros.

En la figura III.15 se presenta una gráfica con la distribución según el tipo de puente vehicular ubicado en la zona de estudio.

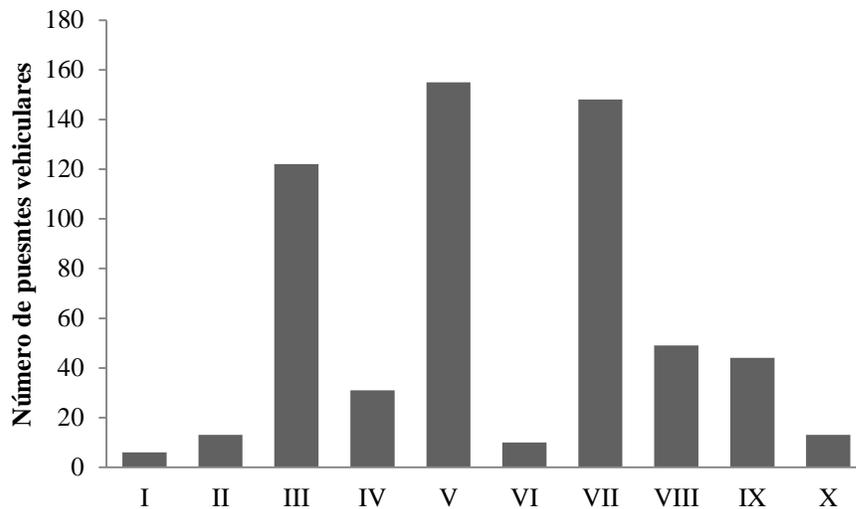


Figura III.15 Distribución de los puentes vehiculares localizados.

Por ser un factor determinante en el comportamiento de los puentes, en la figura III.16 se presenta la distribución de los puentes esviajados, se puede indicar que existe la posibilidad de contar con un elevado número de puentes vehiculares susceptibles a presentar graves daños a causa de dicha característica.

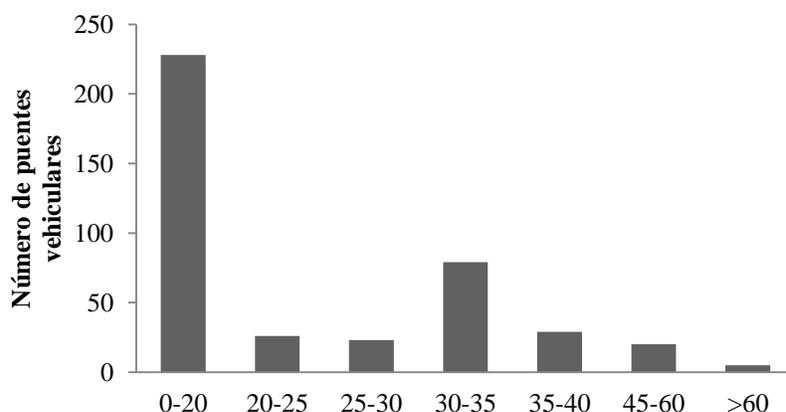


Figura III.16 Distribución de ángulos de esviaje.

Tanto los accesos de los puentes, las rampas de aproximación a base de muros laterales o muros estribo, el material de la superficie de rodamiento, así como el parapeto, no son elementos importantes para la estimación de comportamiento estructural, por lo tanto no se detallaron dentro de la base de datos.

III.1.4 Estimación de costos

El costo de los puentes vehiculares se estimó con el uso de los datos que dispone el gobierno del Distrito Federal a través de reportes e informes anuales obtenidos principalmente de la Secretaría de Obras Públicas. Como resultado se obtuvo un valor monetario en función del kilometraje. En la tabla III.4 se presentan los costos asociados al año de conclusión de construcción de los puentes, sin embargo para poder estimar las pérdidas, dicho valor monetario se trasladó a valor presente con el uso de Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC) publicado en el Diario Oficial de la Federación (GDF, 2013).

Tabla III.4 Costos de construcción en valor presente de algunos puentes vehiculares de la Ciudad de México (2013) (continúa)

PUENTE	COSTO	AÑO	INPC	FACTOR	VALOR PRESENTE
Distribuidor Vial-Muyuguarda y Anillo Periférico y Plan de Muyuguarda	\$550,000,000	2009	93.81	1.15	\$632,842,883
Distribuidor Vial-Calzada de la Virgen y Eje 3 Ote. (Av. De Armada de México)	\$340,000,000	2008	89.09	1.21	\$411,935,843
Eje 3 Oriente Av. Armada de México y Av. Sta. Ana	\$120,000,000	2008	89.09	1.21	\$145,389,121
Eje 3 Ote. (Fco. del Paso y Troncoso) y Lorenzo Boturini	\$41,950,351	2004	75.64	1.43	\$59,862,357
Distribuidor Vial Eje 3 Ote. (Fco. del Paso y Troncoso) y Fray Servando Teresa de Mier	\$213,056,799	2004	75.64	1.43	\$304,028,023
Autopista Urbana Norte y Sur	\$17,000,000,000	2012	105.20	1.03	\$17,443,937,541

Tabla III.4 Costos de construcción en valor presente de algunos puentes vehiculares de la Ciudad de México (2013).

PUENTE	COSTO	AÑO	INPC	FACTOR	VALOR PRESENTE
Anillo Periférico (Calle 7) y Benito Juárez Av. Pantitlán	\$317,500,000	2011	101.04	1.07	\$339,186,118
Cto. Interior (Av. Río Churubusco) y Eje 6 Sur. (Trabajadores Sociales)	\$224,000,000	2009	93.81	1.15	\$257,739,647
Cto. Interior (Av. Río Churubusco) y Eje 6 Sur. (Purísima)	\$224,000,000	2009	93.81	1.15	\$257,739,647
San Antonio y Alta Tensión	\$143,400,000	2005	78.66	1.37	\$196,781,327
Distribuidor Vial Ignacio Zaragoza- México Puebla- Ermita Iztapalapa	\$1,050,000,000	2007	84.75	1.27	\$1,337,352,530
Segundo Piso de Periférico (1ra Sección San Jerónimo a San Antonio)	\$5,680,000,000	2004	75.64	1.43	\$8,105,252,596
Viaducto Bicentenario	\$3,923,000,000	2012	97.71	1.10	\$4,333,753,303

Con los costos obtenidos se realizó un promedio ponderado con la consideración de la longitud del puente, sin embargo no fue posible sensibilizar la estimación de los costos debido a la poca información disponible de los puentes de estudio. En todo rigor se debería tener en cuenta el tipo de material, el sistema estructural, el tipo de cimentación, estudios topográficos, obras complementarias (como desvíos de redes), entre otros, sin embargo para tratar la situación anterior se englobó el costo con el apoyo de los costos disponibles. En la figura III.17 se muestra la distribución de los costos por longitud con la cual se obtuvo una expresión que se ajustara a dichos valores (ec. 3.1).

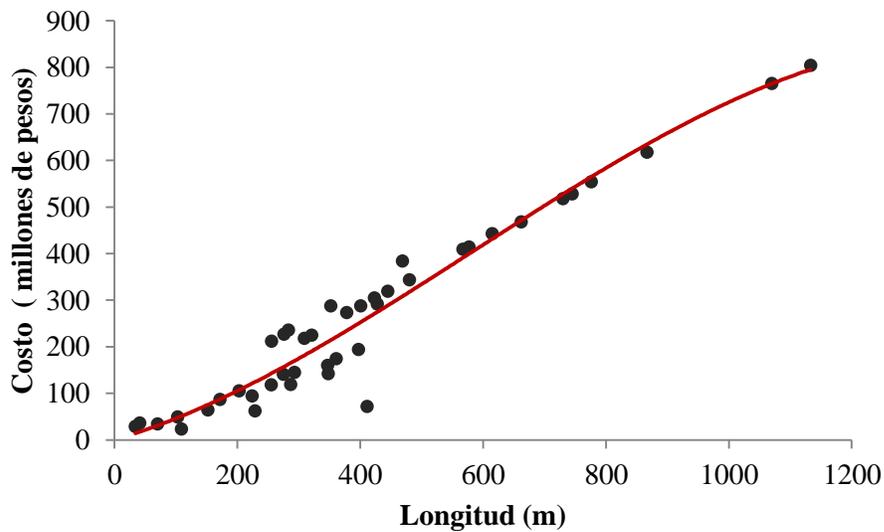


Figura III.17 Distribución de costos por longitud, así como expresión ajustada para estimar costo.

$$\text{costo} = -5.0 \times 10^{-7} l^3 + 8.0 \times 10^4 l^2 + 8.5 \times 10^{-1} l \quad (3.1)$$

Con la expresión anterior se logró estimar el costo de construcción de los puentes de estudio en función de su longitud l en metros. Esta información fue anexada a la base de datos creada.

III.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA

III.2.1 Antecedentes

Las funciones de vulnerabilidad indican el daño esperado en un bien expuesto debido a que se presentó una intensidad (aceleración del suelo, velocidad del viento, tirante de agua, entre otros) como resultado de una amenaza dada.

Se pueden estimar dos tipos de vulnerabilidad:

- *Vulnerabilidad estructural o física.* Se refiere al daño o afectación que sufrirá un activo determinado ante la ocurrencia de un evento o amenaza. Usualmente se mide en términos de un porcentaje medio de daño o valor económico requerido para reparar el bien afectado y llevarlo a un estado equivalente al que tenía antes del evento.
- *Vulnerabilidad humana.* Indica el nivel de afectación a los ocupantes de una estructura en términos del número esperado de víctimas, heridos o en general cualquier nivel de afectación que se defina, en función de la intensidad del fenómeno amenazante.

En esta tesis sólo se estimará la vulnerabilidad física debido a que el principal interés es conocer el daño estructural y las pérdidas económicas asociadas al mismo.

Diversos investigadores se han enfocado en determinar funciones de vulnerabilidad sísmica para puentes vehiculares con ciertas características a través de diferentes técnicas, entre éstos se tienen: Dutta y Mander (1988), Hwang *et al.* (1998, 2000), Gómez *et al.* (2002), Karim y Yamazaki (2003), Kasperski y Yamazaki (2006) Mackie y Stojadinovic (2006) y Banerjee y Shinozuka (2007). Los procedimientos más utilizados para determinar la vulnerabilidad se enlistan a continuación:

- Por medio de observaciones del comportamiento de puentes vehiculares con diferentes sistemas estructurales ante un fenómeno sísmico. Se realiza una recopilación de dicha información y se generan datos estadísticos. Asimismo se recurren a registros históricos de daños presentados en puentes vehiculares ante eventualidades sísmicas. Empleo de estudios experimentales que analizan diversos componentes estructurales del puente vehicular (columnas, vigas, apoyos elastoméricos, topes sísmicos, cimentación, geometría de pilas, entre otros). Los modelos creados se someten a acciones externas que representan los efectos de la amenaza sísmica y de esta manera se determina el comportamiento de la estructura ante los efectos sísmicos.

- A través de estudios analíticos de los componentes estructurales o del sistema estructural del puente vehicular. Se crean modelos analíticos del puente y se someten a un conjunto de fuerzas o acciones externas que representan los efectos de la amenaza sísmica.
- Experiencia y opinión de expertos.

III.2 DEFINICIÓN DEL DAÑO ESPERADO

III.2.1 Expresiones propuesta por Reinoso *et al.*

Uno de los trabajos desarrollados para definir el daño en ciertos puentes vehiculares es el desarrollado por Shinozuka (Shinozuka *et al.* 2003 y Reinoso *et al.*, 2009), quien se basa en un estudio estadístico del daño ocurrido en más de 2000 puentes debido al sismo de Northridge en 1994. Los datos que se utilizan para estimar el daño son los obtenidos por el Departamento de Transporte de California (CALTRANS). Shinozuka propone curvas de fragilidad para estimar el porcentaje de un nivel de daño en función de la aceleración del suelo (PGA). Las curvas de fragilidad están definidas para cinco niveles de daños: sin daño, daño menor, daño moderado, daño mayor y colapso. Esta clasificación fue creada de manera cualitativa a través de una inspección visual realizada en un recorrido de reconocimiento después de ocurrido el sismo.

Las curvas propuestas por Shinozuka (Reinoso *et al.*, 2009) las describe como funciones lognormales, las cuales requieren de la mediana y desviación estándar de cada nivel de daño, así como de la aceleración máxima del terreno que representa la intensidad del movimiento sísmico.

La ventaja de utilizar las expresiones propuestas por Shinozuka (Reinoso *et al.*, 2009) se debe a que consideran la división de los puentes en un número de subconjuntos propuestos por CALTRANS los cuales toman en cuenta las características de los puentes vehiculares, como son el número de claros y el ángulo de esviaje, que influyen de manera importante en su comportamiento ante eventos sísmicos. Sin embargo, para el estudio de riesgo empleado se requiere conocer el daño a través de una curva de vulnerabilidad estructural la cual define un porcentaje de daño ocurrido en toda la estructura. Ante tal situación, se recurre a las propuestas de Reinoso *et al.* (2009) quienes emplean los estudios mencionados por Shinozuka y definen una expresión general para estimar el daño de puentes vehiculares con pilas a base de concreto y acero. Reinoso *et al.* (2009) emplean los valores de mediana y desviación estándar de las funciones de fragilidad para diferentes combinaciones de número de claros, columnas, tipos de apoyos, así como del material de la superestructura, con base en lo propuesto por Shinozuka *et al.* (2003). De acuerdo a los subconjuntos de Shinozuka en Reinoso *et al.* (2009) proponen una clasificación de los puentes vehiculares (tabla III.5) para definir las funciones de vulnerabilidad de acuerdo a las combinaciones realizadas.

Tabla III.5 Clasificación propuesta por Reinoso *et al.* (2009) para puentes construidos con pilas a base de concreto reforzado y acero estructural.

MATERIAL	CLAROS	COLUMNAS EN PILAS	APOYOS	SUPERESTRUCTURA	TIPO
CONCRETO REFORZADO	1				A
	>1	1	Continuos	Cajón	B
				Losa	C
		Simplemente apoyados	Trabes	D	
			Losa		
		>1	Continuos	Cajón	E
				Losa	
	Simplemente apoyados	Trabes	F		
Losa					
ACERO ESTRUCTURAL	1				G
	>1	1	Continuos		H
			Simplemente apoyados		I
		>1	Continuos		J
			Simplemente apoyados		K

De forma general, las funciones que definen la vulnerabilidad de cada tipo de puente que propone Reinoso *et al.* (2009) (tabla III.5) se representan como distribuciones lognormales, con ello, la función que define la esperanza del daño está dada por:

$$E(\text{daño} | PGA) = \Phi \left(\frac{1}{fe_{cl} fe_{\alpha} \xi} \ln \left(\frac{PGA}{ke_{icl} ke_{\alpha} \lambda} \right) \right) \quad (3.2)$$

donde, la mediana λ y la desviación estándar ξ se definen en función del tipo de sistema estructural que se desee analizar, fe_{cl} , fe_{α} , ke_{icl} y ke_{α} son factores que involucran el comportamiento tridimensional en función del número de claros y del ángulo de esviaje de la superestructura del puente, asimismo dependerán del material y tipo de superestructura.

Los valores de mediana y de desviación estándar que definen las funciones de vulnerabilidad de la clasificación mostrada en la tabla III.5 están indicados en la tabla III.6.

Como resultado de la semejanza que existe entre las filosofías de diseño empleadas para la construcción de puentes vehiculares de México y los puentes de California es viable utilizar los valores de los parámetros que obtiene Shinozuka ya que éstos reflejan el comportamiento real posible ante acciones sísmicas en los puentes existentes (Reinoso *et al.*, 2009).

Tabla III.6 Mediana y desviación estándar de funciones para los puentes clasificados en la tabla III.5 (Reinoso *et al.* 2009).

MATERIAL	TIPO PUENTE	ξ	λ	ke_{icl}
CONCRETO	A	0,67	1,28	0
	B	0,69	1,22	ke_{2cl}
	C	0,55	1,17	ke_{2cl}
	D	0,75	1,15	ke_{1cl}
	E	0,55	1,17	ke_{2cl}
	F	0,75	1,15	ke_{1cl}
ACERO	G	0,67	1,28	0
	H	0,55	1,17	ke_{2cl}
	I	0,75	1,15	ke_{1cl}
	J	0,65	1,17	ke_{2cl}
	K	0,75	1,15	ke_{1cl}

Los factores que se utilizan para tomar en cuenta el comportamiento tridimensional de la respuesta estructural, según el número de claros, se definen con las siguientes expresiones:

$$ke_{1cl} = 1 + \frac{0.25}{Ncl - 1} \quad (3.3)$$

$$ke_{2cl} = 1 + \frac{0.33}{Ncl - 1} \quad (3.4)$$

donde, Ncl es el número de claros en que está dividido el puente.

Los factores ke_{1cl} y ke_{2cl} se emplean para modificar las medianas que definen las funciones de vulnerabilidad para los puentes diseñados sísmicamente. La elección entre ke_{1cl} y ke_{2cl} dependerá del tipo de puente vehicular, éstos parámetros se indican en la tabla III.7. El término fe_{cl} empleado en la ecuación 3.2 se define como:

$$fe_{cl} = \frac{14348.96 + 1.2761 * Ncl^{5.61}}{14348.96 + Ncl^{5.61}} \quad (3.5)$$

por último, los factores que involucran el efecto del ángulo de esviaje de la superestructura en la respuesta son:

$$fe_{\alpha} = 0.9841^{\alpha} \quad (3.6)$$

$$ke_{\alpha} = \frac{1}{0.05166\alpha + 1} \quad (3.7)$$

donde, α es el ángulo de esviaje.

Para definir la vulnerabilidad de los puentes vehiculares ubicados dentro de la zona de estudio se realizó una comparación cualitativa entre las características que presentan los puentes clasificados por *Reinoso et al.* (2009) y la que se propone en esta tesis (tabla III.2), ante estas consideraciones, se asignaron los parámetros (mediana y desviación estándar) para aquellos puentes vehiculares con un sistema estructural similar según la clasificación de la tabla III.2. El resultado de esta asignación se presenta en la tabla III.7.

Tabla III.7 Asignación de parámetros para los puentes ubicados en la zona de estudio.

Propuesta para zona de estudio Tipo de puente	Reinoso <i>et al.</i> (2009) Tipo de Puente	ξ	λ	ke_{ict}
I	H	0,55	1,17	ke_{2ct}
II	J	0,65	1,17	ke_{2ct}
III	D	0,75	1,15	ke_{ict}
IV	D	0,75	1,15	ke_{ict}
V	F	0,75	1,15	ke_{ict}
VI	F	0,75	1,15	ke_{ict}
VII	A	0,67	1,28	-

Con la asignación hecha de la mediana y desviación estándar del daño esperado es posible estimar la vulnerabilidad sísmica para siete tipos de puentes clasificados en la tabla III.2. Para definir el daño esperado de los otros tres tipos de restantes se emplearan expresiones que definieran su daño ante la eventualidad sísmica, este proceso se puntualizará en la sección III.2.2.

A manera de ejemplo, en la figura III.18 se presenta una comparación entre las funciones de vulnerabilidad que corresponden a dos puentes vehiculares del tipo V, según la clasificación de propuesta en esta tesis (tabla III.2). Estas estructuras tienen un número de claros similar, sin embargo presentan diferente ángulo de esviaje con lo cual se expone la susceptibilidad del daño ante esta característica. En la figura III.19 se muestran los puentes para los casos anteriores.

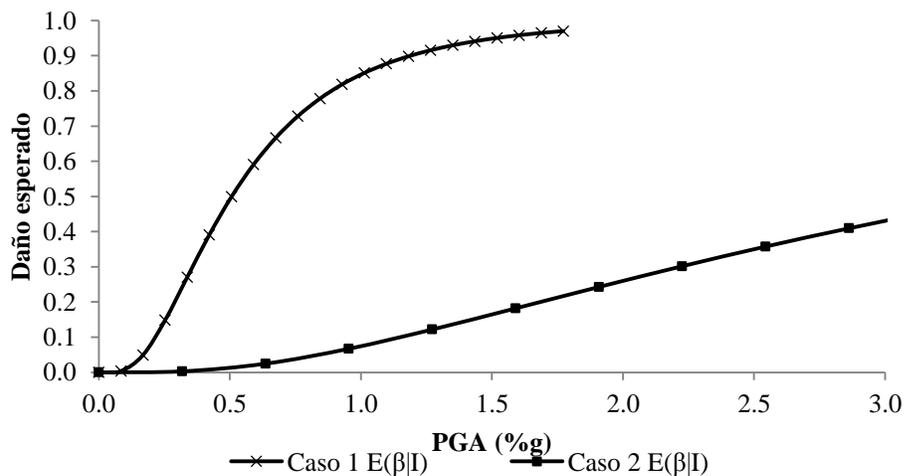


Figura III.18 Comparación de funciones de vulnerabilidad con el mismo número de claro y diferente ángulo de esviaje.



a)



b)

Figura III.19 a) Caso 1 con $\alpha = 17.80^\circ$ ubicado en Anillo Periférico y Plan de Muyuguarda y b) caso 2 con $\alpha = 0^\circ$ ubicado con calzada de la Virgen y Eje 3 Oriente (Av. De Armada de México).

