

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

**Rehabilitado de estructuras de
concreto basado en resiliencia
sísmica localizadas en zonas de
suelo blando de la Ciudad de México**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

César Augusto Magallón Cervera

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023

Dedicatoria

A mis padres:

Claudio Augusto Magallón García.

Por ser la mayor influencia en mi vida, por siempre estar presente, por todo su apoyo, por todos sus regaños y por todas sus enseñanzas en señal de cariño.

Patricia Cervera Galán.

Por su inmenso amor de madre, por darme ánimos cuando sentía que no podía y siempre apoyarme a su manera en todas las noches de desvelo y estudio.

A mi hermana:

Natalia Patricia Magallón Cervera.

Por ser mi compañera de vida, por siempre escucharme y ser mi persona favorita en el mundo.

Agradecimientos

Agradezco al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología** por el apoyo económico recibido durante la realización de la presente tesis.

Agradezco a la **Facultad de Ingeniería** de la **Universidad Nacional Autónoma de México** por brindarme las herramientas necesarias para mi formación profesional.

Agradezco al **Dr. Mauro P. Niño Lázaro** por todo el apoyo brindado durante el desarrollo del presente trabajo, por transmitir sus conocimientos, por su calidad profesional y, más importante, su calidad humana.

Agradezco al **M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín, Ing. Álvaro Jorge Ortiz Fernández, Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga y M.I. Sergio Macuil Robles** por tomarse el tiempo de revisar el contenido del presente trabajo y sus comentarios para el enriquecimiento de esta tesis.

Contenido

| | |
|--|----|
| Introducción | 6 |
| 1. Antecedentes | 7 |
| 1.1 Daños ocasionados durante el sismo de 1985 y 2017 | 8 |
| 1.1 Resiliencia | 11 |
| 1.2.1 Cuantificación de la resiliencia | 11 |
| 1.3 Técnicas de rehabilitación | 12 |
| 1.3.1 Encamisado..... | 13 |
| 1.3.2 Encamisado de concreto | 13 |
| 1.3.3 Encamisado de acero..... | 13 |
| 1.3.4 Encamisado de fibra de carbono..... | 14 |
| 2. Metodología | 14 |
| 2.1 Definición de las características estructurales | 15 |
| 2.1.1 Modelos de comportamiento histerético | 15 |
| 2.1.1.1 Modelo bilineal..... | 16 |
| 2.1.1.2 Modelo de Clough | 16 |
| 2.1.1.3 Modelo de Takeda..... | 17 |
| 2.1.1.4 Modelo Ibarra-Medina-Krawinkler..... | 18 |
| 2.2 Evaluación del peligro sísmico..... | 19 |
| 2.3 Análisis Dinámicos Incrementales | 20 |
| 2.4 Demanda de intensidad sísmica..... | 20 |
| 2.5 Parámetros de la resiliencia sísmica..... | 20 |
| 2.5.1 Estimación de la pérdida de funcionalidad | 21 |
| 2.5.2 Estimación de los tiempos de reparación..... | 21 |
| 2.5.3 Estimación de los tiempos de demora | 22 |
| 2.6 Demandas de diseño para el reforzamiento de estructuras..... | 22 |
| 2.7 Análisis probabilístico..... | 23 |
| 3. Casos de estudio..... | 23 |
| 3.1 Descripción de las estructuras..... | 23 |

| | | |
|---------|---|----|
| 3.2 | Peligro sísmico | 26 |
| 3.3 | Evaluación estructuras originales..... | 27 |
| 3.3.1 | Análisis dinámicos incrementales | 27 |
| 3.3.2 | Parámetros de resiliencia..... | 28 |
| 3.3.2.1 | Estimación de la pérdida de funcionalidad | 29 |
| 3.3.2.2 | Estimación de los tiempos de reparación de elementos estructurales | 29 |
| 3.3.2.3 | Estimación de los tiempos de demora | 30 |
| 3.3.2.4 | Perfiles de funcionalidad para la resiliencia sísmica | 31 |
| 3.3.3 | Análisis probabilístico | 32 |
| 3.3.3.1 | Ajustes de funciones de densidad de probabilidad para la pérdida de resiliencia | 32 |
| 3.3.3.2 | Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia | 37 |
| 3.3.3.1 | Tasa de excedencia de magnitudes sísmicas..... | 38 |
| 3.3.3.2 | Tasas de excedencia de pérdida de resiliencia obtenidas..... | 39 |
| 3.4 | Evaluación estructuras rehabilitadas | 42 |
| 3.4.1 | Estimación de las demandas sísmicas de los espectros de resiliencia..... | 42 |
| 3.4.2 | Reforzamiento de estructuras originales | 43 |
| 3.4.3 | Análisis dinámicos incrementales..... | 46 |
| 3.4.4 | Perfiles de funcionalidad para la resiliencia sísmica | 50 |
| 3.4.5 | Funciones de densidad de probabilidad de RL de edificaciones rehabilitadas | 51 |
| 3.4.6 | Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia | 55 |
| 4. | Conclusiones y recomendaciones | 58 |
| 4.1 | Conclusiones..... | 58 |
| 4.2 | Recomendaciones | 59 |
| | Referencias | 61 |

Introducción

A lo largo de los años se ha enfatizado la importancia del desempeño sísmico de las estructuras en México, particularmente, qué tan funcionales serán éstas después de la ocurrencia de un evento importante.

En la actualidad, los códigos de diseño tienen la finalidad de preservar la seguridad vital durante y después de la ocurrencia de un sismo, permitiendo que las estructuras incurrieren en el rango inelástico, lo que genera daños en elementos estructurales y no estructurales. Asimismo, los reglamentos actuales tienen un enfoque, ya sea basado en el uso de fuerzas o desempeño que, si bien evitan pérdidas humanas, no consideran pérdidas económicas asociadas a tiempos de inactividad y, a su vez, tampoco contemplan tiempos de demora relacionados con la disponibilidad de recursos para la reparación de edificaciones. Por lo tanto, el diseño basado en resiliencia surge como una alternativa que considera tales efectos generados por los daños en edificaciones.

Dicho lo anterior, en esta tesis se emplean espectros de diseño basados en resiliencia que consideran la pérdida de funcionalidad después de la ocurrencia de un sismo de gran intensidad. Asimismo, con base en el comportamiento observado en las estructuras debido a los eventos del 19 de septiembre de 2017 y 1985, es necesario definir una filosofía de diseño que permita tomar en cuenta la pérdida de funcionalidad en la concepción de las nuevas estructuras, así como también, intervenir estructuras existentes debido a la incertidumbre sobre su nivel de funcionalidad después de la ocurrencia de un sismo, como los ocurridos en 1985 y 2017.

Debido a esto, se propone una metodología para evaluar la pérdida de resiliencia asociada a aquella esperada de la rehabilitación de edificaciones empleando un espectro de diseño basados en resiliencia. Para lo cual, se plantean 3 casos de estudio de edificaciones hipotéticas cimentadas en zona de suelo blando de la Ciudad de México. Primeramente, se realiza la cuantificación de la resiliencia para cada una de las edificaciones, posteriormente, se plantea un análisis probabilístico basado en el cálculo de la tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia, con lo cual, se compara la pérdida de resiliencia para un periodo de retorno. Después, se rehabilita cada caso de estudio, siendo necesario que el método de reforzamiento sea capaz de soportar las demandas definidas en los espectros de diseño basados en resiliencia. Luego, se repite el procedimiento anterior para calcular la resiliencia de las estructuras intervenidas y obtener la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia. Asimismo, se hace la comparación de la pérdida de resiliencia esperada para el periodo de retorno asociado a los espectros de diseño de resiliencia y la obtenida numéricamente.

Esta metodología se propone basándose en los modelos de pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora de González *et al.* (2020). Asimismo, estos modelos parten de las investigaciones para la cuantificación de la resiliencia planteado por Bruneau, 2003; Cimellaro, 2005; y Cimellaro, 2010, planteando un marco teórico que toma en cuenta el peligro sísmico al que están expuestas en general las estructuras y no solamente para un evento específico.