De acuerdo a las funciones definidas, los puentes presentan un grado de daño mayor cuando éstos tienen una cantidad elevada de número de claros, sin embargo, al realizar un análisis para diversos casos se apreció que la variación no es significativa cuando el número de claros es superior a 15.

III.2.2 Expresiones propuestas por Bignell *et al.*

Para poder definir la vulnerabilidad de los puentes vehiculares del tipo VII, VIII y X (tabla III.2), se emplearon las expresiones propuestas por Bignell *et al.* (2009). Estos investigadores caracterizaron el daño estructural ante eventualidades sísmicas para puentes apoyados sobre muros de concreto ubicados en el sur de Illinois, en Estados Unidos. El comportamiento de estas estructuras lo determinaron a través de un análisis estático no lineal (PUSHOVER) tanto en su dirección longitudinal y transversal para considerar la naturaleza tridimensional de los mismos y debido a que dichas direcciones corresponden cercanamente a las predominantes de los dos primeros modos de vibrar de estos puentes. Además, como resultado de su investigación, Bignell *et al.* identificaron que el 90% de los puentes localizados en el sur de Illinois eran puentes apoyados sobre muros de concreto reforzado (figura III. 23a), con pilas de concreto con cabeza ancha (hammerhead) (figura III.23b) y puentes con sólo un claro (figura III.23c).



a)



b)



c)

Figura III.20 Puentes apoyados sobre muros de concreto; a) Puente con muros de concreto regulares, b) puentes con pilas de muros concreto reforzado con cabeza de martillo y c) puente con un claro (Bignell *et al.* 2009).

A diferencia de Reinoso *et al.* (2009), Bignell *et al.* definen curvas de fragilidad para este tipo de puentes a través de modelos analíticos y cuantifican el daño a través de la excedencia de la relación (R) entre la demanda y la capacidad. De tal modo, la expresión empleada para definir la probabilidad de daño de los puentes de estudio de Bignell *et al.* cuando están sujetos a una intensidad es la siguiente:

$$F = P[R \geq 0 | I] = \Phi \left[\frac{\lambda_R}{\zeta_R} \right] = \Phi \left[\frac{\lambda_D - \lambda_C}{\sqrt{\zeta_D^2 - \zeta_C^2}} \right] \quad (3.8)$$

donde,

F Función de fragilidad.

$P[R \geq 0 | I]$ Probabilidad de que la demanda exceda la capacidad debido a que ocurrió una intensidad I .

$\Phi[\cdot]$ Función de distribución acumulada normal estándar.

I Intensidad sísmica (aceleración máxima).

R Relación de las variables aleatorias capacidad y demanda.

Las funciones de fragilidad fueron definidas para cuatro estados de daño los cuales se describen en la tabla III.8.

Tabla III.8 Definición de estados de daño de acuerdo al HAZUS99 (FEMA, 1999).

ESTADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
Ligero/menor	Agrietamiento del concreto de los componentes estructurales vitales. El daño sólo requiere una reparación estética.
Moderado	Agrietamiento del concreto de los componentes importantes pero sin una degradación relevante, desplazamientos moderados de apoyos (<50 mm), deformación de pernos ubicados en las conexiones, y/o falla en los cojines elastoméricos pero sin pérdida de apoyo de la superestructura.
Grave	Degradación de los componentes estructurales importantes sin colapso y/o desplazamiento importante en las conexiones.
Completo	Falla de los componentes estructurales importantes que conducen al colapso, pérdida de apoyo, y/o inclinación de la subestructura debido a la falla de la cimentación.

Las curvas de fragilidad propuestas por Bignell *et al.* se obtuvieron para aceleraciones espectrales (S_a) dentro de un rango de 0 a 3g (figura III.21) con la consideración de un amortiguamiento de los puentes vehiculares del 5% del crítico. Estas curvas se crearon a través de la integración de la fragilidad de varios componentes que conforman a la estructura. Realizado lo anterior, Bignell *et al.* determinaron la media 0.24, 0.63, 1.07 y 1.42 g de las curvas para un nivel de daño menor, moderado, severo y completo, respectivamente. Estas intensidades fueron determinadas a través de la capacidad que refleja el puente cuando se presentan las características de los niveles de daño definidos por el HAZUS99 (FEMA, 1999) asociados a un periodo estructural $T=0.65$ s el cual corresponde a el promedio de los puentes estudiados por Bignell *et al.* (2009). Las dispersiones ($\sqrt{\zeta_D^2 - \zeta_C^2}$) de la ec.3.8 para los niveles de daño definidos son 0.37, 0.24, 0.22 y 0.23, respectivamente. Estas curvas de fragilidad se emplean para obtener curvas de vulnerabilidad para los puentes apoyados sobre muros de concreto, a través de matrices de probabilidad (figura III.22).

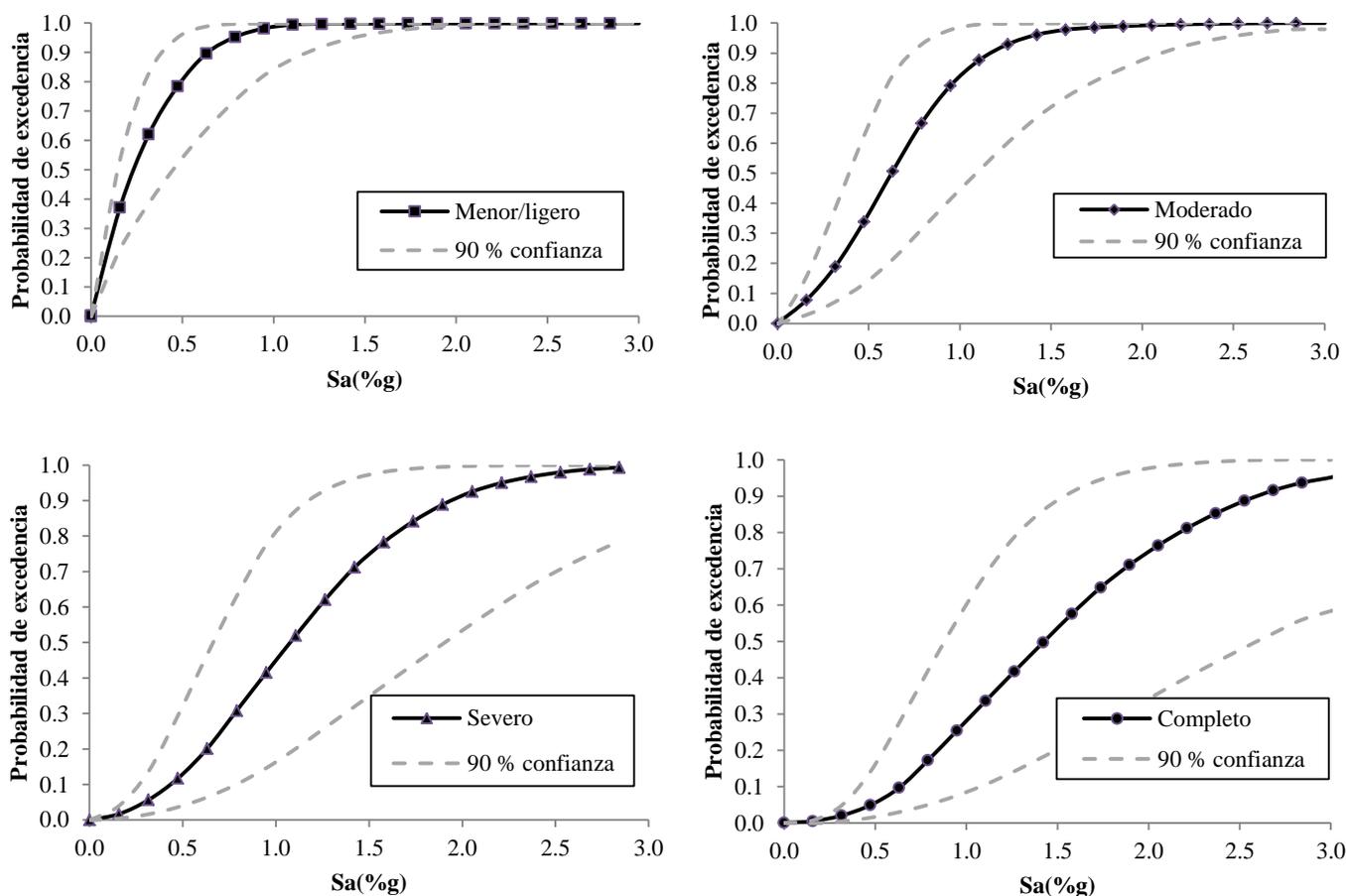


Figura III.21 Curvas de fragilidad con intervalos de confianza para puentes apoyados sobre muros de concreto reforzado (Bignell *et al.* 2009).

Bignell *et al.* (2009) determina la capacidad de cada componente que integra a los puentes incluidos en su estudio de fragilidad, es decir, muros estribos, apoyos elastoméricos, tipo o forma del apoyo de la superestructura sobre los muros estribos, las pilas a base de muros de concreto, cimentación, principalmente. De esta manera define, para cada nivel de daño, el comportamiento de los componentes ante la demanda sísmica. Con base en lo anterior Bignell *et al.* cuantifican la contribución en la fragilidad estructural según los niveles de daño definidos, indican que la participación de las pilas a base de muros de concreto influyen en un 47.8%, en promedio, en segundo lugar se tiene el tipo de cimentación (28.2 %) y en tercer los poyos elastoméricos (8.4%, para un nivel de daño ligero y moderado). El porcentaje restante corresponde a los otros componentes mencionados (Bignell *et al.*, 2009).

Con la información propuesta por Bignell *et al.* (2009) se estima la curva de vulnerabilidad a través de la matriz de probabilidad que indica la probabilidad de estar en el nivel de daño *i* debido a un intensidad sísmica (Fig. III.22).

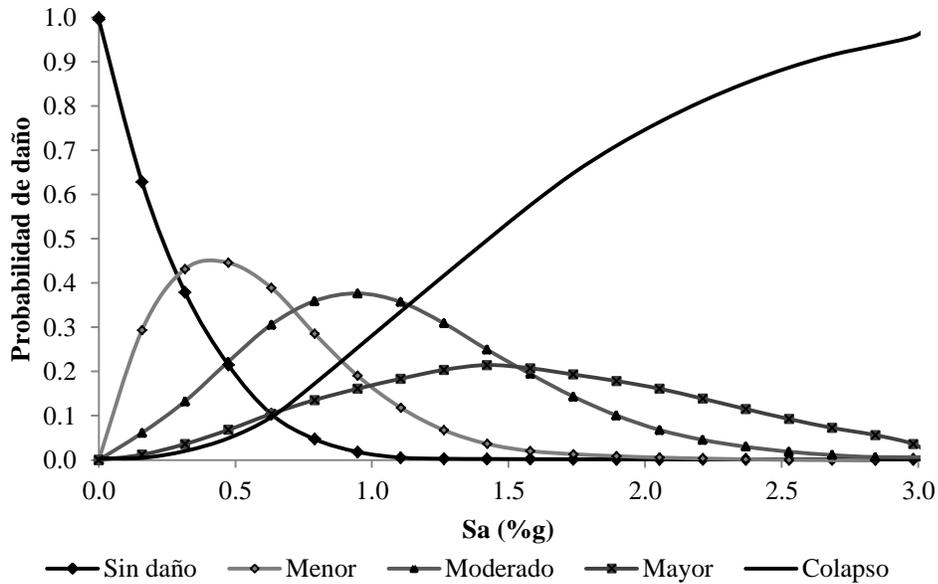


Figura III.22 Matriz de probabilidad determinada con el empleo de las curvas de fragilidad de Bignell *et al.* (2009).

La curva de vulnerabilidad obtenida se muestra en la figura III.23. Con ayuda de las funciones propuestas por Bignell *et al.* se caracterizó la vulnerabilidad de los puentes restantes clasificados en la tabla III.2, es decir, los tipos VIII, IX y X.

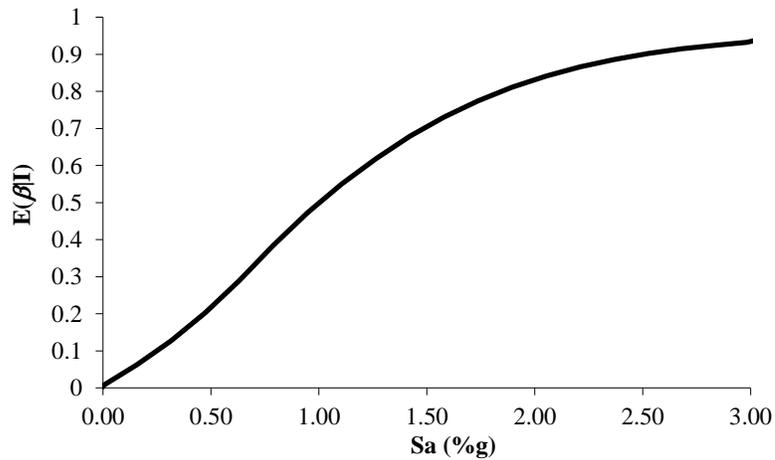


Figura III.23 Curva de vulnerabilidad para los puentes vehiculares apoyados sobre muros de concreto reforzado.

La curva de la figura III.23 define la vulnerabilidad para los puentes ubicados en el estado de Illinois, en Estados Unidos, sin embargo es necesario hacer las modificaciones oportunas para que estas curvas representen el daño esperado de los puentes considerados en esta tesis, este proceso se especificará en la sección III.2.4.

III.2.3 Desviación estándar del daño esperado

Parte de la información que se requiere para definir la vulnerabilidad de los puentes, es la desviación estándar del daño esperado. Este parámetro permite medir el intervalo en el que puede fluctuar el valor esperado calculado. Esto sucede debido a que los valores con los que se obtuvieron las curvas de vulnerabilidad, obtenidos de una recopilación de datos de modelos analíticos y estadísticos, presentan una variabilidad del daño estimado para una intensidad dada.

Existe poca información para determinar la varianza del daño esperado, sin embargo se sabe que cuando el valor esperado de la pérdida es nulo la dispersión también lo es. De igual forma, cuando el valor esperado de la pérdida es total, la dispersión es también nula. Para valores intermedios de daño, es difícil precisar, con bases empíricas, cuánto vale la varianza de la pérdida.

Para fijar la varianza de la pérdida (y por lo tanto, la desviación estándar de ésta) se emplean, por un lado, las distribuciones de probabilidad asignadas en el estudio clásico que presenta el documento ATC-13 (ATC, 1985), las cuales permiten inferir valores aproximados para las varianzas condicionales, y por otro, se han desarrollado ejercicios de simulación donde se suponen estructuras simples con propiedades aleatorias. De éste último es de donde se obtuvieron los diferentes parámetros que se recomiendan emplear. Con los datos anteriores, se define la varianza con la siguiente forma funcional:

$$\sigma^2(\beta|\gamma) = Q[E(\beta|\gamma)]^{r-1}[1 - E(\beta|\gamma)]^{s-1} \quad (3.9)$$

a su vez,

$$Q = \frac{\sigma_{máx}^2}{D_0^{r-1}(1 - D_0)^{s-1}} \quad (3.10)$$

$$s = \frac{r-1}{D_0} - r + 2 \quad (3.11)$$

donde, $\sigma_{máx}^2$ la varianza máxima con un valor recomendable de 0.05, D_0 es el nivel de daño para el que ocurre esta varianza máxima y r se considera igual a 3.

A manera de ejemplo, en la figura III.24 se presenta la curva de la desviación estándar del daño esperado, $\sigma(\beta|I)$, y el daño esperado, $E(\beta|I)$, de dos puentes vehiculares de estudio. Ambos puentes corresponden al tipo V (tabla III.2) y están compuestos por el mismo número de claros (7), el caso 1 pertenece a un puente vehicular con un ángulo de esviaje $\alpha = 17.80^\circ$ y el caso 2 con $\alpha = 0^\circ$. Tanto las curvas de vulnerabilidad como la desviación estándar no han sido ajustadas a las condiciones presentes en la zona de interés. En la figura III.25 se muestran los puentes para los casos mencionados.

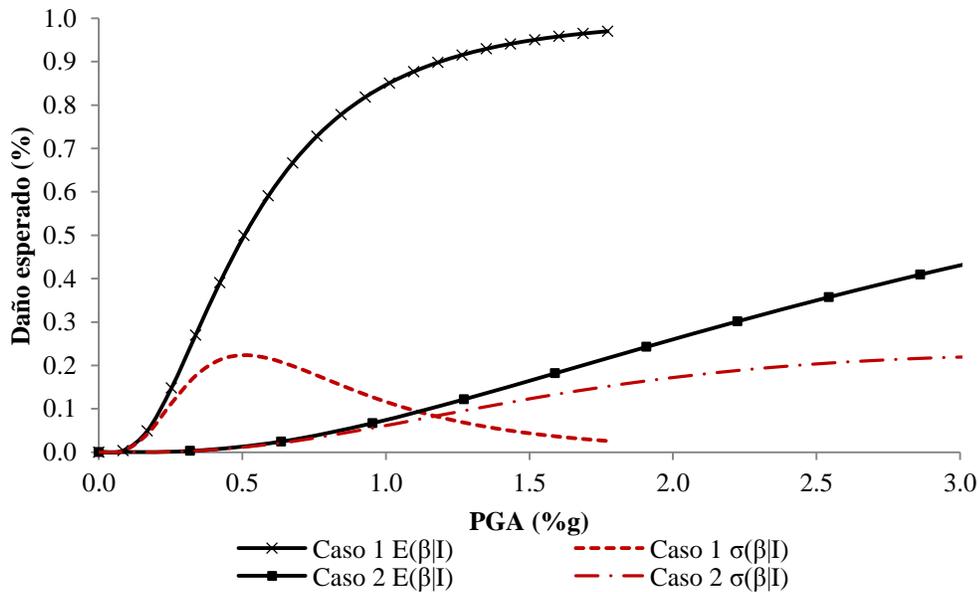


Figura III.24 Funciones de vulnerabilidad, con su respectiva desviación estándar del daño esperado, sin ser ajustadas.



Figura III.25 Puentes vehiculares correspondientes a: a) caso 1 con $\alpha = 17.80^\circ$ y b) caso 2 con $\alpha = 0^\circ$.

III.2.4 Modificación de funciones de vulnerabilidad

Debido a que las curvas de vulnerabilidad, empleadas para estimar el daño de los puentes de la zona de estudio, son válidas para puentes vehiculares ubicados en los estados de California e Illinois, en Estados Unidos, es necesario realizar una modificación de estas expresiones para lograr una estimación adecuada del daño en los puentes de estudio de esta tesis.

Este ajuste se realiza con la relación directa entre las intensidades sísmicas para las cuales fueron diseñados los puentes vehiculares ubicados en los estados de California e Illinois y las intensidades sísmicas de diseño del Distrito Federal. Para ello, se estima el periodo fundamental de vibración de los puentes de estudio para poder determinar la demanda sísmica a las cuales estarán sometidos. La idea primordial es modificar las curvas de vulnerabilidad para que éstas definan el daño esperado en función de pseudoaceleraciones y con la consideración de las características presentes en la zona de interés. La relación adoptada se denomina como factor de ajuste (F_a) y su principal función es modificar las intensidades para las cuales, por el momento, se ha estimado el daño esperado.

Para llevar a cabo lo anterior, se emplearon los espectros de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo-2004 (NTCS-2004) (GDF, 2004a) y las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications-2010 (AASHTO, 2010) para conocer las intensidades de diseño de los puentes vehiculares incluidos en el estudio de riesgo de esta tesis y de los puentes vehiculares para los cuales se le definió la vulnerabilidad y la cual se ha adoptado en esta tesis.

III.2.4.1 Estimación del periodo fundamental de vibración

Para tener noción de las intensidades sísmicas para las cuales fueron diseñados los puentes vehiculares y con ello saber para qué parámetros se obtuvieron las funciones de vulnerabilidad es necesario conocer las características de los puentes estudiados. Una forma de indagar en su comportamiento estructural es por medio del periodo fundamental de vibración de la estructura, sin embargo, es difícil estimar dicho parámetro cuando la información que se tiene de dichas estructuras no es suficiente. Para dar solución a tal situación se hace uso de la propuesta de Candebat *et al.* (2012a) quienes plantean dos ecuaciones para definir el período fundamental de vibración tanto en la dirección longitudinal como en la transversal de puentes vehiculares construidos con prefabricados de concreto y ubicados en zonas de alta sismicidad en Cuba. Se emplearon estas ecuaciones debido a que se requiere de muy poca información de los puentes vehiculares para poder estimar su periodo y el cálculo se puede realizar de forma sencilla y clara. La forma de estas ecuaciones se muestra a continuación:

$$T_L(h) = 0.0043h^2 - 0.035h + 0.2249 \quad (3.12)$$

$$T_T(h) = 0.0047h^2 - 0.0266h + 0.1955 \quad (3.13)$$

donde, $T_L(h)$ y $T_T(h)$ son el periodo fundamental de vibrar en segundos en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente y h es la altura de la pila del puente vehicular en metros.