De este modo, en el capítulo 1 se plantean los antecedentes y algunas investigaciones fundamentales relacionadas con los efectos de negativos de los sismos de 2017 y 1985, resiliencia y métodos de reforzamiento basados en encamisados de concreto, fibra de carbono y acero. Después, en el capítulo 2 se enseña a mayor detalle la metodología anteriormente descrita para la implementación y desarrollo de los espectros de diseño basados en resiliencia. Posteriormente, en el capítulo 3, se presentan los casos de estudio a los que se les implementó la metodología del capítulo previo. Finalmente, el capítulo 4 presenta conclusiones y recomendaciones para trabajos posteriores a este.

1. Antecedentes

Uno de los objetivos de los ingenieros estructuristas es asegurar el comportamiento adecuado de las estructuras durante un evento sísmico. Dicho lo anterior, diversos investigadores se han enfocado en desarrollar diversas metodologías de análisis y diseño con la finalidad de controlar el comportamiento estructural. Hoy en día, los reglamentos de diseño tienen un enfoque sísmico basado en el uso de fuerzas, el cual, consiste en la obtención de elementos mecánicos a partir de un análisis lineal, utilizando fuerzas derivadas de espectros de diseño elásticos, los cuales son afectados por factores de reducción y sobrerresistencia que, a su vez, consideran el comportamiento no lineal de las estructuras para, finalmente, hacer una revisión de estados límites, asociando estos últimos a desplazamientos, distorsiones o índices de desempeño. No obstante, a través de este enfoque, no es posible garantizar un desempeño eficiente debido al poco control que se tiene de las estructuras cuando incursionan en el rango inelástico.

Del mismo modo, con la finalidad de resarcir las carencias del diseño basado en fuerzas, se planteó el diseño sismorresistente basado en desempeño, el cual, es una filosofía de diseño que permite relacionar la demanda sísmica con el nivel de desempeño de las estructuras, teniendo un mejor control de los daños y desplazamientos alcanzados dentro del rango no lineal. De esta manera, para diferentes intensidades sísmicas se asocian niveles de desempeño, siendo estos: nivel operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, donde las edificaciones no se dañen más allá de estos estados límite. No obstante, lo anterior no considera las consecuencias sociales y económicas, tales como tiempos de desocupación de los inmuebles, donde las personas no pueden llevar a cabo las actividades planeadas en estos recintos, así como pérdidas económicas por tiempos de inactividad resultantes de los daños asociados a eventos sísmicos extraordinarios.

Lo anterior ha quedado demostrado con los sismos ocurridos el 19 de septiembre de 1985 y 2017, donde se ha vislumbrado un desempeño sísmico insatisfactorio en estructuras cimentadas en zonas de suelo blando de la Ciudad de México. Esto asociado a pérdidas humanas y económicas, por lo cual, se ha planteado la metodología de diseño basada en resiliencia, enfoque que puede ayudar a un comportamiento adecuado de las edificaciones debido a que considera los posibles daños generados por eventos sísmicos y los efectos socioeconómicos derivados de los tiempos de inactividad en las estructuras. Dicho lo anterior, resulta importante realizar una exhaustiva revisión de las estructuras localizadas en la zona de suelo blando de la Ciudad de México, debido a que gran parte de los edificios cimentados en esta zona fueron construidos

con códigos y normativa que hoy en día se encuentra obsoleta. Por lo cual, es necesario su reforzamiento con la finalidad de orientar la filosofía de diseño a un enfoque basado en resiliencia. De lo contrario, podría devenir en un desastre dada la ocurrencia de un sismo que amenace la estabilidad estructural de dichas edificaciones.

1.1 Daños ocasionados durante el sismo de 1985 y 2017

El 19 y 20 de septiembre de 1985 hubo dos sismos de magnitud 8.1 y 7.5, respectivamente. Se estima que el suceso cobró la vida de más de 10, 000 personas, además de dejar 50, 000 damnificados y pérdidas económicas de alrededor de 4 mil millones de dólares. Habiendo mayores daños en la zona del lago de la Ciudad de México, ubicada a 360 km del epicentro del sismo, ocurrido en el estado de Michoacán, causada por la subducción de la placa de Cocos en la placa de Norteamérica (Esteva, 1988).