Las ecuaciones 3.12 y 3.13 se dedujeron con ayuda de estadísticas (figura III.26) de una base de datos que contiene el registro del periodo estructural de diversos puentes vehiculares. Con la ayuda de estas expresiones se determinó el periodo de vibrar de los puentes de estudio.

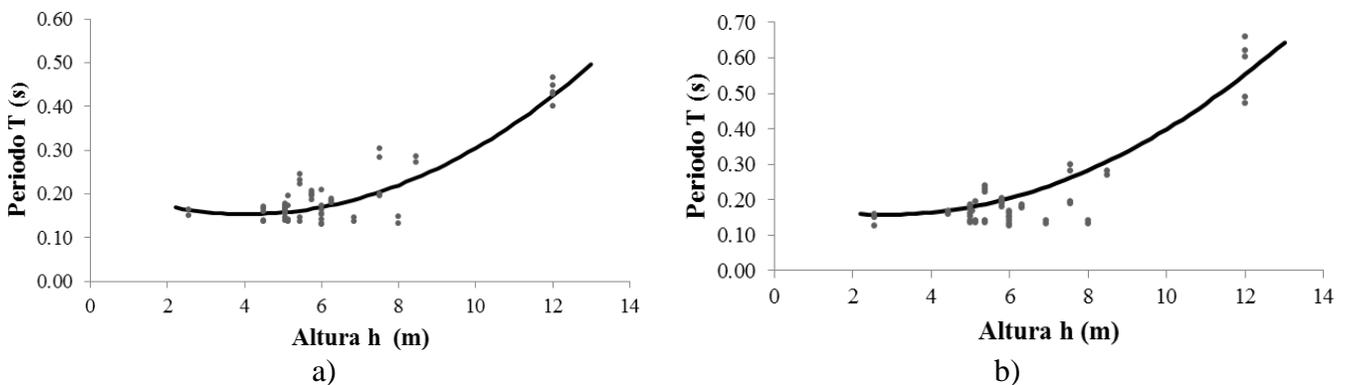


Figura III.26 Curvas de tendencia para la estimación del período fundamental de vibración: a) dirección longitudinal y b) dirección transversal (Candebat *et al.*, 2012a).

III.2.4.2 Factores de ajuste

A pesar que la demanda sísmica de una estructura está definida por varios parámetros de la misma, con la estimación realizada del periodo fundamental de vibración de cada uno de los puentes fue posible estimar sus aceleraciones de diseño. Para ello, se utilizaron los espectros de diseño del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004b) además de sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) (GDF, 2004a) y del ASSTHO LRFD (ASSTHO, 2010). Debido a que se conoce la georreferenciación de los puentes vehiculares registrados, es posible identificar el tipo de suelo (I, II, IIIa, IIIb, IIIc y III d) en el cual se encuentran desplantados según las especificaciones de las NTCS (GDF, 2004a) con ello es posible conocer el espectro de respuesta que le corresponde a cada puente. Al realizar una comparación entre las intensidades para las cuales fueron diseñadas las funciones de vulnerabilidad empleadas y las intensidades que se tienen en la zona de estudio se podrá hacer una corrección del daño esperado que por el momento se ha estimado con las funciones propuestas por Reinoso *et al.* (2009) y Bignell *et al.* (2009).

III.2.4.2.1 Espectros inelásticos de la AASHTO LRFD-2010

En las especificaciones de diseño para puentes vehiculares que propone la AASHTO (2010) se presenta el espectro de pseudoaceleraciones de diseño, así como los factores que modifican sus ordenadas espectrales. El espectro elástico tipo se representa en la figura III.27.

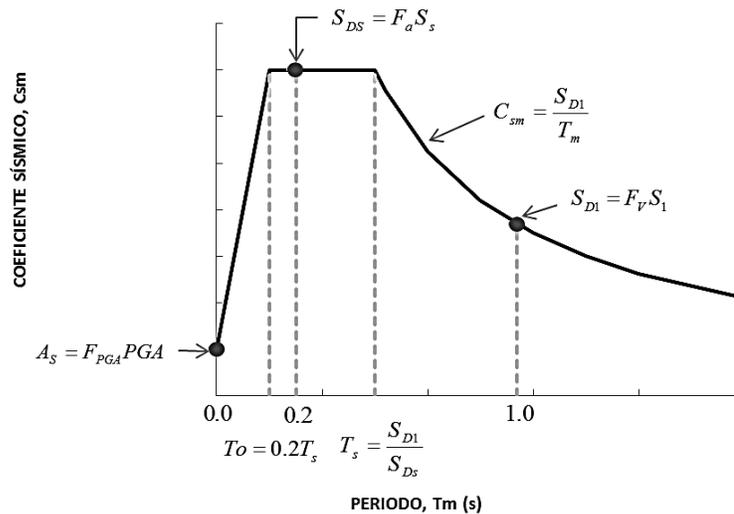


Figura III.27 Espectro elástico de diseño según las especificaciones de diseño sísmico para puentes (AASHTO, 2010).

Tal espectro considera un amortiguamiento estructural del 5% y se construye con el uso de tres coeficientes de aceleración espectral: PGA para un periodo $T=0$ s; s_s para un $T=0.2$ s (periodo corto); y s_1 para $T=1.0$ s (periodo largo). Los valores de PGA , s_s y s_1 se obtienen de los mapas de aceleraciones espectrales que se indican en la sección 3.4.1 de la ASSTHO LRFD (ASSTHO, 2010). Cada uno de estos coeficientes de aceleración espectral se debe multiplicar por un factor denominado coeficiente de sitio cuya función es modificar los valores de los coeficientes PGA , s_s y s_1 para obtener

las intensidades sísmicas presentes en cada tipo de suelo (*A* , *B* , *C* , *D* , *E* y *F*) cuyas características se indican en la sección 3.4.2.1 de la AASTHO LRFD (AASHTO, 2010).

Las aceleraciones espectrales son determinadas con ayuda de las siguientes expresiones:

$$A_s = F_{PGA} PGA \quad (3.14)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (3.15)$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (3.16)$$

donde,

- A_s Coeficiente de aceleración máxima efectiva.
- S_{DS} Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 0.2 s.
- S_{D1} Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 1.0 s.
- F_{PGA} Coeficiente de sitio para la aceleración máxima del suelo.
- PGA Coeficiente de aceleración máxima del suelo sobre roca (clase A).
- F_a Coeficiente de sitio para la aceleración espectral correspondiente a 0.2 s.
- S_s Coeficiente de la aceleración espectral para un periodo de 0.2 s sobre roca (clase A).
- F_v Coeficiente de sitio para la aceleración espectral correspondiente a 1.0 s.
- S_1 Coeficiente de la aceleración espectral para un periodo de 1.0 s sobre roca (clase A).

La curva del espectro de diseño se crea con las siguientes consideraciones:

- a) Para periodos menores o iguales a T_0 , el coeficiente de aceleración espectral de diseño, C_{sm} debe ser tomado como:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (3.17)$$

en el cual,

$$T_0 = 0.2T_s \quad (3.18)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.19)$$

donde, T_m es el periodo de natural de vibración de la estructura y T_s es el periodo en el cual el espectro cambia de ser independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo T_m .

- b) Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s el coeficiente de aceleración espectral de diseño debe ser tomado como:

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.20)$$

- c) Para periodos mayores que T_s el coeficiente de aceleración espectral de diseño debe ser tomado como:

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad (3.21)$$

Se calcularon los espectros de respuesta elástica para una de las situaciones más desfavorables, es decir, se determinaron para aquellas zonas dentro de los estados de California e Illinois donde se presentan los mayores coeficientes de aceleración según los mapas de las figuras III.28 y 29.

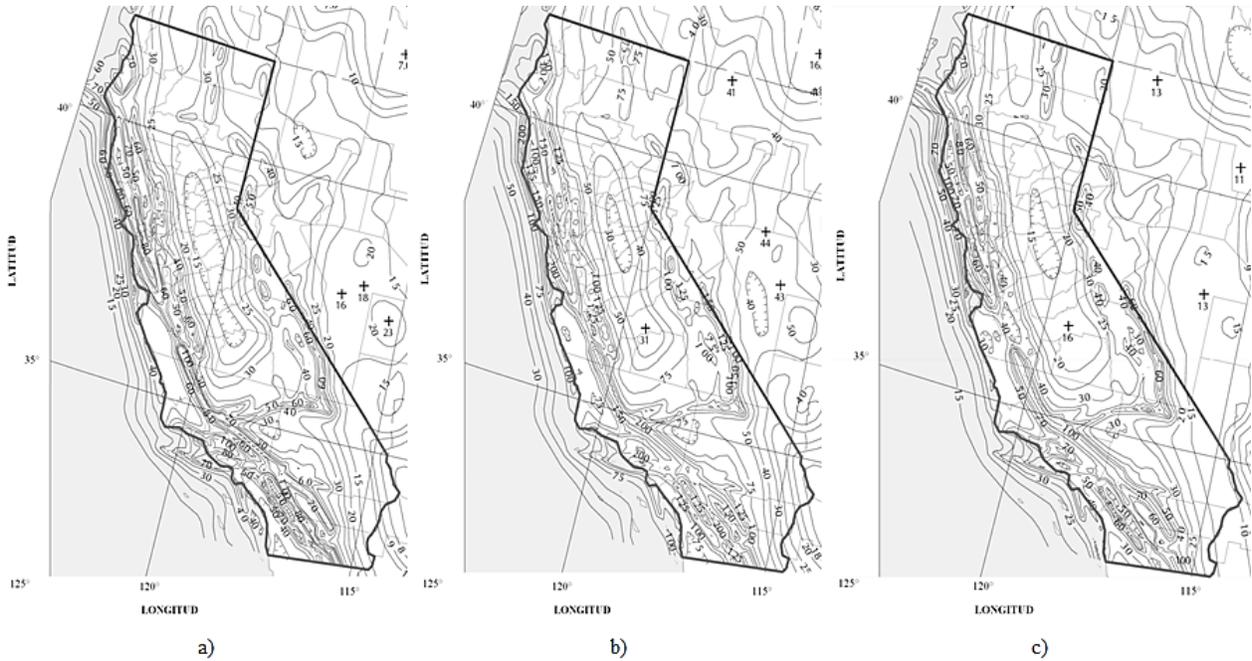


Figura III.28 Mapas de coeficientes de aceleración, con un 7% de probabilidad de ser excedida en 75 años, para el estado de California: a) $T=0.0$ s (PGA), b) $T=0.2$ s (S_s) y c) $T=1.0$ s (S_1) (AASHTO, 2010).

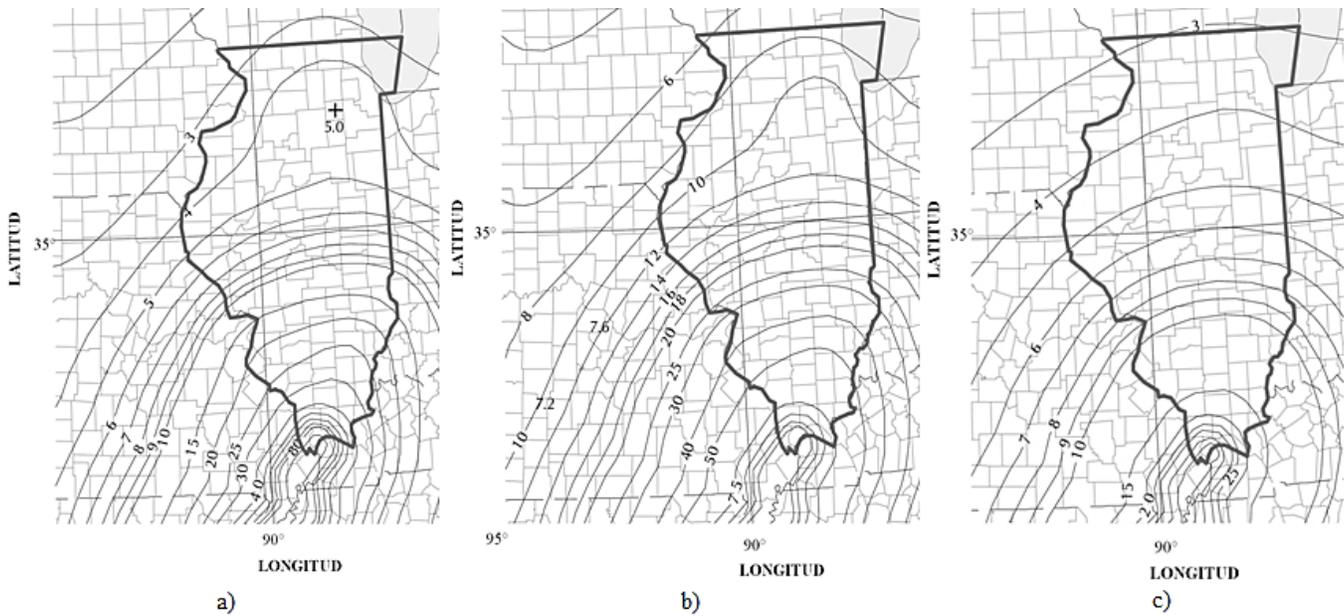


Figura III.29 Mapas de coeficientes de aceleración, con un 7% de probabilidad de ser excedida en 75 años, para el estado de Illinois: a) $T=0.0$ s (PGA), b) $T=0.2$ s (S_s) y c) $T=1.0$ s (S_1) (AASHTO, 2010).

De igual forma, se han considerado los valores de los coeficientes de sitio (F_{PGA} , F_a y F_v) para un suelo tipo A (roca) dichos valores aparecen en las tablas III.9 y 10.

Tabla III.9 Valores para los coeficientes F_{PGA} y F_a (AASHTO, 2010).

SITIO	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

a- El factor coeficiente de sitio es determinado con pruebas hechas en campo

Tabla III.10 Valores para los coeficientes F_v (AASHTO, 2010).

SITIO	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 4$	$S_1 \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	a	a	a	a	a

Debido a que se reconoce la falta de funcionalidad al diseñar un puente vehicular dentro del rango elástico, durante sismos considerablemente grandes, las ordenadas espectrales elásticas son reducidas por un factor R. Con este proceso se espera que la estructura presente un desempeño favorable a través de un comportamiento dúctil. Los valores de este factor se especifican en la tabla III.11 y están en función del tipo de estructura. En este caso se optó por dividir las ordenadas espectrales elásticas entre el valor que corresponde a un desempeño crítico, con ello se está considerando que las intensidades del espectro inelástico están asociadas a las aceleraciones de diseño que provoquen la falla de la estructura.

El valor del factor R se tomó igual a 1.5. Con esta elección se contempla la situación más crítica, es decir, el puente estará sometido a ordenadas espectrales mayores debido a que el factor de reducción es inferior con respecto a los correspondientes para un desempeño crítico o para otro caso (tabla III.11).

La forma en la cual se obtienen los espectros de los estados de California e Illinois es similar, los coeficientes de sitio empleados, así como de los coeficientes de aceleración son tomados de las figuras III.27 y 28, los valores empleados de estos coeficientes se presentan en la tabla III.12.

Tabla III.11 Factores de comportamiento sísmico (AASHTO, 2010).

SUBESTRUCTURA	DESEMPEÑO		
	CRÍTICO	ESENCIAL	OTRO
Pilas tipo muro- Grandes	1.5	1.5	2.0
Pilas de concreto reforzado:			
Con pilas verticales	1.5	2.0	3.0
Pilas de punta	1.5	1.5	2.0
Columnas sencillas	1.5	2.0	3.0
Pilas de acero o de la combinación de acero y concreto:			
Sólo pilas verticales	1.5	3.5	5.0
Pilas de punta	1.5	2.0	3.0
Con múltiples columnas como apoyos de la superestructura.	1.5	3.5	5.0

Tabla III.12 Coeficientes de los espectros empleados.

ESTADO	VALORES										
	Tipo de Suelo	PGA	S_s	S_1	F_{PGA}	F_a	F_V	A_s	S_{DS}	S_{D1}	R
Illinois	A	0.187	0.374	0.103	0.8	0.8	0.8	0.149	0.299	0.082	1.5
California	A	1.183	2.760	0.954	0.8	0.8	0.8	0.946	2.208	0.763	1.5

En la figura III.30 y 31 se presentan los espectros elásticos e inelásticos obtenidos de acuerdo con los datos de la tabla III.12. Los espectros inelásticos serán utilizados para realizar la comparación entre las intensidades sísmicas para las cuales fueron diseñadas las funciones de vulnerabilidad, que se han adoptado, y las intensidades de diseño para las cuales se diseñaron los puentes ubicados en la zona de estudio.

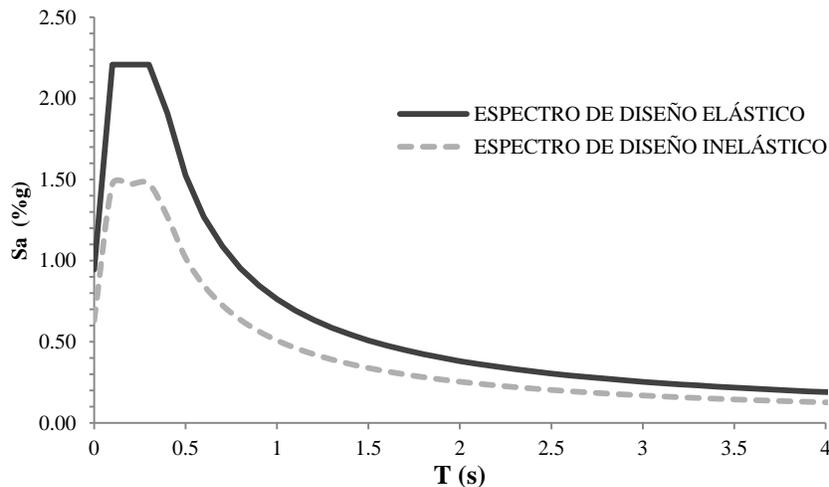


Figura III.30 Comparación entre los espectros elásticos e inelástico para los estados de California. Illinois

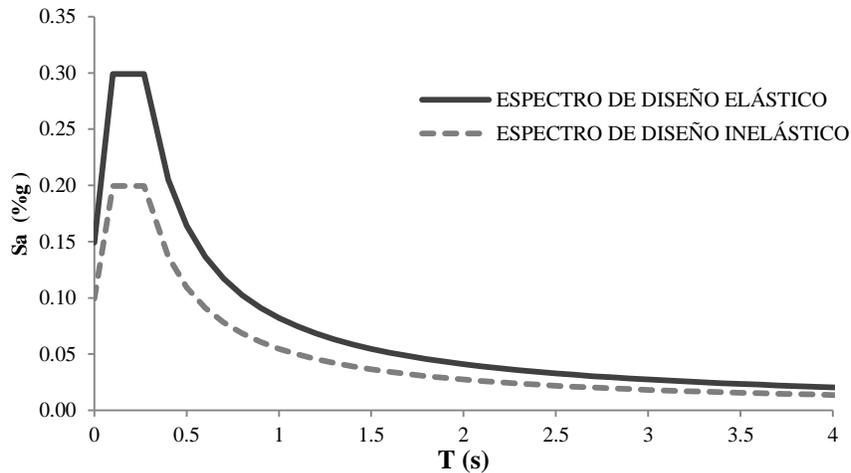


Figura III.31 Comparación entre los espectros elásticos e inelástico para los estados de Illinois.

III.2.4.2.2 Espectros inelásticos del Distrito Federal

En el cuerpo principal de las NTCS-2004 para diseño por sismo del RCDF (GDF, 2004b) se especifica cómo se obtienen las ordenadas espectrales inelásticas para el diseño por sísmico, sin embargo el RCDF sólo indica factores de comportamiento sísmico (Q) para edificaciones, los cuales son los que reducen al espectro elástico de diseño en conjunto con el factor de sobrerresistencia, ante tal situación se optó por hacer uso de los valores de demanda de ductilidad que se proponen en las recomendaciones del diseño de puentes vehiculares del Manual de Obras Civiles de diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008). Los valores de estas demandas están indicados en la tabla III.13.

Tabla III.13 Demanda de ductilidad máxima.

ELEMENTO	DEMANDA DE DUCTILIDAD MÁXIMA	
	Nivel de Servicio	Nivel de Prevención
Pilas en voladizo	1.0	4.0
Pilas que forman parte de un marco	1.5	5.0
Pilas tipo muro en dirección débil	1.5	5.0
Pilas tipo muro en dirección fuerte	<1.0	1.5

Los espectros elásticos fueron determinados para las seis zonas sísmicas en las cuales está dividido el valle de México. Según las NTCS (GDF, 2004a) dichas zonas corresponden a un suelo duro o roca (zona I), transición (zona II) y una zona de lago dividida en cuatro subcategorías (IIIa, IIIb, IIIc y IIId). Una vez que se determinaron los espectros elásticos para las diferentes zonas sísmicas, las ordenadas de éstos se redujeron a través de la aplicación de los factores contenidos en la tabla III.13 de acuerdo a las características de cada puente. Los espectros inelásticos calculados se muestran en las figuras III.32a, 32b y 32c.