El sismo del 19 de septiembre de 2017 tuvo una magnitud estimada de 7.1, teniendo como epicentro el sureste de Axochiapan, Morelos, a 120 km de la Ciudad de México. Se tiene registro de al menos 42 edificios colapsados en la Ciudad de México; no obstante, dicho evento tuvo impacto en los estados de Puebla y Morelos (Tapia-Hernández y García-Carrera, 2020).

Por otro lado, es preciso mencionar que es imposible determinar las causas exactas del colapso de un edificio, esto debido a que en muchas ocasiones no se tiene información precisa de la memoria de cálculo de las estructuras; sin embargo, destacan coincidencias entre los edificios colapsados en 1985 y 2017.

A continuación, se describen brevemente los principales mecanismos de falla estructural de los sismos de 1985 y 2017 mencionados por Esteva, (1988), Lan *et al.* (2020), Tapia-Hernández y García-Carrera (2020):

Falla frágil en columnas: Mecanismo de falla, conocido como efecto de columna corta, asociado a la incapacidad de las columnas para desarrollar demandas de ductilidad por la interacción de cargas cíclicas, causando deterioro del material por efecto de la fuerza cortante que no estaba contemplada en el diseño. Asimismo, la presencia de grandes espaciamientos entre los estribos y la alta concentración de acero longitudinal en paquetes en las esquinas que contribuyen al colapso de estos elementos. De una muestra de 287 edificios multifamiliares que tuvieron daño moderado en el evento de 1985, el 65% tienen columna corta, generando un daño acumulado en dichos edificios para el evento de 2017 y siendo esta característica parte de las cinco irregularidades más frecuentes durante el sismo de 2017 (Catalán, 2020). Asimismo, de acuerdo con el libro de evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX (Meli *et al.*, 1986) de una muestra de 330 edificios 3% de ellos se les asoció con una falla debida a columna corta.

Incertidumbre en el rango de respuesta no lineal: Refiere a las diferencias entre respuestas de las estructuras cuando incursionan en el rango inelástico; viéndose sujetas a un proceso de degradación de rigidez, y la respuesta estimada por el promedio de los procedimientos de aproximación, usando comportamientos lineales, utilizados durante el diseño. En esta categoría se encuentran decenas de

edificios asimétricos, de los cuales, se relaciona su falla a los grandes efectos de torsión debido a su geometría. Debido a la dificultad para plantear un modelo matemático preciso que pronostique el comportamiento no lineal de las estructuras, mayormente para edificios irregulares, es igualmente complicado saber el límite de daño que tendrá una estructura que, debido al contenido de frecuencias de los eventos de 1985 y 2017, provocó el colapso de decenas de edificios.

Golpeteo: El golpeteo entre edificios se presenta cuando dos edificios con diferente periodo natural empiezan a vibrar y debido a la diferente frecuencia y a la poca separación entre ellos, golpean entre ellos. Esta práctica es frecuente observarla en la Ciudad de México debido a que, con anterioridad a los eventos sísmicos de 1985, no se solía dejar espacio entre edificios durante su construcción, por lo cual, dicho fenómeno afectó a las estructuras en los sismos de ambos años. Cabe mencionar que cerca del 40% de las estructuras colapsadas o seriamente dañadas en 1985, se debió al golpeteo con estructuras adyacentes (Esteva, 1988).

Interacción Suelo-Estructura: Se refiere a la interacción suelo-estructura (ISE) a la consideración de la respuesta de las edificaciones por medio del comportamiento inercial y cinemático ante las demandas dinámicas en relación con las condiciones geotécnicas y geológicas del sitio. Asimismo, como parte de los efectos más importante relacionados con la ISE, principalmente en estructuras esbeltas y/o con cimentaciones poco profundas, es el movimiento por cabeceo, generando un aumento en los desplazamientos laterales debido a la flexibilidad del terreno (Hernández y Tena, 2022). Debido a lo anterior, se cree que debido al cabeceo de la cimentación hubo un balanceo adicional en las estructuras, siendo responsable de los daños de los pisos superiores en los eventos de 2017 y 1985. Para la muestra de 330 edificios del libro de evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX (Meli *et al.*, 1986), se observa que 38% de los edificios con daño, tuvieron falla en los pisos superiores.

Efectos P-Delta: Se refiere a efectos de segundo orden generados principalmente en las columnas por cargas laterales, que al interactuar con cargas gravitacionales generan momentos flexionantes adicionales, las cuales aumentan los desplazamientos laterales de los elementos estructurales. Para ambos sismos (1985 y 2017), las distorsiones grandes y hundimientos diferenciales contribuyeron a la generación de efectos P-Delta dañando severamente las estructuras hasta el punto de llevarle al colapso.

Sobrecarga: Cargas vivas y muertas excesivas respecto a las consideradas en el diseño, asociadas al cambio de uso del inmueble o por almacenamiento de archiveros pesados en espacios destinados a mobiliario de oficina convencional, caso particular en los edificios de gobierno. Asimismo, el problema empeora cuando dicha concentración de masa, asociada a las cargas vivas y muertas, se encuentra a mayor altura, ya que se relaciona con una aceleración sísmica de respuesta mayor, provocando un efecto de péndulo invertido (Cardona, 2004).

Desempeño deficiente de losas planas y casetonadas: Las losas casetonadas usualmente eran usadas para el diseño sísmico en la Ciudad de México; no obstante, dicho diseño está basado en rigideces y coeficientes de distribución de momentos obtenidos empíricamente hace muchos años para el diseño de losas planas,

siendo un procedimiento deficiente. Del mismo modo, de acuerdo con el artículo de Esteva (1988), los sistemas de losas planas son altamente flexibles y desarrollan bajas ductilidades. Una de las fallas más comunes es por punzonamiento, falla asociada a cortante por la combinación de cargas verticales y horizontales. De acuerdo con el inventario de daños acorde al año de construcción y al número de niveles de las estructuras (Instituto de Ingeniería, 1985), un total de 135 estructuras con losa plana sufrieron daño, mientras que, para el evento de 2017, el 61% de los colapsos tienen la estructuración anterior (Galvis *et al.*, 2017)

Falla de la cimentación: Pérdida de la capacidad a cortante del suelo por los ciclos de carga. Los pilotes de fricción fueron particularmente afectados por este fenómeno debido a hundimientos diferenciales, generando inclinaciones en los mismos, existiendo registro de incluso un caso de volteo (Esteva, 1988). Asimismo, debido a la relación altura-anchura hubo hundimientos verticales, probablemente asociados a la pérdida de capacidad de carga a cortante de la arcilla sujeta a presiones verticales y cargas laterales. Tal es el caso del inmueble Osa Mayor, ubicado en la colonia Doctores, el cual, experimentó asentamiento en la esquina asociado a una falla del suelo, ocasionando la abertura de la junta de construcción en uno de sus edificios.

Planta baja flexible: En 1985 cerca del 8% de los edificios dañados en la Ciudad de México tenían planta baja flexible (Meli *et al.*, 1986). Dicho mecanismo de falla está asociada a la diferencia de rigideces entre los niveles superiores a comparación del primer nivel, provocando que la concentración de esfuerzos en las columnas del primer nivel sea demasiado alta y éstas fallen antes que cualquier elemento. Por otro lado, de acuerdo con Tapia—Hernández y García-Carrera (2020), en 2017, cerca del 38% de las estructuras colapsadas tenían baja planta flexible.

Efectos de sitio: Debido a las condiciones del suelo arcilloso de la Ciudad de México hubo una amplificación de las ondas sísmicas en 1985 y 2017, aumentando la duración y ordenadas espectrales. En 1985 la mayoría de los colapsos sucedieron en estructuras construidas en zonas donde el periodo dominante del suelo es mayor a 1.5 segundos. Para el caso del sismo de 2017, se tuvo registro del movimiento del suelo de 30 segundos para zonas aledañas a la Ciudad de México, mientras que al interior se tuvo registro de hasta 90 segundos. Asimismo, la aceleración máxima del terreno registrada fue de 170 cm/s^2 mientras que en 1985 fue de 160 cm/s^2 , dando lugar a colapsos en lugares con un periodo dominante de alrededor de 2 segundos (Alberto *et al.* 2018).