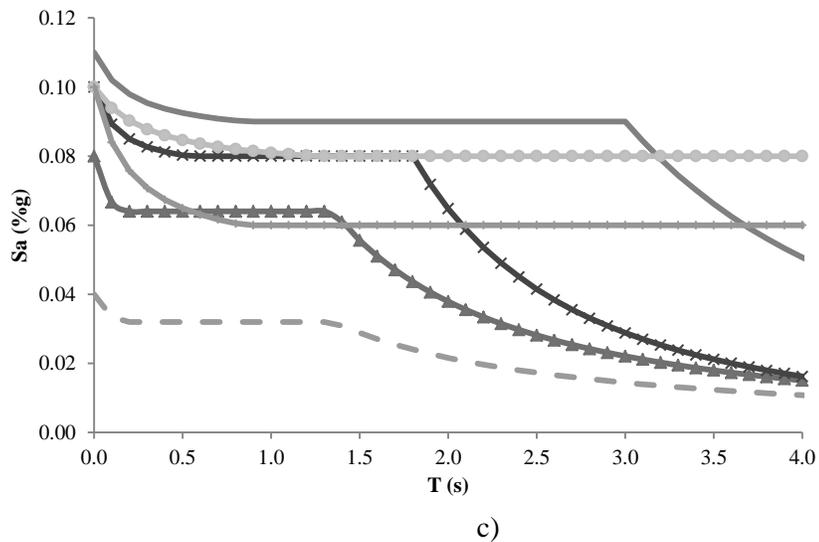
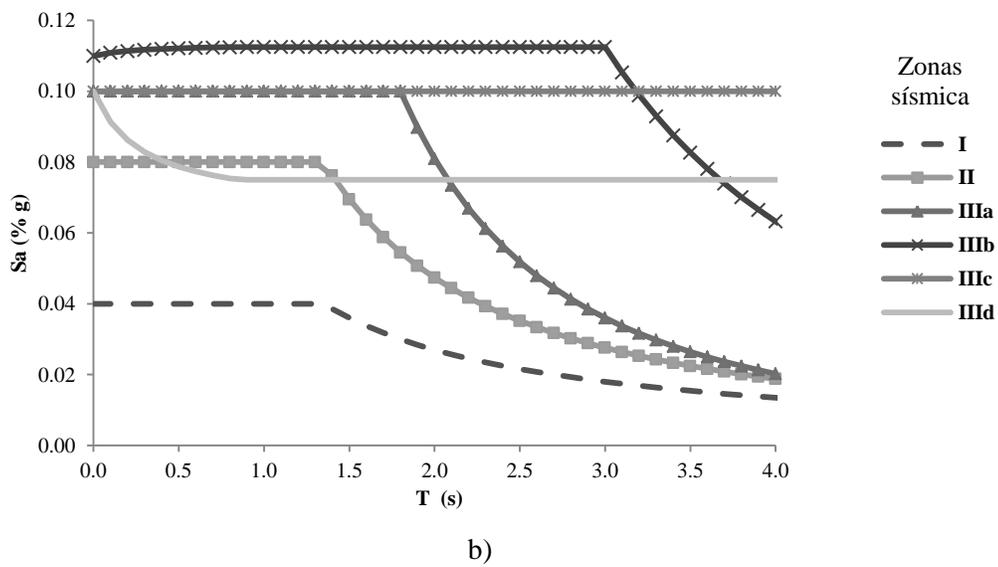
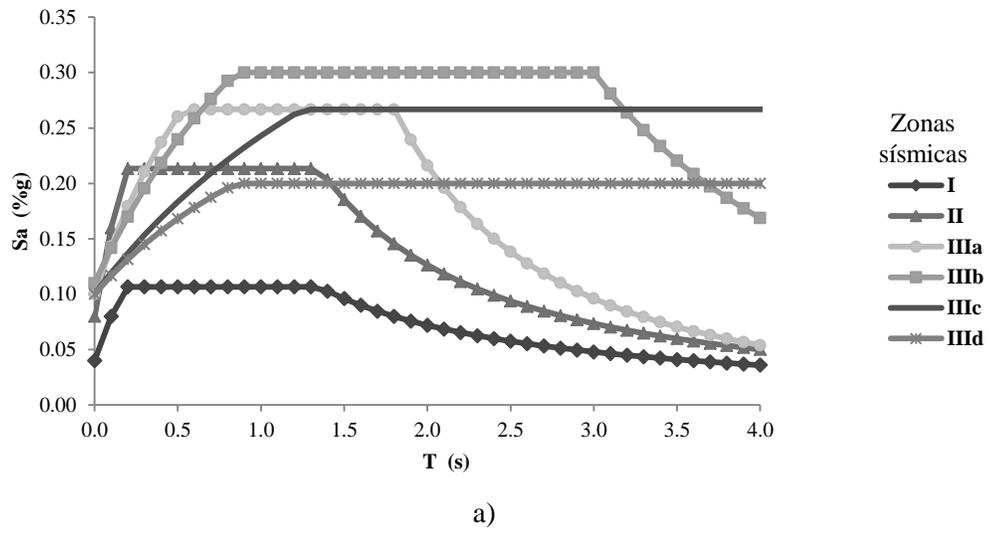


Figura III.32 Espectros inelástico para puentes vehiculares según las NTCS-2004 y las propuestas de la CFE (2008) para a) $Q=1.5$, b) $Q=4$ y c) $Q=5$.

III.2.4.2.3 Estimación de los factores de ajuste

Los factores de ajuste, como se indicó, estiman la relación entre las ordenas espectrales para las cuales fueron construidas las funciones de vulnerabilidad empleadas y las aceleraciones presentes en la zona de estudio. En las figuras III.33 y 34 se aprecia una comparación de los espectros inelásticos para los estados de California e Illinois contra las ordenas espectrales (zona IIIb) del Distrito Federal, en tal situación la comparación de las ordenadas espectrales se realizó para un periodo $T=1s$ y un factor de comportamiento sísmico $Q=4$ (caso del espectro del NTCS, 2004) y un factor $R=1.5$ (para los espectro de la ASSTHO LRFD- 2010). En el caso de la figura III.33 las ordenas espectrales para diseño están más cercanas entre ellas por lo que la variación entre las intensidades es pequeña comparado con el caso de la figura III.34.

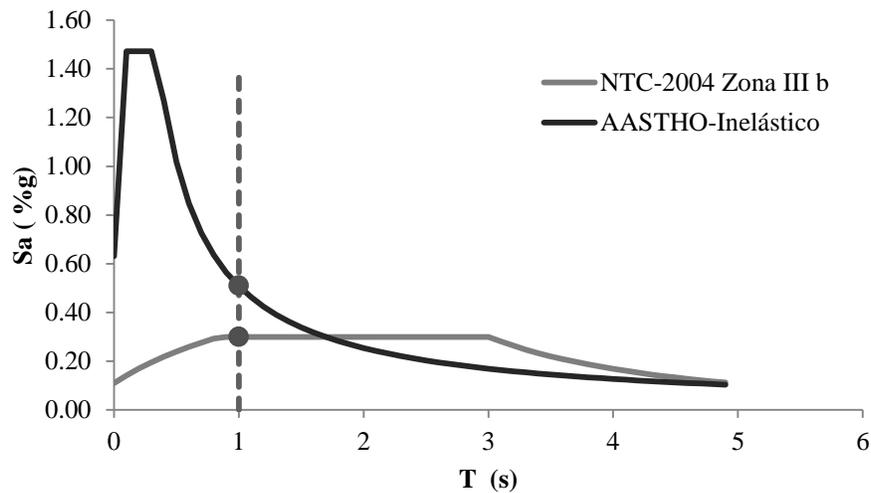
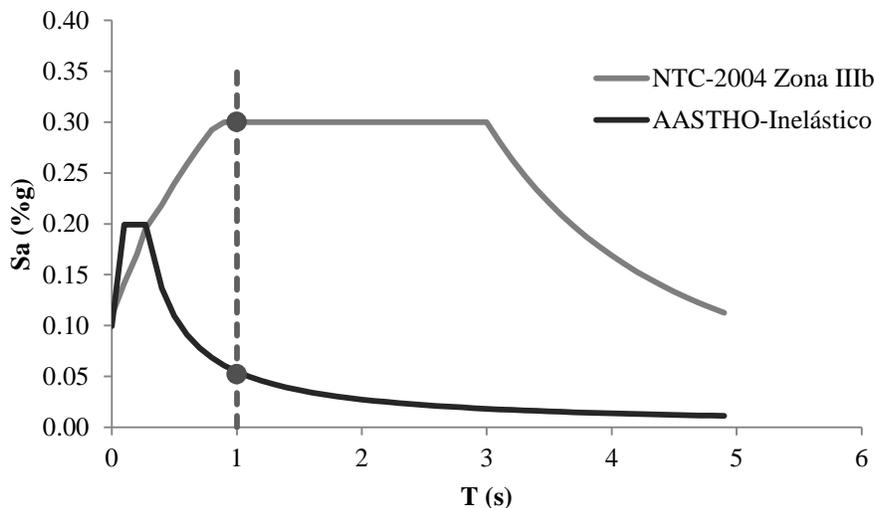


Figura III.33 Comparación de espectro inelástico de California y NTCS-2004 (zona IIIb) para un periodo $T=1s$.



b)

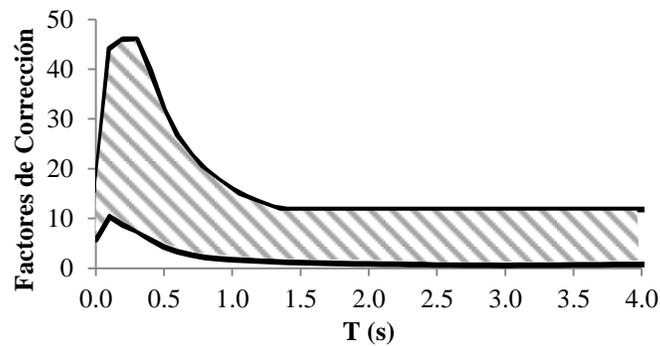
Figura III.34 Comparación de espectro inelástico de Illinois y NTCS-2004 (zona IIIb) para un periodo $T=1s$.

Los valores de las ordenadas espectrales de la figura III.33 y 34 están contenidos en la tabla III.14 donde se presentan los factores de ajuste que se tienen para estos dos casos. Estos factores son los que modifican a las intensidades que están asociadas al valor esperado de daño que se estimó con las funciones de vulnerabilidad empleadas en la sección III.2. 1 y III.2.2.

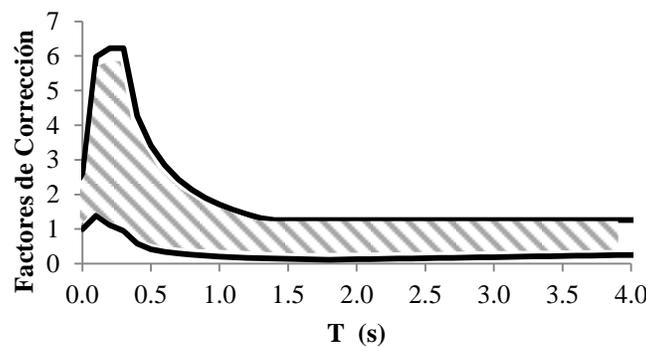
Tabla III.14 Factores de ajuste para un periodo estructural $T=1$ s.

	ESPECTROS		
	California	Illinois	NTCS-2004 (zona IIIb)
Ordenada Espectral (para $T=1$ s)	0.51	0.052	0.3
Factor de ajuste	1.7	0.173	

En las figuras III.35a y 35b se muestran las envolventes de los valores de ajuste que se obtuvieron dentro de un intervalo $0 \leq T \leq 4$ s. Los factores de ajuste están en función del periodo de la estructura, con lo cual indicará a qué intensidades estará sometida, y de su localización. Se encontró que en algunos casos el valor de estos factores es grande cuando el periodo estructural es menor a 1.0 s, esto se atribuye a que el comportamiento de las ondas sísmicas tanto de las regiones para las cuales se crearon las funciones empleadas, como de la zona de estudio son diferentes para tales situaciones.



a)



b)

Figura III. 35 Envolvente de factores de ajuste correspondiente a el: a) estado de California y Distrito Federal y b) estado de Illinois y Distrito Federal.

Con base en dichos valores (F_a), las funciones de vulnerabilidad que han sido ajustadas por lo que tienen la forma mostrada en la figura III.36, en la cual se presenta la curva del daño esperado, con su desviación estándar, de un puente vehicular del tipo V (tabla II.2). Este puente está compuesto por 7 claros y cuenta con un ángulo de esviaje $\alpha = 17.80^\circ$. En el caso 1 se conforma por las curvas sin ser modificadas que definen la vulnerabilidad estructural del puente y el caso 2 se presenta el ajuste de las curvas del caso 1. Para el caso 1 las curvas presentaban el daño esperado, y su desviación estándar, en términos de la aceleración máxima del suelo (PGA), en el caso 2 la curva de vulnerabilidad estructural y la de desviación estándar del daño esperado están en función de la pseudoaceleración (S_a). La vulnerabilidad estructural mostrada en la figura III.36 corresponde a los puentes vehiculares mostrados en la figura III.37.

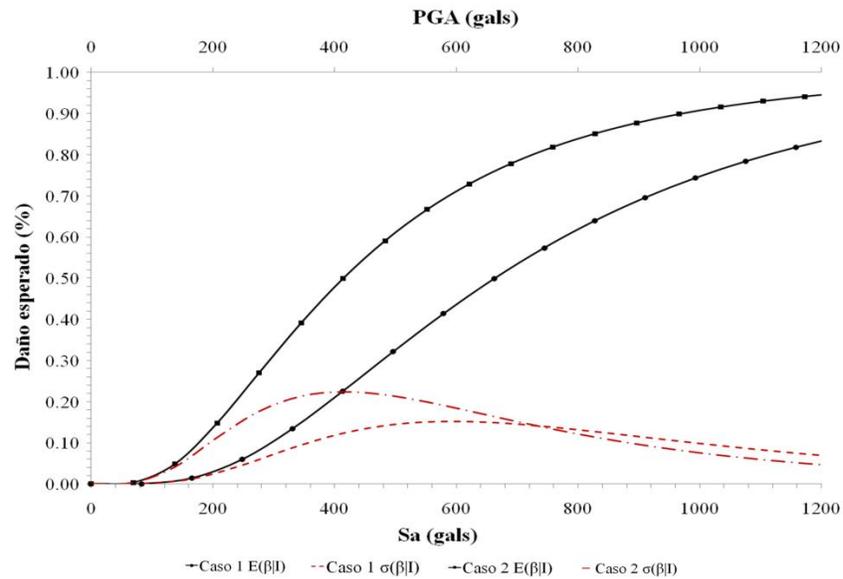


Figura III.36 Curvas de vulnerabilidad adaptadas para la zona de estudio correspondientes a dos puentes vehiculares con: caso 1 ($\alpha=0$) y caso 2 ($\alpha=17.8$).



Figura III.37 Puentes vehiculares para: a) caso 1 y b) caso 2.

Una vez modificadas las funciones de vulnerabilidad, por medio de los factores de ajuste, éstas se trasladaron a un formato específico (*.FVU) como parte del proceso para estimar el riesgo. Esto se realizó con el software ERN_Vulnerability (CAPRA, 2013).

IV. RIESGO SÍSMICO

El riesgo se define como la probabilidad de ocurrencia de pérdidas ya sean económicas o humanas, dentro de un intervalo de tiempo, debido al daño presentado en los activos expuestos ante un fenómeno amenazante. La evaluación de riesgo se compone de tres factores: la probabilidad de ocurrencia de una amenaza potencialmente dañina conocido como peligro; la vulnerabilidad la cual es un indicador del daño esperado debido a que se presentó cierta intensidad; y el costo que es el valor presente de los bienes expuestos.

La evaluación del riesgo sísmico puede ser muy extensa, es posible estimar pérdidas económicas producto del daño directo de la estructura o aquellas que son consecuencia de la falta de la misma, de igual manera es posible cuantificar el número de heridos o muertos. En esta tesis sólo se profundizará en cuantificar las pérdidas económicas debidas al daño estructural en vista de que sólo se dispone de la información necesaria para realizar la estimación de dicho valor.

Para lograr lo anterior, se emplea el software CAPRA-GIS (Yamin *et al.*, 2011) para poder cuantificar las pérdidas, este programa integra de manera probabilística los tres factores mencionados para estimar el riesgo. Su función es determinar para cada puente vehicular de estudio la demanda a la cual estará sometida la estructura a través del empleo de la amenaza definida, con ello se determina el daño esperado, la pérdida que genera es multiplicada por la probabilidad de ocurrencia de la demanda y con ello se tiene la pérdida esperada que dicho escenario genera al puente, esta actividad se repite para toda la carpeta de elementos que están expuestos ante los escenarios considerados.

Con la evaluación del riesgo se tendrá un panorama de las consecuencias probables en las estructuras de estudio debido a la ocurrencia de diversos eventos sísmicos, con los resultados se puede advertir la importancia del funcionamiento, así como del servicio que esta red de infraestructura le brinda a la población de la Ciudad de México.

IV.1 INDICADORES PUNTUALES DE RIESGO

Los indicadores puntuales son cuantificadores o medidas del riesgo, con ellos se pueden obtener algunos parámetros como: la prima pura de riesgo que se define como la Pérdida Anual Esperada que tiene un inmueble o un conjunto de ellos; la Pérdida Máxima Probable la cual es la pérdida de toda la infraestructura o elementos expuestos cuya probabilidad de ser excedida en un tiempo dado está determinada por un lapso denominado periodo de retorno (o su inverso que es la tasa de excedencia), es decir, con este indicador se determinan las cantidades de las frecuencias de excedencia de los valores de

pérdida; la pérdida esperada asociada a eventos específicos; entre otros. El empleo de estos indicadores permite tener un panorama de los escenarios probables para los elementos expuestos, a continuación se describe en qué consisten los indicadores empleados en esta tesis.

IV.1.1 Pérdida anual esperada

Una forma de integrar las pérdidas de los elementos expuestos asociadas a cada escenario es a través de la Pérdida Anual Esperada (EAL, por sus siglas en inglés). Con este indicador es posible conocer la pérdida esperada proyectada en un año con la suposición de que el proceso de ocurrencia de sismos es el mismo cada año y que a las estructuras se les restituye su resistencia inmediatamente después de un sismo. La expresión empleada se muestra a continuación:

$$EAL = \sum_{i=1}^{Eventos} E(P|Evento_i)F_A(Evento_i) \quad (4.1)$$

donde, EAL es la pérdida anual esperada, $E(P|Evento_i)$ es el valor esperado de la pérdida ante la ocurrencia del evento i y $F_A(Evento_i)$ es la frecuencia anual de ocurrencia del evento i . La suma en la ecuación 4.1 se hace para todos los eventos que son potencialmente dañinos o que afectan a la zona de interés.

IV.1.2 Pérdida máxima probable

La Pérdida Máxima Probable o PML (Probable Maximum Loss) es un indicador que permite cuantificar el monto de las pérdidas asociadas a un determinado periodo de retorno o a una tasa de excedencia. El lapso del periodo de retorno depende de los objetivos para los cuales se requieran los resultados, estos valores pueden llegar a variar entre 200 y 1500 años. El valor de la tasa de excedencia se puede obtener con la siguiente expresión:

$$v(p) = \sum_{i=1}^{Eventos} \Pr(P_i > p|Evento_i)F_A(Evento_i) \quad (4.2)$$

donde, $v(p)$ es la tasa de excedencia de la pérdida, $\Pr(P_i > p|Evento_i)$ es la probabilidad que la pérdida p sea excedida dado que ocurrió el evento i , y $F_A(Evento_i)$ es la frecuencia de ocurrencia del evento i . El inverso de la tasa de excedencia es el periodo de retorno de la pérdida p , identificado como Tr .

IV.2 ANÁLISIS DETERMINISTA DE PÉRDIDAS FÍSICAS

Este tipo de análisis consiste en evaluar el riesgo sísmico para uno o varios eventos de interés, a través de éste se pueden conocer, anticipadamente, las pérdidas producidas en una zona o región específica. Generalmente la elección de los escenarios de estudio pretende resaltar aquellos que han sido destructivos según los registros históricos, así como por su posibilidad de su ocurrencia. De igual

manera, estos análisis son útiles para la protección civil en la creación de planes de atención de emergencias.

IV.2.1 Escenarios

Cada uno de los escenarios contenidos en el archivo *.AME están modelados en función de las características de las fuentes sísmicas que afectan al país, con parámetros que cuantifican la magnitud de las intensidades sísmicas y una frecuencia de ocurrencia, sin embargo, hay eventos los cuales son potencialmente más dañinos para lo zona de estudio que otros. La elección de estos escenarios se realizó con base en su magnitud, la cercanía de la fuente sísmica que los origina a la zona de interés, tipo de sismo, así como por su elevada posibilidad de ocurrencia.