Una vez mencionados algunos de los mecanismos de falla ocurridos en los eventos sísmicos de 1985 y 2017, es primordial tomar medidas de prevención que garanticen un nivel de funcionalidad adecuado, permitiendo la ocupación inmediata después de un sismo de cualquier estructura, desde las antiguas (más de 30 años de haberse construido) hasta aquellas que se están diseñando en la actualidad, viéndose las primeras en la necesidad de una intervención con la finalidad de mejorar su comportamiento estructural y, por lo tanto, incrementar su nivel de resiliencia ante las acciones sísmicas.

1.1 Resiliencia

De manera general, se entiende por resiliencia a la capacidad de los seres vivos y comunidades de recuperarse ante un evento adverso. En el caso de la ingeniería estructural, se define como resiliencia a la capacidad que tienen los sistemas estructurales de conservar o recuperar un nivel de funcionalidad durante y después de un desastre natural. Asimismo, es posible expresar la resiliencia por medio de una función que representa la pérdida de funcionalidad, la cual, define ese mismo nivel (Cimellaro *et al.*, 2010).

Uno de los objetivos del presente trabajo, es presentar propuestas de intervención estructural que permitan obtener edificaciones más resilientes a través de algún método de reforzamiento, esto ante la necesidad de asegurar un nivel de funcionalidad que permita la ocupación inmediata después de un sismo, lo anterior derivado de las pérdidas económicas asociadas al tiempo de desocupación de las estructuras.

1.2.1 Cuantificación de la resiliencia

El modelo matemático propuesto por Cimellaro *et al.* (2010), cuantifica la resiliencia sísmica, para un evento dado, de la siguiente manera:

$$R_c = \int_{t_{OE}}^{t_{OE}+T_{LC}} \frac{Q(t)}{T_{LC}} dt \quad (1)$$

Donde:

R_c : Resiliencia sísmica.

t_{OE} : Tiempo de ocurrencia del evento.

T_{LC} : Tiempo de control.

Asimismo, la funcionalidad se encuentra definida por el perfil de funcionalidad (figura 1), el cual, relaciona un nivel de funcionalidad con el tiempo de recuperación de un sistema posterior a haber sufrido una alteración en su nivel de desempeño. Dicho perfil se divide en cuatro segmentos:

1. Condición previa al sismo: El sistema se encuentra operando a un nivel de funcionalidad adecuado y constante (Punto A).
2. Tiempo de transición entre la ocurrencia del sismo y el inicio de las labores de reparación: Lapso necesario para la movilización de recursos necesarios para la reparación de la edificación en función de factores sociales, relevancia de la edificación y recursos disponibles para ello (Tramo B-C).
3. Función de recuperación: Periodo en el que se llevan a cabo los trabajos de reparación en donde se recupera el nivel de funcionalidad original (Tramo C-D), superior (Tramo C-E) o menor (Tramo C-F).

4. Tiempo entre la conclusión de los trabajos de reparación y reanudación de actividades: Etapa que consta de la finalización de las actividades de reparación y comienzo de las actividades llevadas a cabo en el sistema (Punto E, D o F).

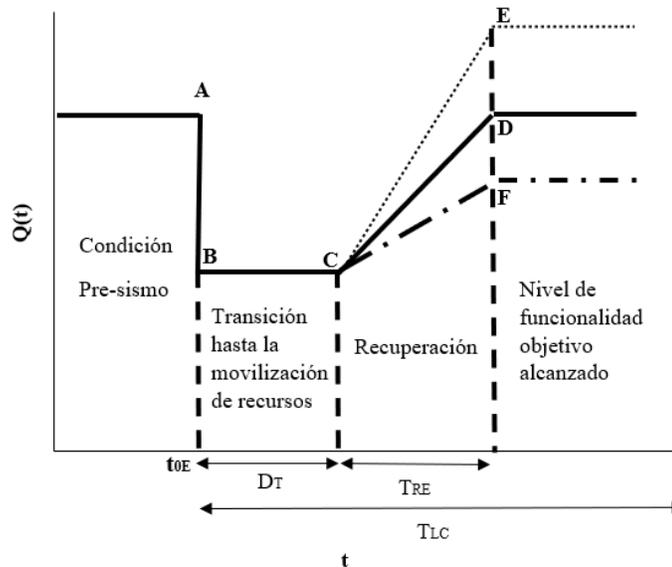


Figura 1 Perfil de funcionalidad (González, 2019).