IV.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con la información obtenida del estudio de amenaza sísmica, el inventario de los elementos expuestos, así como con la definición de su vulnerabilidad sísmica, se realiza un análisis probabilístico de riesgo con el empleo del software CAPRA-GIS (Yamin *et al.*, 2011). Este programa permite integrar los parámetros mencionados para determinar la pérdida esperada, la pérdida máxima probable, así como la pérdida anual esperada, entre otras características con los cuales es posible conocer los escenarios ante un evento sísmico.

III.3.1 Análisis probabilístico

El modelo empleado para determinar el riesgo sísmico hizo uso de la definición de la vulnerabilidad estructural de los puentes vehiculares de estudio, así como del estudio probabilístico de amenaza sísmica. El programa CAPRA-GIS realiza una evaluación del riesgo a través de los indicadores puntales de riesgo descritos los cuales requieren de los parámetros, previamente definidos, para lograr obtener el valor deseado. Una vez que se definen los datos requeridos por CAPRA-GIS, éste presenta los resultados del valor de daño, así como de la pérdida asociada a éste, de cada elemento estructural de estudio. Además con los resultados obtenidos, se logran identificar aquellos eventos que ante su ocurrencia resultan ser más severos debido al daño que generarían en los puentes vehiculares. De acuerdo a lo anterior, a continuación se enuncian los resultados obtenidos de análisis determinístico.

En la figura IV.1 se muestra el número de puentes vehiculares con su porcentaje de daño anual esperado. Se tiene que poco más de 40 puentes presentan un valor mayor al 0.14%, este porcentaje correspondería a pequeños desplazamientos de las trabes, grietas en pilas o viga y un comportamiento en el rango elástico de los elementos estructurales. En vista de lo anterior, no se presentarían problemas estructurales que impidan su funcionamiento.

En la figura IV.2 se presenta un mapa de la zona de estudio con la distribución del porcentaje de daño esperado de cada puente georreferenciado. Aunque una gran cantidad de los mismos se encuentran en la zona de lago, donde se presentan las mayores intensidades sísmicas, sólo algunos puentes vehiculares muestran daño en contraste con los puentes ubicados en el poniente de la ciudad.

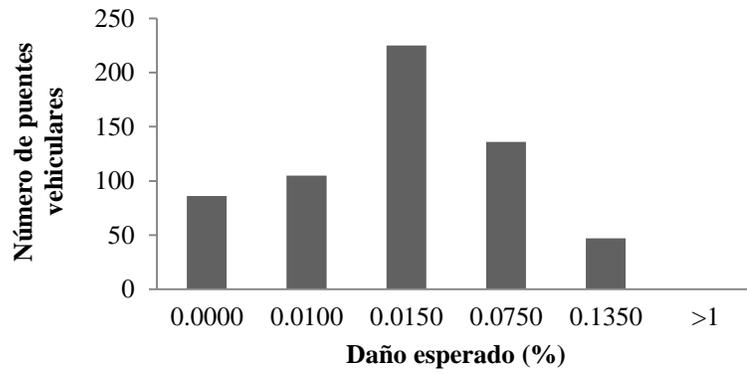


Figura IV.1 Distribución del daño anual esperado de acuerdo al análisis probabilístico

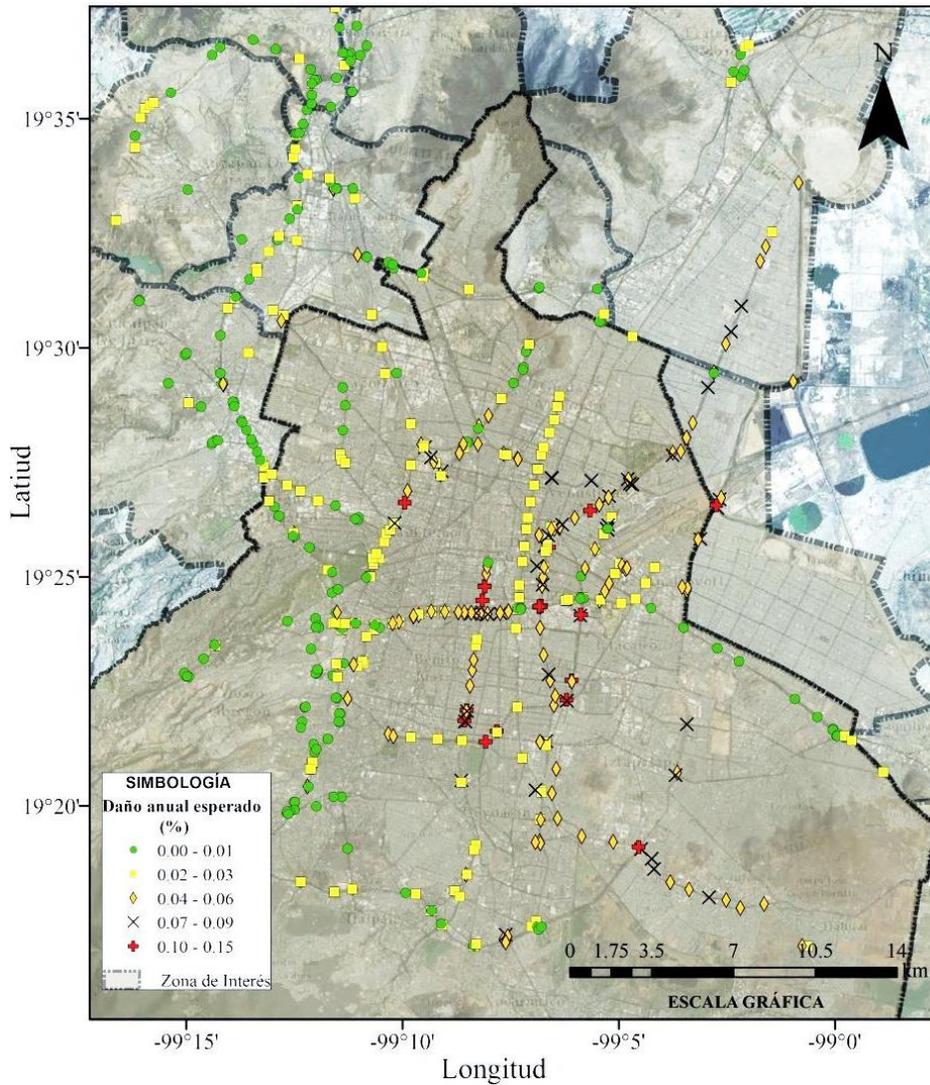


Figura IV.2 Mapa del daño anual esperado de acuerdo al análisis probabilístico.

IV.3.1.1 Pérdida anual esperada

De acuerdo a los resultados obtenidos, la pérdida anual esperada corresponde a un monto cercano de \$40 millones, ésta es la cantidad que se requiere para solventar los daños que se esperan ocurran cada año a causa de las eventualidades sísmicas. Es posible que este valor no represente, por un lado, una cantidad extraordinaria en comparación con lo que cuesta en promedio construir un puente vehicular (\$300 millones de pesos, aproximadamente) sin embargo, la posibilidad de que dicha cantidad sea demandada es tangible e incluso puede llegar a ser excedida, de acuerdo a los antecedentes sísmicos que afectan a la Ciudad de México y a la experiencias en otros lugares del mundo.

En la figura IV.3 se esquematiza la distribución de las pérdidas anuales de cada puente vehicular incluido en la muestra de estudio. Aquéllos que presentan una mayor pérdida corresponden a ciertas secciones del segundo piso de Periférico (principalmente en la zona sur), sin embargo puentes vehiculares que conforman el viaducto Bicentenario ubicado en los municipios de Naucalpan de Juárez, Tlalnepantla de Baz, Tultitlán y Cuautitlán Izcalli no se espera que se presenten porcentajes elevados de daño estructural, es relevante indagar en el comportamiento de los puentes desplantados en estas vialidades debido a que anillo Periférico es una de las principales rutas de comunicación que tiene la ciudad y cualquier afectación que pudiera ocurrir en la misma afectaría a un gran porcentaje de la población.

Asimismo, otros puentes vehiculares que muestran pérdidas significativas están ubicados en el Eje Trocal Metropolitano (conformado por el Eje 3 Oriente, Av. Central, Av. 608 y Av. Oceanía, fig. III.1) el cual inicia en la Avenida Muyuguarda, ubicada en la delegación de Xochimilco al sur de la Ciudad de México, y se prolonga hasta el municipio de Ecatepec en el Estado de México. Ésta es una de las vías que conecta al sur de la Ciudad de México con el norte de la misma a través de varios puentes vehiculares que comunican a diversas avenidas, por lo que serían éstas las afectadas por el daño estructural, principalmente, los puentes que atraviesan en zona de lago (Zona III). En la figura IV.3 se concentran varios puentes que parten con pérdidas de \$100 hasta \$700 mil pesos. Cabe destacar que a pesar del porcentaje del daño anual esperado mostrado en los puentes vehiculares, la pérdida es considerable, sin embargo pero esto se debe al proceso empleado para determinar el costo estimado de los puentes vehiculares de estudio.

De acuerdo a lo anterior, una de las secciones elevadas que presenta una pérdida considerable concierne al tramo elevado de la línea B del STCM. El sistema estructural de estos elementos está conformado por pilas en voladizo de concreto reforzado y su condición de apoyo es simplemente soportado. De forma similar, la línea 12 del STCM, ubicada en sobre la Av. Tláhuac en el suroriente de la Ciudad de México, presentaría los mayores niveles de pérdidas anuales de acuerdo al análisis probabilístico. El tipo de resultado de las pérdidas asociadas a estas secciones elevadas se atribuye a que ambas secciones elevadas cruzan por zonas donde se presentan amplificaciones dinámicas considerables, además su longitud de desarrollo es considerable y ciertas secciones (principalmente en la Línea 12) presentan un ángulo de esviaje diferente de cero, sin ser éste último mayor a 20°.

Otras vialidades con posibilidad de presentar problemas por los daños y pérdidas anuales estimadas serían la Av. Economía y Calle 4, así como con su intersección con el Eje 1 Oriente (Hangares de Aviación Fuerza Aérea Mexicana). En éstas se encuentra ubicado un puente vehicular que conecta el Viaducto (Río de la Piedad) con el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. El puente vehicular mencionado corresponde a un tipo I (tabla III.2).

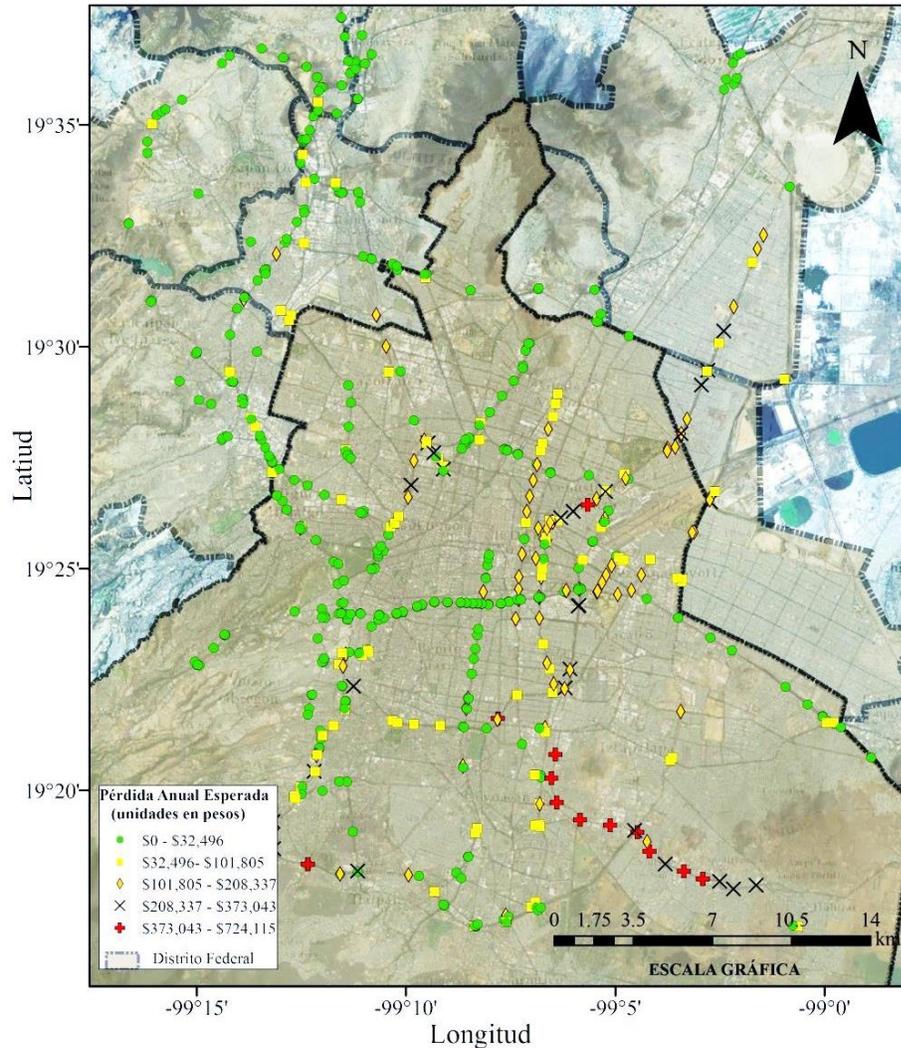


Figura IV.3 Distribución de pérdidas en los puentes vehiculares de estudio de acuerdo al análisis probabilístico.

IV.3.1.2 Pérdida máxima probable

En la figura IV.4 se presenta la curva de la Pérdida Máxima Probable obtenida de acuerdo al análisis probabilístico. Con esta curva es posible estimar el valor monetario de reparación para diversos periodos de retorno, como consecuencia del daño esperado en los puentes vehiculares de estudio. Además es factible indagar, para un periodo de retorno específico, la probabilidad de que la pérdida asociada a dicho periodo de retorno sea excedida en intervalos de tiempo específicos. Estos resultados son útiles para la toma de decisiones en torno a la mitigación y prevención de las pérdidas esperadas.

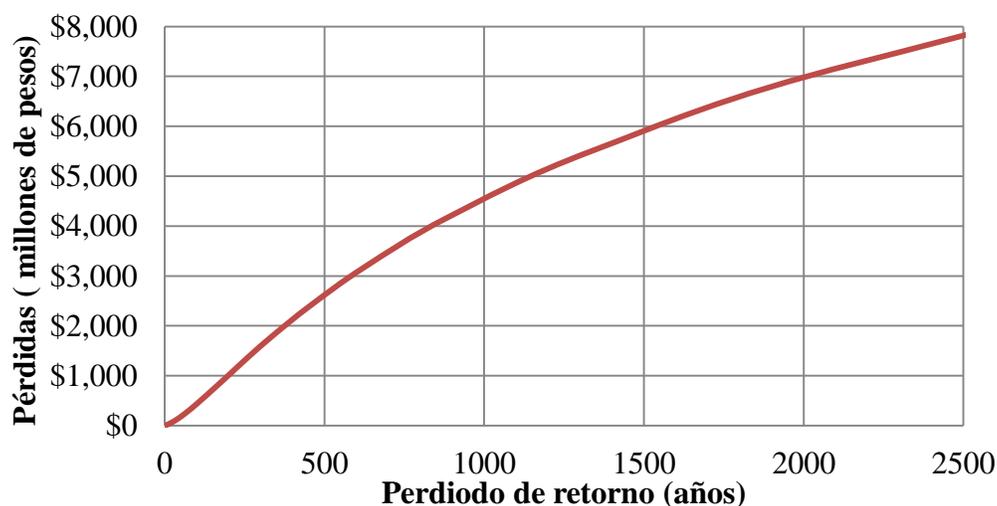


Figura IV.4 Pérdida máxima probable.

IV.3.2 Análisis determinístico

Los escenarios de interés están contenidos en la tabla IV.1. La elección de éstos se realizó con el apoyo de los registros históricos y la sismicidad del país, con ello se tomó interés en los posibles eventos destructivos. Principalmente, se tratan de sismos de subducción localizados en la brecha sísmica de Guerrero, estos eventos son originados en las fuentes sísmicas denominadas Subducción San Marcos y Guerrero. Los eventos generados en las fuentes sísmicas nombradas como Subducción Ometepec y Oaxaca Nuevo se utilizaron para estimar las pérdidas, además de los daños, asociadas ante la ocurrencia del sismo del 20 de marzo de 2012 esto con el objetivo de tener un panorama de lo que se debió esperar ante dicho sismo. Adicionalmente, dentro de la tabla se anexa la información de los eventos “críticos” de acuerdo al análisis probabilístico, estos eventos se originan en las fuentes sísmicas nombradas como Profundidad Intermedia Centro y Profundidad Intermedia Oeste.

Tabla IV.1 Eventos sísmicos de interés y perdidas esperadas ante su ocurrencia.

CASO	EVENTO	FUENTE SÍSMICA	MAGNITUD (M)	FRECUENCIA	PÉRDIDA, E(P) (millones de pesos)
1	EV1	Subducción Guerrero_SF7	8.28	2.02E-05	2239
	EV2	Subducción San Marcos_SF2	8.28	3.63E-05	1583
	EV3	Subducción Guerrero_SF6	8.28	2.02E-05	1415
	EV4	Subducción San Marcos_SF1	8.28	3.65E-05	828
2	EV5	Subducción Ometepec_SF4	7.12	6.52E-04	11
	EV6	Oaxaca Nuevo_SF31	7.02	1.18E-03	10
	EV7	Oaxaca Nuevo_SF24	7.02	1.51E-03	8
	EV8	Oaxaca Nuevo_SF28	7.02	1.51E-03	8
Eventos sísmicos “críticos” seleccionados con base en el análisis probabilístico					
3	EV9	Profundidad Intermedia Centro_SF56	7.66	3.00E-04	5610
	EV10	Profundidad Intermedia Oeste_SF11	7.57	2.57E-04	5110
	EV11	Profundidad Intermedia Centro_SF55	7.66	3.00E-04	3360
	EV12	Profundidad Intermedia Oeste_SF12	7.57	2.57E-04	3900

A continuación se analizan los porcentajes de pérdidas, así como la distribución de los puentes vehiculares de estudio con su nivel de daño, ante los escenarios para cada caso indicados en la tabla IV.2. Para un mejor control sólo se analizan para cada caso los eventos que presentan mayores pérdidas económicas (EV1, EV5 y EV9). Como parte complementaria, de acuerdo a los resultados de los tres casos presentados, se crea un mapa en cual se proponen niveles de afectación para las vialidades en las cuales se encuentran desplantados los puentes vehiculares de estudio; “poca o nula afectación”, “moderada” y “severa”. El criterio para conocer el nivel de afectación de las vialidades se realizó con base en el número de puentes vehiculares dañados dentro de las mismas, de esta forma una afectación severa correspondería a el porcentaje mayor de daño esperado que se tendría (30%, aproximadamente, fig. IV. 13) y una afectación nula correspondería a un porcentaje de daño igual a cero. El caso de un afectación modera se considera que el esta vialidad ocurren en promedio porcentajes de daños entre 15 y 20%.

IV.3.2.1 Escenario del evento sísmico para el caso 1

Se selecciona el evento sísmico de $M=8.28$ ubicado en la brecha de Guerrero nombrado como EV1, En la figura IV.5 se presenta la ubicación del mismo, así como las pseudoaceleraciones que produce asociadas a un $T=0.3s$.

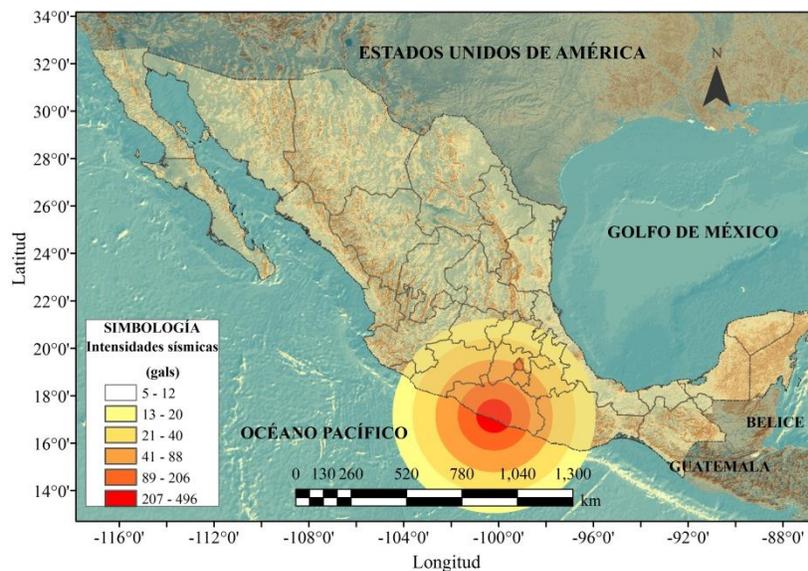


Figura IV.5 Distribución de intensidades ante la ocurrencia de un evento sísmico $M= 8.28$ en la brecha de Guerrero.