Asimismo, en la figura 1 se observa el tiempo de ocurrencia del evento sísmico (t_{OE}), el cual, se entiende como el instante de ocurrencia de dicho fenómeno. También, se observan los parámetros D_T y T_{RE} como parte del tiempo de control T_{LC} , siendo este último el tiempo utilizado para evaluar la resiliencia sísmica. Por otro lado, el tiempo de demora (D_T) se define como el lapso asociado a pérdidas indirectas posteriores a un evento sísmico relacionadas con la dificultad de proveer bienes y servicios durante el tiempo de inactividad. Del mismo modo, el tiempo de reparación (T_{RE}) es el periodo asociado al trabajo requerido en obra para recuperar la funcionalidad de una edificación posterior a los tiempos de demora.

Dicho lo anterior, la resiliencia estructural dada la ocurrencia de un evento sísmico queda definida como el cociente del área bajo la curva del perfil de funcionalidad y el tiempo de control.

1.3 Técnicas de rehabilitación

Como se comentó al inicio, muchas de las edificaciones en la Ciudad de México no solamente fueron diseñadas con normativas que se encuentran obsoletas hoy en día, sino que, no se les puede considerar como estructuras resilientes debido a que no pueden asegurar un nivel de funcionalidad adecuado posterior a la ocurrencia de un sismo. Aunado a lo anterior, es bastante común que, a lo largo de la vida útil de una

estructura de concreto reforzado, ésta sufra una degradación en su capacidad resistente. Entre las razones más comunes para la degradación del concreto se encuentran la falta de mantenimiento, errores en los procesos constructivos, errores de diseño, corrosión, asentamientos y fenómenos naturales como sismos o huracanes. Lo anterior obliga, en muchos casos, a una intervención estructural para brindarle las características de rigidez y resistencia que, hagan que las edificaciones cumplan con el comportamiento esperado y, más aún, se puedan utilizar lo más pronto posible después de la ocurrencia de un sismo.

Existe una gran variedad de técnicas de rehabilitación; sin embargo, en el presente trabajo se estudiarán encamisados de diferentes materiales. Esto debido a que dicha técnica de reforzamiento resulta óptima para el aumento de resistencia, rigidez y ductilidad, sin pérdida considerable de espacio entre claros, tal como sucedería con la adición de muros de cortante en las estructuras o contraventeos, por mencionar unos ejemplos.

1.3.1 Encamisado

Es un método de refuerzo donde se incrementa la resistencia, rigidez y, en ciertas ocasiones, la capacidad de ductilidad del elemento por medio del incremento de la sección transversal. Dicho aumento se realiza a través de la adición de materiales que rodean la sección, aumentando su resistencia a cortante, flexión y resistencia axial.

1.3.2 Encamisado de concreto

Técnica de rehabilitación bastante usada para la reparación de estructuras después de un sismo. Esta técnica tiene como principal objetivo aumentar la resistencia, rigidez y ductilidad. Sin embargo, requiere de un espesor mayor a 70-100 mm, por lo cual, no se recomienda para marcos en los cuales las condiciones del proyecto no permiten reducir el espacio entre claros. Asimismo, una de las desventajas de este tipo de encamisado es el aumento de la masa de la estructura, propiciando asentamientos.

1.3.3 Encamisado de acero

Al igual que el encamisado de concreto, su principal finalidad consta en aumentar la resistencia, rigidez y ductilidad de vigas y columnas. Para lograr lo anterior, se agregan barras, placas y secciones roladas (ángulos, tubos, canales, etc.) alrededor del perímetro de la sección transversal.