En la figura IV.6 se presenta un mapa con la distribución del porcentaje de las pérdidas que se generan ante la ocurrencia del evento sísmico indicado. La pérdida esperada ante los daños de los puentes de estudio se estima de 2,240 millones de pesos. Con base en el análisis de riesgo, se tiene que existe una mayor concentración de pérdidas en el oriente de la Ciudad de México, similar a los resultados del análisis probabilístico, principalmente, en el eje troncal metropolitano y parte de la Av. Tláhuac donde está ubicada la línea 12 del STCM. De acuerdo con la base de datos de los puentes de estudio, una gran cantidad de estos puentes está compuesta por pilas con una columna de concreto

reforzado y simplemente apoyadas, principalmente corresponden a puentes del tipo III y V, según la clasificación propuesta (tabla III.2).

Cabe destacar que los puentes vehiculares con pilas a base de muros de concreto, tanto en el análisis probabilístico como en este caso y como se presentará en los posteriores, no presenta porcentajes de daños considerables. De acuerdo a los resultados del análisis para el evento seleccionado, algunos puentes ubicados en el Circuito Interior y el Viaducto Río de la Piedad presentan un 2.5% de valor máximo de daño. Otro tipo de secciones con esta configuración corresponde a la Línea 4 del STCM, de acuerdo al análisis determinístico esta estructura no presentaría porcentajes de daños relevantes, cómo máximo se tendría un 1%.

Por otro lado, puentes vehiculares como el segundo Piso de Periférico, Viaducto Bicentenario, además de las Autopista Urbana Norte y parte de la Sur, ubicados en el poniente de la Ciudad de México, presentan porcentajes de daño pequeños, esto se atribuye a la poca demanda a la cual pueden estar sometidas estas estructuras al estar desplantadas sobre terreno firme (Zona I).

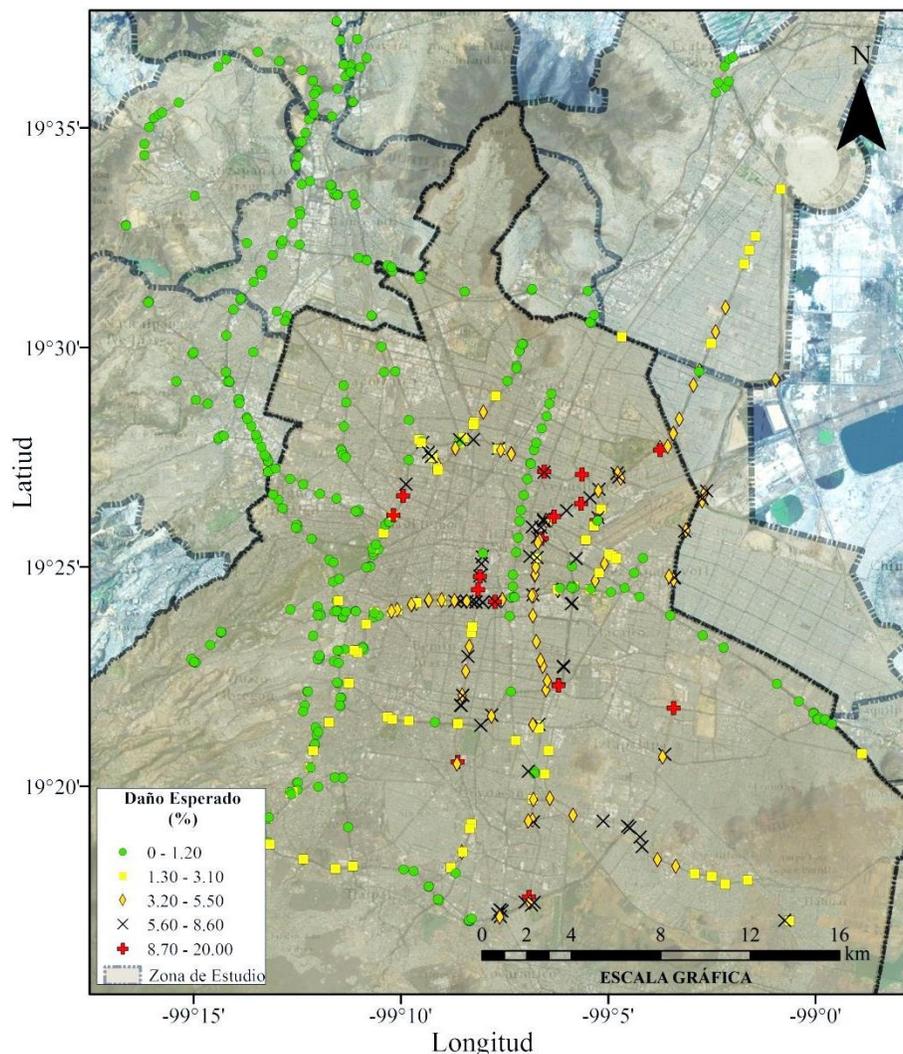


Figura IV.6 Pérdida esperada para el escenario EV1, sismo de subducción en las costas de Guerrero M=8.28.

En la figura IV.7 se presenta el número de puentes vehiculares correspondiente a los porcentajes de daño obtenidos. Se tiene que la distribución de los porcentajes de daños es mayor comparado con los obtenidos del análisis probabilístico, incluso existen algunos puentes que alcanzan un 20% de daño estructural. De acuerdo con un estudio realizado por Stergiou y Kiremidjian (2010) un valor mayor al 20% de daño implica una interrupción en el servicio de la vialidad donde se ubica el puente a causa de las maniobras de reparación, se ha visto que una consecuencia inmediata ante este hecho se presenta un aumento en los tiempos de recorrido o la falta de fluidez del tránsito vehicular. Sin embargo, para niveles de daño superiores a un 40%, Stergiou y Kiremidjian indican que dicho porcentaje es relejo de un daño que impide el uso del puente vehicular, a pesar que éste no haya llegado al colapso. En este último caso la suspensión del tránsito vehicular es ineludible para su reparación. De acuerdo a la reflexión anterior, en este primer caso no se presentan niveles de daño que impidan en teoría el tránsito, sin embargo, un valor de 20% podría ocasionar problemas similares o pérdidas indirectas.

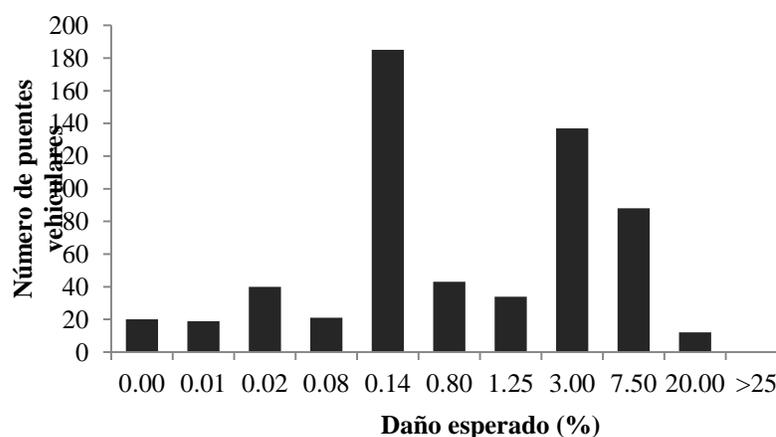


Figura IV.7 Daño esperado para el evento EV1, sismo de subducción en la costa de Guerrero M=8.28.

Para este primer caso, debe notarse que el valor máximo de la pérdida es poco más a los 2 mil millones de pesos a pesar de los valores de daños los cuales de acuerdo al análisis resultaron ser menores a un 20%, sin embargo la posibilidad de la presencia de una disminución en el flujo vehicular es palpable, ante tal situación, una modificación en los tiempos de traslado en las avenidas afectadas sería un detonante para generar otro tipo de pérdidas. Por ejemplo, en el sismo del 20 de marzo del 2012, el puente vehicular Republica Federal estuvo fuera de servicio durante un mes, tiempo en el cual se realizó su reparación. De esta forma, se indagó en las consecuencias de dicho sismo para aplicar el modelo propuesto de esta tesis. Como parte de los análisis determinísticos, a continuación se presenta el caso 2 que corresponde a un evento sísmico con características similares al sismo mencionado.

IV.3.2.2 Escenario del evento sísmico para el caso 2

En este caso se analizan los escenarios ante eventos sísmicos de subducción de M=7.12 con el fin de representar el panorama, a través de la información obtenida de los estudios de amenaza y vulnerabilidad definidos en esta tesis, ante el sismo ocurrido el 20 de marzo de 2012. Si bien es cierto que la magnitud de los eventos de estudio seleccionados es totalmente diferente a la del sismo de marzo (M=7.4), se optó por conocer el daño para esos eventos en vista de que éstos presentan características

similares a las del sismo del mes de marzo. Como se mencionó, en este caso sólo se presenta el daño, así como la distribución del mismo, a través de los mapas para el evento más desfavorable de la tabla IV.1 el cual corresponde al sismo denominado como EV4. Este evento se origina en la fuente sísmica nombrada como Ometepec, en la figura IV.8 se presenta un mapa con las pseudoaceleraciones que genera el evento EV4 para un periodo $T=0.3s$.

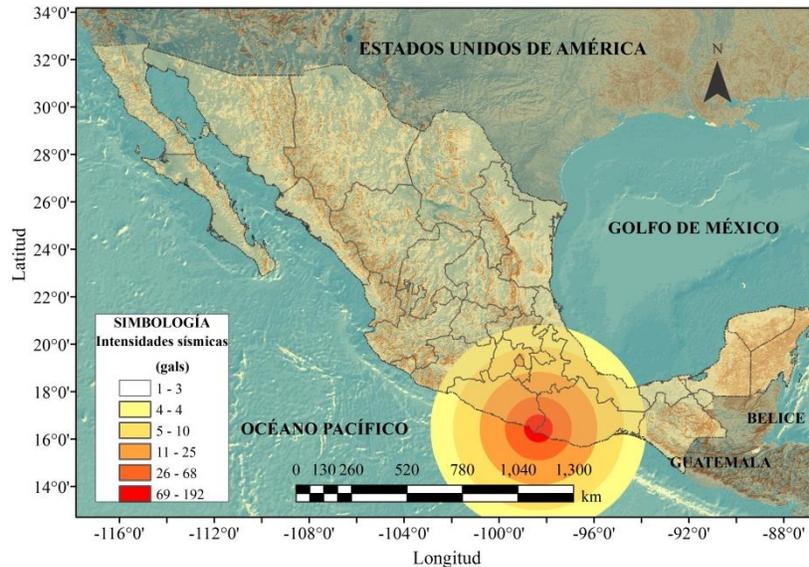


Figura IV.8 Distribución de intensidades ante la ocurrencia de un evento sísmico $M= 8.12$ en la fuente sísmica Ometepec.

Ante la ocurrencia de este evento el análisis de riesgo reveló una pérdida esperada de 10 millones de pesos la cual está asociada al porcentaje de daño presentado en los puentes vehiculares de estudio. Se tiene una ligera noción del costo por los daños reflejados en la infraestructura de la Ciudad de México después de la ocurrencia del sismo del 20 de marzo, el gobierno del Distrito Federal realizó una estimación de 45 millones de pesos, sin embargo una pequeña porción esta suma fue destinada a la reparación del único puente que presentó daños; el puente atirantado Republica Federal el cual presentó un comportamiento inadecuado a causa de una variación en su configuración geométrica por efecto de los asentamientos diferenciales.

De acuerdo al mapa de la figura IV.9, el daño que produce este evento sísmico a los puentes vehiculares es poco significativo, sin embargo existe una mayor distribución del porcentaje de pérdidas, es decir, éste se presenta en diversas zonas de la ciudad. Con base en el análisis determinístico, los resultados obtenidos reflejan que el mayor porcentaje de daño, ante este evento, es de 0.03% el cual es un valor inferior a la pérdida anual esperada obtenida del análisis probabilístico (0.14%). Se espera que cerca de un 50% de los puentes vehiculares estudiados no presenten daño aparente. Según informes realizados por el Gobierno del Distrito Federal, el sismo de marzo de 2012 no ocasionó daños relevantes en este tipo de infraestructura, de esta forma, sólo el puente vehicular atirantado mencionado los presento debido a un caso particular, además éste no se incluyó en este estudio por falta de información. A pesar de los porcentajes de daño, la pérdida esperada no refleja el costo que ocurrido ante este evento, sin embargo, los resultados obtenidos presentan el daño para 600 puentes vehiculares de estudio.

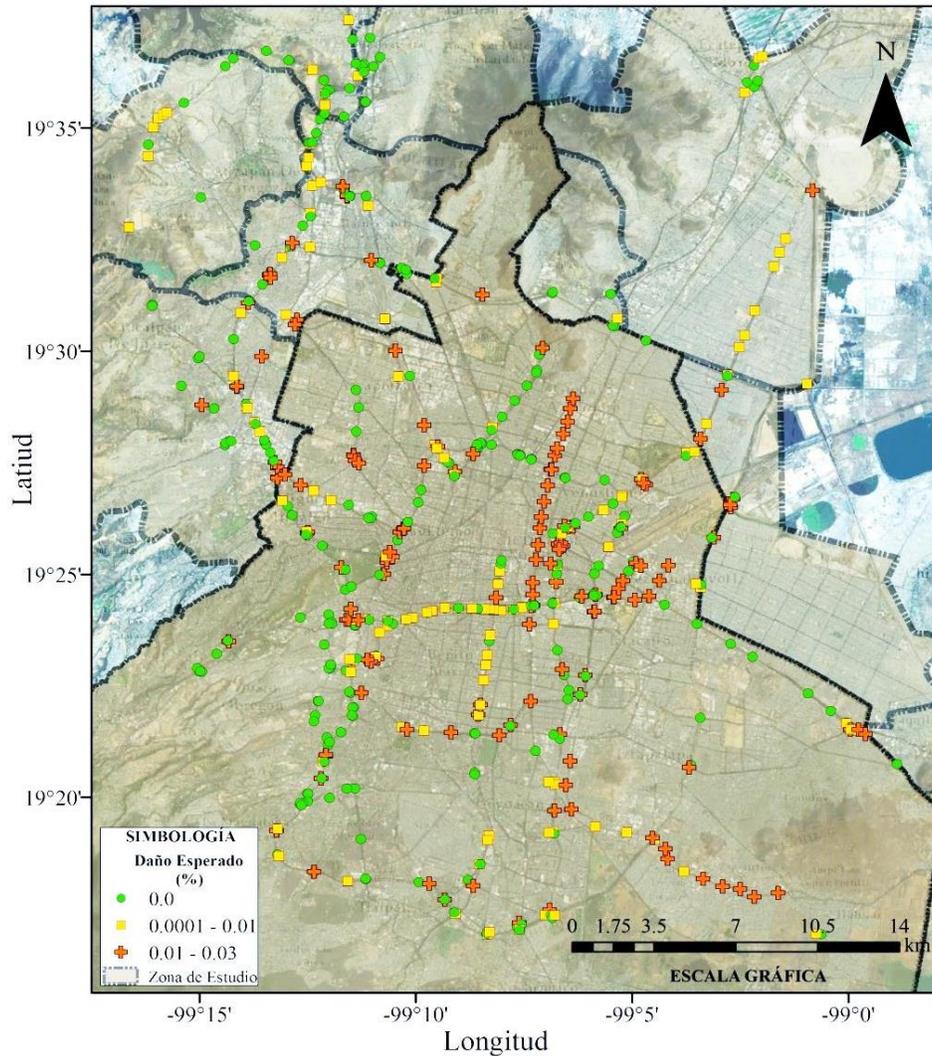


Figura IV.9 Pérdida esperada para el escenario EV4, sismo de subducción Ometepec M=7.12.

Por último, en la figura IV.10 se muestra la distribución del daño esperado debido al evento seleccionado, como se mencionó, existe una mayor concentración de puentes vehiculares que no presentan daño y, sólo una cantidad de ellos tiene un valor cercano a un 0.02% los cuales podrían presentar, básicamente pequeñas fisuras y un comportamiento del puente vehicular en el rango elástico.

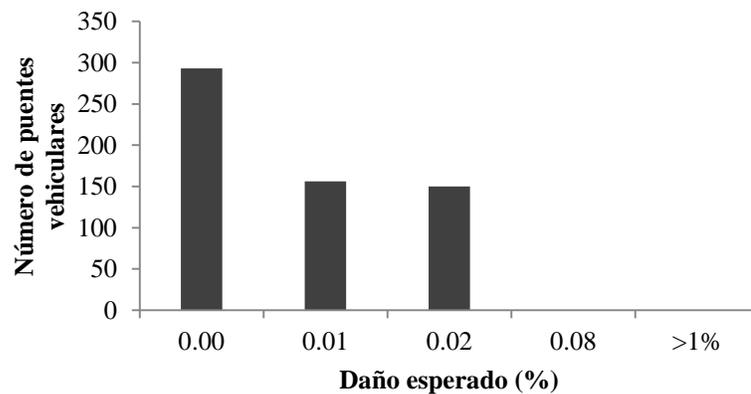


Figura IV.10 Porcentaje de daño esperado para el evento EV4, sismo de subducción M=7.12.

IV.3.2.3 Escenario del evento sísmico para el caso 3

De acuerdo al análisis probabilístico, los escenarios críticos son originados por sismos de profundidad intermedia y de falla normal. En la tabla IV.1 se muestra la frecuencia de estos eventos así como su magnitud y la pérdida esperada obtenida de acuerdo al análisis determinístico. Estos eventos representan un riesgo potencial para los elementos expuestos debido a que se originan próximos a la Ciudad de México. La pérdida estimada para cada uno de estos eventos resulta ser superior a la Pérdida Anual Esperada obtenida del análisis probabilístico, incluso es ligeramente mayor a la pérdida correspondiente a los escenarios de los eventos de subducción presentados en el caso 1, por lo tanto es un caso de interés debido a que este tipo de eventos pueden ser más destructivos para la Ciudad de México a pesar de que los sismos de subducción, por sus características, sean más severos para la ciudad de acuerdo a registros históricos.

Para este caso, el evento seleccionado denominado como EV9 corresponde a un sismo de profundidad intermedia de $M=7.66$. En la figura IV.11 se presenta un mapa con la distribución de las pseudoaceleraciones las cuales originaría ante su ocurrencia asociadas a un $T=0.5$ s. Estas intensidades son a las cuales estaría sometido un gran porcentaje de los puentes vehiculares de estudio.

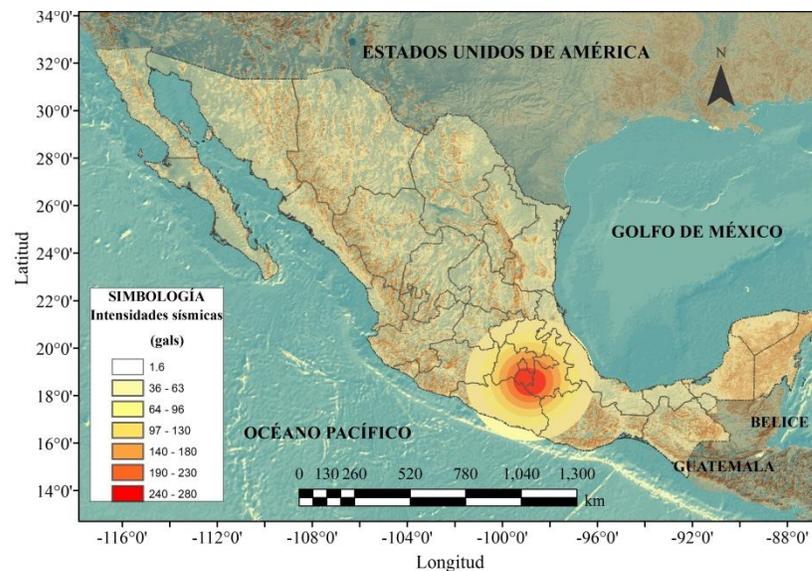


Figura IV.11 Evento sísmico críticos seleccionado según el análisis probabilístico, profundidad intermedia $M=7.66$.

En la figura IV.12 se muestra un mapa con la distribución espacial del porcentaje de daño obtenido al analizar los puentes de estudio debido al evento crítico seleccionado. De acuerdo a los resultados, el panorama ante este sismo refleja que el daño en los puentes vehiculares ocurre para diversas regiones de la ciudad y para diversos tipos, incluso puentes como el segundo piso de Periférico así como ciertos puente ubicados en zona I tienen un porcentaje de daño considerable éste llega a ser de 6%. Los puentes que presentan mayores porcentajes de daño están localizados en la zona de lago, los valores que se tienen van desde un 17.5 hasta un 29.0%. De igual manera que en los casos anteriores, los puentes vehiculares con mayores daños son aquellos que están construidos a base de pilas en voladizo o

de una sola columna, y aquellos con ángulos de esviaje considerablemente grandes. Con relación a los puentes ubicados en el Estado de México, este evento, a pesar ser el más destructivo, no afecta severamente a estos puentes, incluso en los casos anteriores, así como en el análisis probabilístico, los porcentajes de daños en estos puentes vehiculares son básicamente nulos, no se esperan grandes afectaciones en las vialidades dentro de estas áreas pero sí aquellas que conectan a la Ciudad de México como es el caso del Viaducto Bicentenario.

A través del análisis determinístico se estimó la pérdida esperada ante este evento la cual resulta de 5,610 millones de pesos, cuya pérdida es la mayor que se tendría de los escenarios sísmicos considerados en la definición de la amenaza sísmica.

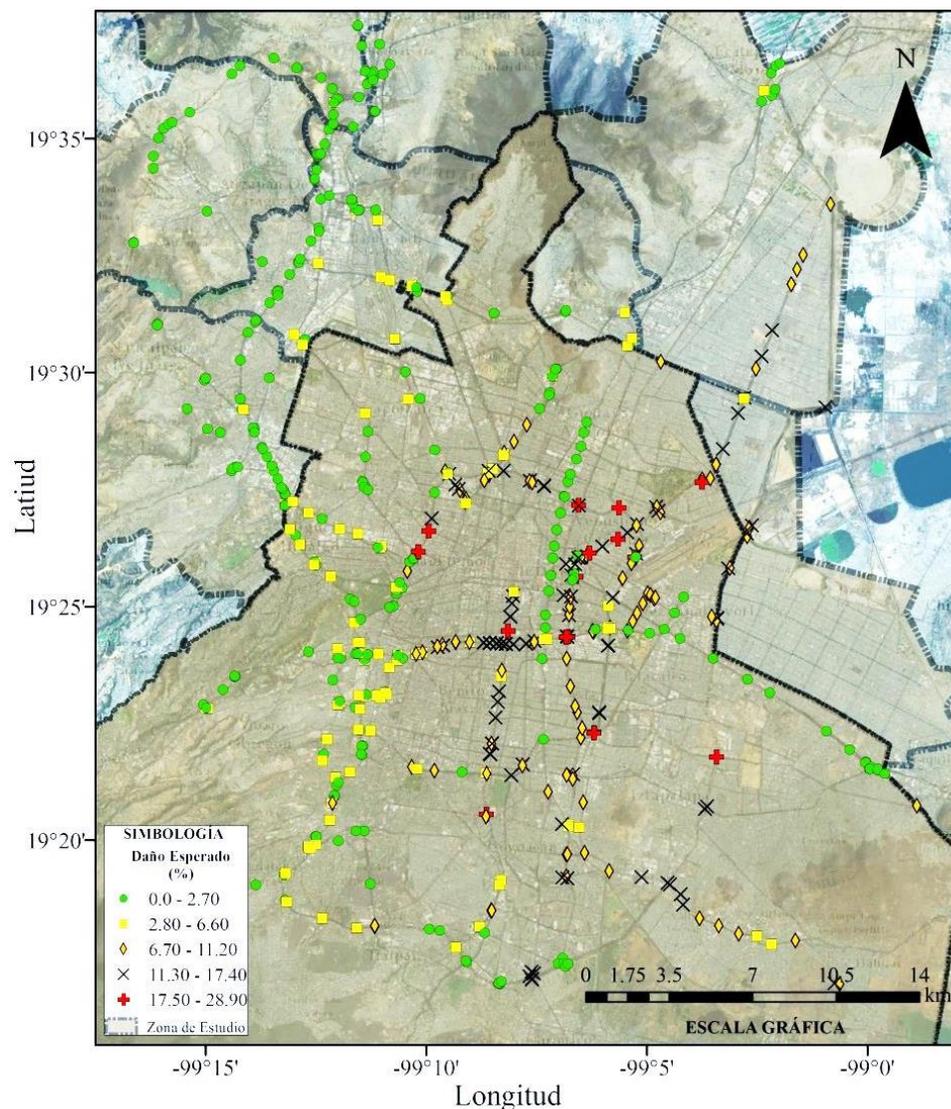


Figura IV.12 Porcentaje de daño de acuerdo al evento EV9.

Para tener un panorama del número de puentes afectados, en la figura IV.13 se muestra la distribución de los daños que origina este evento sísmico. Para el evento seleccionado de este caso (3) el porcentaje de daños es superior, de acuerdo al análisis empleado existen al menos 12 puentes

vehiculares que presentan un daño cercano a 30% y esos se presentan, principalmente, en el Eje Metropolitano, en Viaducto Tlalpan y en el tramo oriente del anillo Periférico.

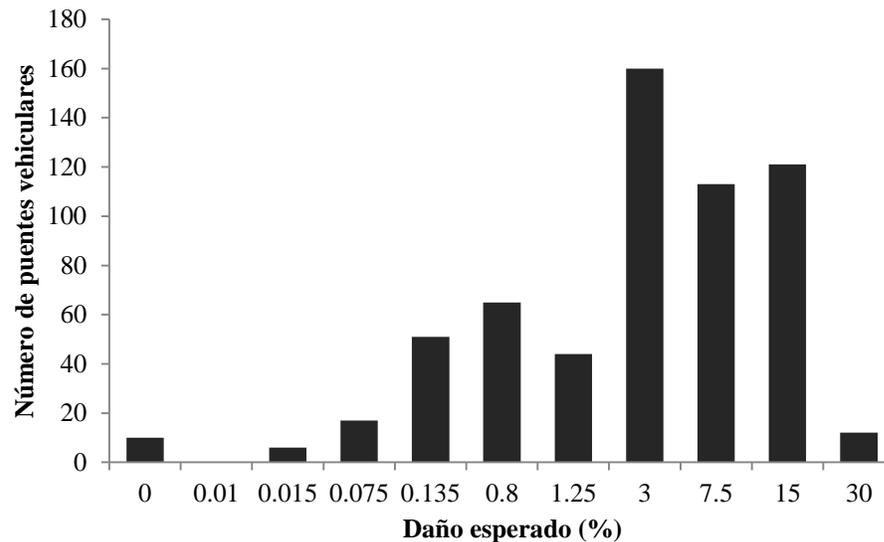


Figura IV.13 Porcentaje de daño esperado para el evento EV9, sismo de profundidad intermedia $M=7.66$

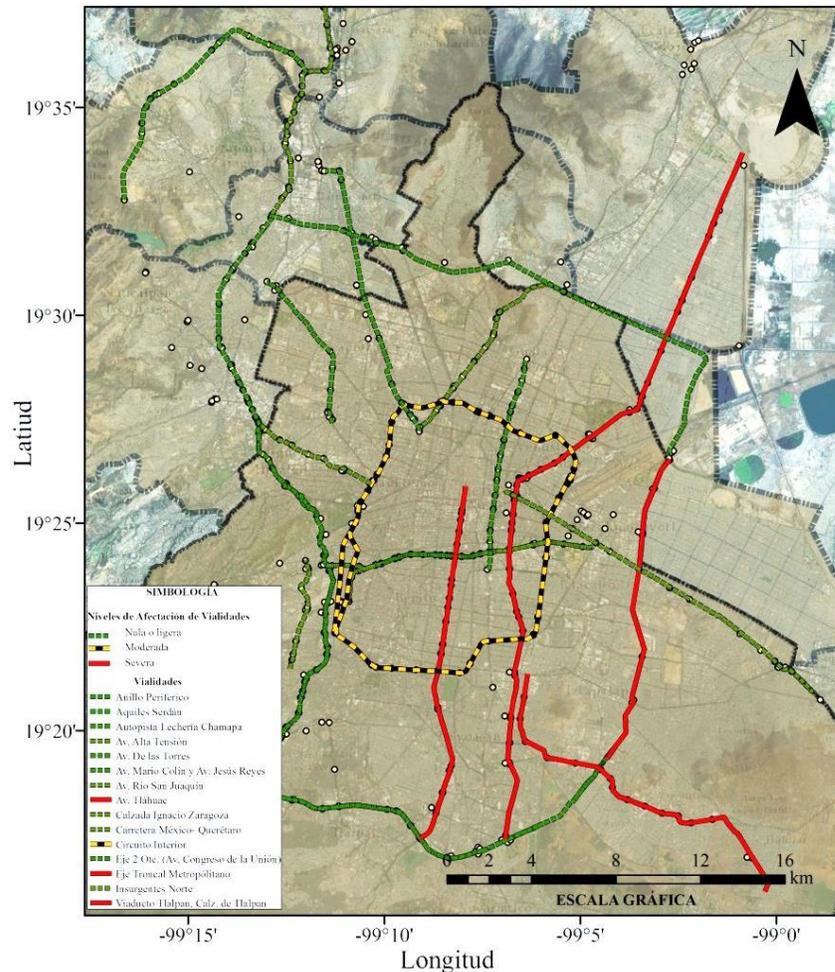
Como conclusión a los resultados obtenidos tanto del análisis determinístico, así como el probabilístico, se logró obtener una perspectiva de los daños probables además de las pérdidas asociadas para los diferentes escenarios considerados. De la información generada, se tiene que no existen puentes vehiculares que presenten un daño mayor a un 20 %, sin embargo, se debe indicar que las curvas que definen la vulnerabilidad estructural no consideran aquellos errores constructivos, los efectos del sitio, así como la variación en las propiedades de los materiales empleados para su construcción, o errores en alguna etapa del proceso constructivo de los puentes vehiculares que generen una modificación en los elementos mecánicos y con ello una mayor susceptibilidad de daño en los puentes de estudio.

Como consecuencia del proceso empleado para determinar el costo de construcción de los puentes vehiculares de estudio, con el análisis de riesgo empleado se estiman valores alarmantes de pérdida anual esperada, pérdida esperada para los escenarios de estudio, así como la tasa de excedencia de pérdidas, sin embargo de acuerdo a lo estudiado y a la experiencia en las pérdidas generadas en otras naciones, se debe disponer de dichos montos para que el daño producido por el fenómeno sísmico en este tipo de estructuras sea reparado o en su mejor caso, que este sea menor.

De acuerdo con datos los obtenidos, ningún puente llega a la falla o el colapso, pero sí ocurren daños que pudieran generar tiempos prolongados de traslado por una disminución en su servicio. Por ejemplo, en el evento sísmico del 20 de marzo de 2012 el puente vehicular Republica Federal tardó en ser reparado cerca de un mes, con lo cual se tiene evidencia de la interrupción que se podría presentar en los puentes de estudio.

Como se mencionó en la introducción a los casos de estudio, de acuerdo a los resultados obtenidos para ambos análisis es posible conocer cuáles vialidades son las más afectadas u obstruidas por los daños generados en los puentes ubicados en las mismas. De acuerdo con lo anterior y como parte

completaría en este estudio de riesgo, se creó un mapa en el cual se indican las principales vialidades que serían afectadas directamente. El nivel de afectación propuesto se generó con base en la concentración de puentes vehiculares dañados, de esta forma se disponen de tres niveles de afectación; “nula”, “moderada” y “severa”. El mapa obtenido se muestra en la figura IV.14.



Finalmente, con los resultados presentados se logró conseguir un panorama de las consecuencias ante las eventualidades sísmicas que afectan a los puentes vehiculares ubicados en la zona de interés. De la misma forma, este estudio de riesgo permitió conocer la probabilidad de excedencia de las pérdidas para diversos periodos de retorno. Con esta información, se amplía el conocimiento para valorar las pérdidas probables en este tipo de infraestructura. Adicionalmente, a través de una propuesta se sabe que vías serían afectas y cuales puentes son los más dañados. Lo anterior permite generar conciencia de la importancia que implica tener esta información para así poder planear medidas de prevención y mitigación de daños.

V. CONCLUSIONES

Con el análisis de riesgo propuesto en esta tesis se estimaron los niveles de daño y pérdidas, así como la distribución de estos parámetros, de los puentes vehiculares ubicados en la Ciudad de México. El análisis permitió comprender y analizar los posibles escenarios ocasionados ante un sismo o ante la excedencia de ciertas intensidades. Con la elaboración de esta investigación de riesgo, se motiva a desarrollar más estudios que permitan profundizar en estos campos de conocimiento. La importancia de mantener una perspectiva de las consecuencias ante el fenómeno sísmico permitirá enfrentar eficientemente los problemas que provocan estas eventualidades.

La amenaza sísmica empleada en esta tesis se llevó a cabo a través del PHSA. Con este análisis se modelaron las intensidades sísmicas que afectan a la zona de estudio, además, con ello fue factible caracterizar las regiones sismogénicas y, a partir de la sismicidad de la región y de los registros históricos, se crearon los escenarios estocásticos que en conjunto definieron al fenómeno amenazante. Asimismo, con este estudio se permitió involucrar la variabilidad de ocurrencia de los eventos sísmicos por medio de la tasa de excedencia, definir las principales fuentes sísmicas, medir los efectos de sitio y la distribución espacial de las pseudoaceleraciones que son producto de la sismicidad de la región.

Los elementos que integran la exposición de estudio está conformada, principalmente, de puentes vehiculares con pilas a base de columnas o muros de concreto reforzado, puentes vehiculares con pilas de acero, pasos a desnivel y tramos elevados del Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM). De esta forma, se identificaron cerca de 600 elementos los cuales se encuentran distribuidos en las principales redes viales del Distrito Federal y de algunos municipios del Estado de México. A todos los puentes de estudio se les determinaron sus principales componentes estructurales, su geometría y el tipo de material. Se despreciaron aquellos componentes del puente vehicular que no influyen de manera relevante en el comportamiento de los puentes estudiados.

Por otro lado, con el empleo de las expresiones propuestas de Shinozuka *et al.* (2003) y Bignell *et al.* (2009) así como de los valores de mediana y desviación estándar del estudio hecho por Reinoso *et al.* (2009) para definir las curvas de vulnerabilidad de ciertos tipos de puentes, fue posible cuantificar el daño de los puentes en estudio ante una intensidad sísmica dada.

La clasificación para las vialidades elevadas propuesta en esta tesis, con base en las características y geometría de los elementos estructurales, facilitó hacer uso de las curvas y funciones de vulnerabilidad empleadas.

Debido a que las expresiones y curvas empleadas para determinar el daño de los puentes vehiculares, ubicados en la zona de estudio, fueron creadas para puentes situados en los estados de California e Illinois, en Estados Unidos, se recurrió a encontrar una relación entre los parámetros de diseño empleados en ambas zonas para conocer bajo qué intensidades se diseñaron los puentes vehiculares, y con ello, definir las curvas de vulnerabilidad empleadas. Esta relación se logró por medio de los espectros de diseño del RCDF (GDF, 2004b) y la AASHTO LRFD-2010 (AASHTO, 2010). Con estos espectros fue viable estimar las intensidades para las cuales, según las características, los puentes fueron diseñados. A partir de estas intensidades se determinaron unos factores de ajuste.

Con la creación de los factores de ajuste fue posible modificar las expresiones empleadas y adaptarlas a las condiciones presentes en la zona de estudio. Estos factores están en función de la estructuración de los puentes, de su periodo fundamental de vibración y su ubicación geográfica. Los factores empleados fueron determinados para las condiciones más desfavorables, esto permitió tener resultados conservadores.

El riesgo sísmico de los puentes vehiculares, así como de las secciones elevadas del STCM ubicadas en la zona de estudio, se determinó por medio de un análisis probabilístico, de esta forma fue factible cuantificar la tasa de excedencia de pérdida para diferentes periodos de retorno así como la pérdida anual esperada. Adicionalmente, se obtuvo la pérdida esperada para diferentes escenarios de interés por medio de análisis conocido como determinístico.

Para ambos casos de análisis de riesgo se lograron generar mapas de pérdidas y daño, lo que permitió identificar los puentes más susceptibles de presentar cualquiera de estos dos parámetros, con estos mapas es posible conocer qué rutas o vialidades podrían ser las más afectadas.

Los resultados del análisis probabilístico de riesgo arrojan un daño anual esperado, para un elevado porcentaje de los puentes, cercano a un 0.5%. Además, con este análisis se estimó una pérdida anual esperada próxima a los 36 millones de pesos. Es importante mencionar que en el análisis probabilístico empleado no se considera el deterioro que puedan presentar los elementos expuestos debido al paso del tiempo, por eventos sísmicos previos o por otro tipo de fenómeno que pudiera generar un cambio en la configuración estructural y con ello un aumento en la susceptibilidad de daño (como es el caso de los asentamientos diferenciales).

Mediante el análisis determinístico se conoció el panorama ante la ocurrencia de los eventos analizados, principalmente sismos de subducción y de profundidad intermedia que corresponde a los escenarios “críticos”. Los puentes con más daño, de acuerdo a este análisis, son aquellos que están ubicados en la zona de lago (zona III del RDCF en sus NTCS 2004), que es similar al daño anual esperado de cada puente vehicular de acuerdo con el análisis probabilístico, en donde, los mayores niveles de daño se presentaron en los puentes desplantados en fírmela misma zona (zona III). Esta variabilidad indica que a pesar que los sismos de subducción son los que más afectan a la Ciudad de México, su probabilidad de ocurrencia es considerablemente baja. Por el contrario, sismos de falla normal o locales resultan ser menos severos para estas estructuras por la cercanía a la Ciudad de México y la fuente donde se origina. Los puentes con pilas compuestas de una columna o en de voladizo, con

longitud de desarrollo mayor a los 500 m. y ángulo de esviaje mayor a 20°, son los que presentaron un mayor nivel de daño de acuerdo al análisis determinista o el de los eventos de interés.

Cabe destacar que los puentes vehiculares atirantados son los únicos que no se incluyeron dentro del análisis de riesgo debido a la falta de información para determinar su comportamiento, algunos de estos puentes están desplantados en zonas donde se presentan las aceleraciones máximas del suelo (transición y de lago). A pesar de ser pocos puentes de este tipo, éstas se encuentran en puntos importantes de la vialidad de la Ciudad de México lo cual indica la importancia de cuantificar o definir la vulnerabilidad estructural de estos puentes atirantados ante las intensidades sísmicas a las cuales serían sometidos.

Con la metodología empleada se puede profundizar en estimar el riesgo para diversos sectores o zonas que hayan presentado un daño mayor, éstas pueden estar delimitadas por delegaciones, vialidades o por los negocios o niveles económicos que se vean gravemente afectados.

IV.1 RECOMENDACIONES

Debido a que las funciones de vulnerabilidad empleadas arrojaron una estimación razonable del daño a través de ciertas hipótesis, se estimula a realizar estudios más detallados enfocados en conocer el comportamiento estructural ante la amenaza sísmica, de los diversos puentes vehiculares que se tienen en la Ciudad de México. Esto permitirá definir, específicamente, la vulnerabilidad de estas vialidades y con ello se podrá refinar el cálculo de las pérdidas de este tipo de estructuras ante la ocurrencia de posibles eventos sísmicos.

El estudio de riesgo realizado en esta tesis muestra las pérdidas originadas inmediatamente después de haber ocurrido un evento sísmico, ante dichas circunstancias, se propone elaborar estudios enfocados en la evaluación de pérdidas indirectas. Este tipo de pérdidas, originadas como consecuencia del daño presentado en las estructuras de estudio, puede realizarse con el empleo de los resultados del análisis de riesgo que se estimaron en esta tesis. Una alternativa que permite hacer dicha evaluación es la metodología propuesta por Stergiou y Kiremidjian (2010). Estos investigadores proponen técnicas para estimar las pérdidas económicas indirectas en función del porcentaje de daño presentado en las estructuras después de un sismo. Como parte complementaria del estudio de pérdidas indirectas, se recomienda indagar en la valoración del tiempo de reparación de los puentes vehiculares dañados.

En vista de que los datos recopilados en ésta esta tesis son suficientes para estimar el daño de los puentes vehiculares con el uso de las expresiones empleadas, se recomienda incrementar y refinar la información contenida en la base de datos creada, ya sea para un puente en específico o para todos los puentes estudiados, con esto se podrá estimar su nivel de daño de manera más adecuada.

Se sugiere generar información más detallada del costo de construcción de los puentes. El propuesto en esta tesis (costo por longitud de construcción) arroja un estimado para una gran cantidad de los puentes registrados, sin embargo, entre más se refine este valor se podrá conocer con mayor certeza el riesgo para cada tipo de puente.

ANEXO A

Factores de Corrección Propuesto para la modificación de la funciones de vulnerabilidad de los puentes vehiculares de la Ciudad de México.

CASOS	ANTES 2004								
	C01	C02	C03	C04	C05	C06	C07	C08	C09
ZONA	I	I	I	II	II	II	III	III	III
FR	1.5	4	5	1.5	4	5	1.5	4	5

T, s

0.00	15.76	7.88	6.31	15.77	7.88	6.31	15.77	7.88	6.31
0.10	18.40	10.73	10.63	36.80	18.40	14.72	44.16	21.47	16.36
0.20	13.80	8.18	8.59	36.80	18.40	14.72	46.00	22.49	17.17
0.30	13.80	6.90	7.36	36.80	18.40	14.72	46.00	23.00	17.66
0.40	11.92	5.96	5.65	31.79	15.90	12.72	39.74	19.87	15.54
0.50	9.54	4.77	4.12	25.43	12.72	10.17	31.79	15.90	12.60
0.60	7.95	3.97	3.18	21.19	10.60	8.48	26.49	13.25	10.60
0.70	7.36	3.41	2.73	19.62	9.08	7.27	24.53	11.35	9.08
0.80	6.88	2.98	2.38	18.35	7.95	6.36	22.94	9.93	7.95
0.90	6.49	2.65	2.12	17.31	7.06	5.65	21.63	8.83	7.06
1.00	6.16	2.38	1.91	16.42	6.36	5.09	20.52	7.95	6.36
1.10	5.87	2.17	1.73	15.65	5.78	4.62	19.57	7.23	5.78
1.20	5.62	1.99	1.59	14.99	5.30	4.24	18.73	6.62	5.30
1.30	5.40	1.83	1.47	14.40	4.89	3.91	18.00	6.11	4.89
1.40	5.20	1.70	1.36	13.88	4.54	3.63	17.34	5.68	4.54
1.50	5.03	1.59	1.27	13.40	4.24	3.39	16.76	5.30	4.24
1.60	4.87	1.56	1.19	12.98	4.15	3.18	16.22	5.19	3.97
1.70	4.72	1.52	1.12	12.59	4.07	2.99	15.74	5.08	3.74
1.80	4.59	1.50	1.06	12.24	3.99	2.83	15.30	4.99	3.53
1.90	4.47	1.47	1.00	11.91	3.92	2.68	14.89	4.90	3.35
2.00	4.35	1.44	0.95	11.61	3.85	2.54	14.51	4.81	3.18
2.10	4.25	1.42	0.91	11.33	3.79	2.42	14.16	4.74	3.03
2.20	4.15	1.40	0.87	11.07	3.73	2.31	13.84	4.66	2.89
2.30	4.06	1.38	0.83	10.83	3.68	2.21	13.53	4.59	2.76
2.40	3.97	1.36	0.79	10.60	3.62	2.12	13.25	4.53	2.65
2.50	3.89	1.34	0.76	10.38	3.58	2.03	12.98	4.47	2.54
2.60	3.82	1.32	0.73	10.18	3.53	1.96	12.73	4.41	2.45
2.70	3.75	1.31	0.71	9.99	3.48	1.88	12.49	4.36	2.35
2.80	3.68	1.29	0.68	9.81	3.44	1.82	12.26	4.30	2.27
2.90	3.62	1.28	0.66	9.64	3.40	1.75	12.05	4.25	2.19
3.00	3.55	1.26	0.64	9.48	3.36	1.70	11.85	4.21	2.12

CASOS ZONA FR	DESPUÉS DE 2004																	
	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25	C26	C27
	I	I	I	II	II	II	IIIa	IIIa	IIIa	IIIb	IIIb	IIIb	IIIc	IIIc	IIIc	IIId	IIId	IIId
	1.5	4	5	1.5	4	5	1.5	4	5	1.5	4	5	1.5	4	5	1.5	4	5
T, s																		
0.00	15.76	7.88	6.31	5.73	6.31	6.31	15.77	7.88	6.31	5.73	6.31	6.31	15.77	7.88	6.31	5.73	6.31	6.31
0.10	18.40	9.20	10.29	10.39	12.35	12.62	36.80	18.40	14.72	13.28	14.72	16.12	44.16	22.08	16.49	14.43	15.67	17.52
0.20	13.80	6.90	8.21	8.66	10.74	11.19	36.80	18.40	14.72	13.22	14.72	17.08	46.00	23.00	17.33	15.04	16.31	19.43
0.30	13.80	6.90	7.00	7.53	9.59	10.15	36.80	18.40	14.72	13.18	14.72	17.77	46.00	23.00	17.81	15.44	16.77	20.81
0.40	11.92	5.96	5.37	5.82	7.53	8.09	31.79	15.90	12.72	11.36	12.72	15.80	39.74	19.87	15.66	13.58	14.79	18.88
0.50	9.54	4.77	3.91	4.25	5.55	6.05	25.43	12.72	10.17	9.07	10.17	12.92	31.79	15.90	12.68	11.00	12.02	15.67
0.60	7.95	3.97	3.18	3.28	4.31	4.76	21.19	10.60	8.48	7.55	8.48	10.96	26.49	13.25	10.60	9.26	10.15	13.44
0.70	6.81	3.41	2.73	2.63	3.47	3.88	18.17	9.08	7.27	6.47	7.27	9.53	22.71	11.35	9.08	8.00	8.79	11.79
0.80	5.96	2.98	2.38	2.17	2.87	3.24	15.90	7.95	6.36	5.65	6.36	8.43	19.87	9.93	7.95	7.05	7.75	10.51
0.90	5.30	2.65	2.12	1.88	2.43	2.83	14.13	7.06	5.65	5.02	5.65	7.54	17.66	8.83	7.06	6.28	6.94	9.42
1.00	4.77	2.38	1.91	1.70	2.09	2.54	12.72	6.36	5.09	4.52	5.09	6.78	15.90	7.95	6.36	5.65	6.28	8.48
1.10	4.34	2.17	1.73	1.54	1.83	2.31	11.56	5.78	4.62	4.11	4.62	6.17	14.45	7.23	5.78	5.14	5.74	7.71
1.20	3.97	1.99	1.59	1.41	1.62	2.12	10.60	5.30	4.24	3.77	4.24	5.65	13.25	6.62	5.30	4.71	5.29	7.06
1.30	3.67	1.83	1.47	1.30	1.47	1.96	9.78	4.89	3.91	3.48	3.91	5.22	12.23	6.11	4.89	4.35	4.89	6.52
1.40	3.53	1.79	1.36	1.21	1.36	1.82	9.42	4.77	3.63	3.23	3.63	4.84	11.77	5.96	4.54	4.04	4.54	6.06
1.50	3.53	1.83	1.27	1.13	1.27	1.70	9.42	4.88	3.39	3.01	3.39	4.52	11.77	6.10	4.24	3.77	4.24	5.65
1.60	3.53	1.87	1.19	1.06	1.19	1.59	9.42	4.98	3.18	2.83	3.18	4.24	11.77	6.23	3.97	3.53	3.97	5.30
1.70	3.53	1.91	1.12	1.00	1.12	1.50	9.42	5.09	2.99	2.66	2.99	3.99	11.77	6.36	3.74	3.32	3.74	4.99
1.80	3.53	1.94	1.06	0.94	1.06	1.41	9.42	5.18	2.83	2.51	2.83	3.77	11.77	6.48	3.53	3.14	3.53	4.71
1.90	3.53	1.98	1.12	0.89	1.00	1.34	9.42	5.28	2.98	2.38	2.68	3.57	11.77	6.60	3.73	2.97	3.35	4.46
2.00	3.53	2.01	1.18	0.85	0.95	1.27	9.42	5.37	3.14	2.26	2.54	3.39	11.77	6.71	3.92	2.83	3.18	4.24
2.10	3.53	2.05	1.24	0.81	0.91	1.21	9.42	5.46	3.30	2.15	2.42	3.23	11.77	6.82	4.12	2.69	3.03	4.04
2.20	3.53	2.08	1.30	0.77	0.87	1.16	9.42	5.54	3.45	2.06	2.31	3.08	11.77	6.93	4.32	2.57	2.89	3.85
2.30	3.53	2.11	1.35	0.74	0.83	1.11	9.42	5.63	3.61	1.97	2.21	2.95	11.77	7.03	4.51	2.46	2.76	3.69
2.40	3.53	2.14	1.41	0.71	0.79	1.06	9.42	5.71	3.77	1.88	2.12	2.83	11.77	7.13	4.71	2.35	2.65	3.53
2.50	3.53	2.17	1.47	0.68	0.76	1.02	9.42	5.78	3.92	1.81	2.03	2.71	11.77	7.23	4.91	2.26	2.54	3.39
2.60	3.53	2.20	1.53	0.65	0.73	0.98	9.42	5.86	4.08	1.74	1.96	2.61	11.77	7.32	5.10	2.17	2.45	3.26
2.70	3.53	2.23	1.59	0.63	0.71	0.94	9.42	5.93	4.24	1.67	1.88	2.51	11.77	7.42	5.30	2.09	2.35	3.14
2.80	3.53	2.25	1.65	0.61	0.68	0.91	9.42	6.01	4.40	1.61	1.82	2.42	11.77	7.51	5.49	2.02	2.27	3.03
2.90	3.53	2.28	1.71	0.58	0.66	0.88	9.42	6.08	4.55	1.56	1.75	2.34	11.77	7.60	5.69	1.95	2.19	2.92
3.00	3.53	2.30	1.77	0.57	0.64	0.85	9.42	6.15	4.71	1.51	1.70	2.26	11.77	7.68	5.89	1.88	2.12	2.83
3.10	3.53	2.33	1.83	0.58	0.62	0.82	9.42	6.21	4.87	1.56	1.64	2.19	11.77	7.77	6.08	1.95	2.05	2.73
3.20	3.53	2.35	1.88	0.60	0.60	0.79	9.42	6.28	5.02	1.61	1.59	2.12	11.77	7.85	6.28	2.01	1.99	2.65
3.30	3.53	2.38	1.94	0.62	0.58	0.77	9.42	6.34	5.18	1.66	1.54	2.06	11.77	7.93	6.48	2.07	1.93	2.57
3.40	3.53	2.40	2.00	0.64	0.56	0.75	9.42	6.41	5.34	1.71	1.50	1.99	11.77	8.01	6.67	2.14	1.87	2.49
3.50	3.53	2.43	2.06	0.66	0.55	0.73	9.42	6.47	5.49	1.76	1.45	1.94	11.77	8.09	6.87	2.20	1.82	2.42
3.60	3.53	2.45	2.12	0.68	0.53	0.71	9.42	6.53	5.65	1.81	1.41	1.88	11.77	8.16	7.06	2.26	1.77	2.35
3.70	3.53	2.47	2.18	0.70	0.52	0.69	9.42	6.59	5.81	1.86	1.37	1.83	11.77	8.24	7.26	2.32	1.72	2.29
3.80	3.53	2.49	2.24	0.72	0.50	0.67	9.42	6.65	5.97	1.91	1.34	1.78	11.77	8.31	7.46	2.39	1.67	2.23
3.90	3.53	2.52	2.30	0.73	0.49	0.65	9.42	6.71	6.12	1.96	1.30	1.74	11.77	8.38	7.65	2.45	1.63	2.17
4.00	3.53	2.54	2.35	0.75	0.48	0.64	9.42	6.76	6.28	2.01	1.27	1.70	11.77	8.46	7.85	2.51	1.59	2.12

REFERENCIAS

- Abrahamson, N. y Silva, W. (1997). Empirical Response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes, *Seismological Research Letters*, Vol. 68, pp. 94-127.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, (2010). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, 5ta Edición, Washington, DC. Sección 3, pp. 56-102.
- Applied Technology Council-13 (1985). Earthquake damage evaluation data for California, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Belmonte, H. (1990). Puentes, Editorial Ramírez, 4ta, Edición, Bolivia.
- Banerjee, S. y Shinozuka, M. (2007). Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges, *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22:4, pp. 293-305.
- Bignell, J. y LaFave, J. (2005). Seismic vulnerability assessment of wall pier supported highway bridges using nonlinear pushover analyses, *Engineering Structures* N. 40. pp. 2044–2063.
- Bignell, J. y LaFave, J. (2009). Analytical fragility analysis of southern Illinois wall pier supported highway bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, N. 39, pp. 709-729.
- Bignell, J., LaFave, J. y Hawkins, N. (2006). Assessment of the seismic vulnerability of wall pier supported highway bridges on priority emergency routes in southern Illinois, Research Report FHWA-ICT-07-004, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois.
- Candebat, D., Godínez, G. y Artimes, A. (2012a). Caracterización dinámica de puentes prefabricados de hormigón de carreteras en zonas sísmicas, *Revista científica “Ciencia en su PC”*, Santiago de Cuba, 4:1, pp. 1-12.
- Candebat, D., Godínez, G. y Caballero, L. (2012b). Métodos experimentales para la estimación de la vulnerabilidad sísmica de puentes prefabricados de hormigón: “Puente Arroyito”, *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V.*, 27:2, pp. 56-66.
- CAPRA-GIS (2013), Software obtenido <http://www.ecapra.org/ern-vulnerability>.
- Choi, E., C., DesRoches, R. y Nielson, B. (2004). Seismic Fragility of typical bridges in moderate seismic zones, *Engineering Structures*, N. 26. pp. 187-199.
- Comisión Federal de Electricidad (2008). Manual de diseño de obras civiles. Sección C. Estructuras, Tema 1, Criterios de Diseño, Diseño por Sismo, México.
- Consejo de Ciencia y Tecnología (1986). Investigación para aprender de los sismos de septiembre 1985 en México, Programa de Cooperación Científica y Técnica entre México (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología) y Estados Unidos (National Research Council).

Cornell, C. (1968). Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, pp. 1583-1606.

De León, D., Delgado, D., Martínez, L., Rangel, J. y Arteaga, J. (2013). Corrosion initiation time updating by epistemic uncertainty as an alternative to schedule the first inspection time of pre-stressed concrete vehicular bridge beams, *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, DOI: 10.1080/15732479.2013.780084 ,ISSN, 1573-2479.

Dutta, A. y Mander, J. (2002). Rapid and Detailed Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges, Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering, NY, USA.

Dutta, A. y Mander, J. (1998). Seismic fragility analysis of highway bridges, *Proceedings of INCEDE-MCEER Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems*, Tokyo, Japan, pp. 311–25.

Esteva, L. (1970). Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería, *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 246.

Federal Emergency Management Agency (1999). Earthquake Loss Estimation Methodology: HAZUS99 Technical Manual, Washington, DC.

García, D., Singh, S., Herraiz, M., Ordaz, M. y Pacheco, J. (2005). Inslab earthquakes of Central Mexico: Peak ground-motion parameters and response spectra, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 95, pp. 2272-2282.

Gobierno del Distrito Federal (2004a). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II No. 103-bis, pp. 55-78.

Gobierno del Distrito Federal (2004b). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

Gobierno del Distrito Federal (2013). Índice Nacional de Precios al Consumidor (INPC), Secretaria de Finanzas, México, Extraído el 6 de marzo, 2013, de <http://www.finanzas.df.gob.mx/servicios/inpc.html>.

Gómez, C. y Soria, I. (2013). Curvas de fragilidad para tres puentes carreteros típicos de concreto, Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo, 4:2, pp.26-42. Guerrero, C. (2012). Falla y reparación del puente vehicular atirantado “República Federal” tras el sismo del 20 de marzo del 2012, Memorias del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, México, 14:08.

Hong, H. (2012). Peligro, riesgo y diseño sísmico óptimo, Academia de Ingeniería, México.

Hwang, H., Jernigan, J.B., and Lin, Y.W., (1998). Evaluation of seismic damage to bridges and highway systems in Shelby County, Tennessee, Memphis: Technical Report, Center for Earthquake Research and Information, University of Memphis.

Hwang, H., Jernigan, J.B., y Lin, Y.W., (2000). Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems, *Journal of Bridge Engineering*, 5:4, pp. 322–330.

Jaimes, M. y Reinoso, E. (2006). Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos de subducción y de falla normal, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 75, pp. 1-22.

Jaimes, M., Reinoso, E., y Ordaz, M. (2006a). Comparison of methods to predict response spectra at instrumented sites given the magnitude and distance of an earthquake, *Journal of Earthquake Engineering*, 10:5, pp. 1-16.

Jara, J., Galván, A., Jara, M. y Olmos B. (2013). Procedure for determining the seismic vulnerability of an irregular isolated bridge, *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 9:6, pp. 516-528.

Jernigan, B. (1998). Evaluation of seismic damage to bridges and highway systems in Shelby County, Tennessee, *ProQuest Dissertations and Theses*, Tesis Doctoral, The University of Memphis, E.U. pp. n/a.

Karim, K. y Yamazaki, F. (2003). A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32:32, pp. 1603–1626.

Kasperski, A. y Yamazaki, F. (2006). Seismic vulnerability assessments of bridges in areas of low to moderate seismic activity. Memorias de la V Conferencia Nacional Sísmica de Carreteras y Puentes, San Francisco, CA. No. A31, pp. 1–9.

Kawashima, K. y Unjoh, S. (2012). The damage of highway bridges in the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design, *Journal of Earthquake Engineering*, 1:3, pp. 505-541.

Kawashima, K., Takahashi, Y., Ge, H., Wu, Z. y Zhang, J. (2009). Reconnaissance report on damage of bridges in 2008 Wenchuan, China, Earthquake, *Journal of Earthquake Engineering*, 13:7, pp.965-996.

Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J. y Kosa, K. (2011). Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake, *Journal of Earthquake Engineering*, 15:7, pp. 1036-1068.

Kibboua, A., Naili, M., Kehila, F., Bechtoula, H., Mehani, Y. y Benouar, D. (2012). Seismic vulnerability functions of existing reinforced concrete bridge piers, Memorias de la XV Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Lisboa, Portugal, 2012.

Stergiou, E. y Kiremidjian, A. (2010). Risk assessment of transportation systems with network functionality losses, *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 6:1-2, pp.111-125.

Kostoglodov, V. y Pacheco, J. (1999). Cien años de sismicidad en México, Reporte del Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Mackie, K. y Stojadinovic, B. (2006). Seismic vulnerability of typical multiple-span California highway bridges, *Memorias de la V Conferencia Nacional de Sísmica de Puentes y Carreteras*, San Francisco, CA., Estados Unidos, 18:20, pp. 1–12.

Mander, J., Dutta, A. y Goel, P. (1998). Capacity design of bridge piers and the analysis of overstrength, Technical Report MCEER-98-0003.

Maleki, S. (2001). Free Vibration of Skewed Bridges, *Journal of Vibration and Control*, 7:935, pp. 7-935.

McGuire, R. (2004). Seismic hazard and risk analysis, Oakland, California, Earthquake Engineering Research Institute, 1ra Edición.

Nielson, B. (2005). Analytical fragility curves by highway bridges in moderate zones seismic, Tesis doctoral, Departamento de ingeniería civil ambiental, Instituto de tecnología de Georgia, Atlanta, EU.

Niño, M. y Reinoso, E. (2012). Loss Estimation on Mexican Bridges due to Earthquakes, *Memorias del XV Congreso de Ingeniería Sismológica*, Lisboa, Portugal.

Ordaz, M., Aguilar, A. y Arboleda J. (2007). CRISIS2007. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Ordaz, M., Arboleda, J. y Singh, S. (1995), A scheme of random summation of an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 5:1, pp. 85-6.

Reinoso, E. (1996). Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la Ciudad de México, *Revista de Ingeniería Sísmica*, N. 53, pp. 1-24.

Reinoso, E., Jaimes, M., Ordaz, M., Niño, M., Huerta, B. y Avelar, C. (2009). Investigación, análisis, y medición de riesgo de sismo, inundación y ciclón tropical en México para establecer los mecanismos financieros elementales de protección al patrimonio del fideicomiso FONDEN del Banco de Nacional de Obras y Servicio Público (BANOBRA), Reporte Técnico, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2:1.

Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F. y Singh S. (1989). Design Spectra for Mexico's Federal District, *Earthquake Spectra* N.5, pp. 273-291.

Rivera, D. (2007). Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos, *Cuaderno de Investigación*, N.51, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

Servicio Sismológico Nacional (2013). Base de datos de registros sísmicos recientes, Instituto de Geofísica, UNAM. Extraído el 10 marzo, 2013, de <http://www.ssn.unam.mx/>.

Shinozuka M., Feng M., Kim H., Uzawa T. y Uada T. (2003). Statistical analysis of fragility curves, Reporte Técnico MCEER-03-0002, Centro Multidisciplinario de Investigación en Ingeniería Sísmica, Universidad Estatal de Nueva York, Buffalo.

Singh, S., Astiz, L. y Havskov, J. (1981). Seismic gaps and recurrence period of large earthquakes along the Mexican subduction zone: a re-examination, *Bulletin of the Seismological Society of America*, N.71, pp. 827-843.

Singh, S., Ponce, L y Nishenko, S. (1985a) The great Jalisco, Mexico, Earthquake of 1932: Subduction zone of Rivera plate, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75:5, pp. 1301-1313.

Singh S., Suárez G. y Domínguez T. (1985b) The Oaxaca, México earthquake of 1931: Lithospheric normal faulting in subducted Cocos plate, *Nature* 317, pp.56-58.

Tavares, D., Padgett, J. y Paultre, P. (2012). Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada, *Engineering Structures*, N.40, pp. 107-118.

Unjoh, S., Terayama, T., Adachi, Y. y Hoshikum, J. (2000). Seismic retrofit of existing highway bridges in Japan, *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 22:1. pp. 1-16.

Wang, K., Wei, H., Li, Q. y Yen, W. (2012). Philosophies on seismic design of highway bridge with small or medium span, *Memorias del XV Congreso Mundial de Ingeniería Sismológica*, Lisboa, Portugal.

Yamin, L., Ordaz, M. y Tristancho, J. (2011) CAPRA-GIS, ITEC Ltda, Colombia.

Zúñiga, R. (1994). Main seismogenic sources zones in Mexico, Technical Report Project 89-0190 IPGH, Panamerican Institute of Geography and History.