Por otro lado, tales elementos de acero son unidos con soleras, varillas soldadas o placas, de forma que se logra una sección compuesta.

Entre las ventajas que presenta el encamisado de acero son menor espesor, menor peso y es más fácil de habilitar constructivamente. No obstante, el desempeño de la resistencia se limita a la capacidad a cortante

y ductilidad. Asimismo, la resistencia a compresión aumenta debido al confinamiento que otorga el acero transversal; sin embargo, dicho aumento es limitado comparado con el encamisado concreto. Del mismo modo, dicho método de reforzamiento es mayormente susceptible a los efectos del fuego y menor resistencia a la corrosión (In-Yeong y Sung-Gul, 2016).

1.3.4 Encamisado de fibra de carbono

El encamisado de fibra de carbono (CFRP) es comúnmente utilizado para aumentar la resistencia a cortante y flexión, asimismo, ayuda al confinamiento de la zona plástica de los elementos estructurales y a la durabilidad del concreto.

Del mismo modo que el encamisado de acero tiene entre sus ventajas que no requiere de un espesor muy grande y es fácil de habilitar. Además, las estructuras reforzadas con fibra de carbono tienen una gran capacidad de rigidez de posfluencia, comparado con el encamisado de concreto y acero. Del mismo modo, se ha observado en edificios rehabilitados con fibras de carbono que los elementos que no llegaron a la fluencia fueron aquellos rehabilitados, en otras palabras, fueron otros los elementos que sufrieron daño (Niño *et al.*, 2020).

Una vez definidas las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos de reforzamiento, se observa que la elección del método dependerá de las necesidades que se requieran cubrir. Por ejemplo, en caso de requerir un aumento de la resistencia de los elementos sin perder espacio entre claros se recomienda el encamisado de acero, sin embargo, si ésta es una estructura expuesta a los efectos de corrosión, lo recomendable sería un encamisado de concreto, por mencionar algunos casos.

2. Metodología

Dicho lo anterior, se propone una metodología para definir las características de reforzamiento de estructuras antiguas (más de 40 años de haberse construido) con la finalidad de que su comportamiento ante sismos futuros sea aceptable, no solo en términos de su desempeño estructural, sino también, en términos de su funcionalidad. Por esta razón, es necesario, como primer paso, identificar el nivel de resiliencia sísmica de las estructuras existentes, parámetro que, como ya se mencionó, toma en cuenta la pérdida de funcionalidad. Para lo anterior, es necesario definir las características generales de dimensiones, geometría y propiedades no lineales de las secciones estructurales, después, se determina la amenaza sísmica que afecta a cada uno de los casos de estudio, lo anterior con la finalidad de obtener la respuesta estructural de las edificaciones, siendo necesario para relacionar modelos de demanda de ductilidad y parámetros de resiliencia sísmica como tiempos de demora, reparación y pérdida de funcionalidad. Posteriormente, se evalúa la resiliencia en términos de la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia. De este modo, se repite el procedimiento para el cálculo de la resiliencia sísmica; sin embargo, lo anterior se

realiza con las estructuras rehabilitadas a partir de las demandas de espectros de diseño que consideran la pérdida de funcionalidad posterior a un evento sísmico de gran intensidad.

2.1 Definición de las características estructurales

Posterior a haber definido la amenaza sísmica a la cual estarán expuestas las estructuras, es necesario tener claro las características estructurales de las mismas. Dichas características deben considerar las dimensiones, materiales, geometrías y tipología planteada por el proyecto arquitectónico y recursos disponibles. Con la información anterior, es posible definir características tales como la masa del sistema, periodo, rigidez lateral, amortiguamiento, ductilidad y capacidad de fluencia y última de los elementos estructurales, la cual se obtiene a través del cálculo de diagramas momento-curvatura (figura 2). En esta figura se muestran 3 segmentos principales, siendo el primero acotado por la rigidez lateral previa al agrietamiento de la sección de concreto a tensión; no obstante, este agrietamiento no compromete la estabilidad del sistema hasta el punto de fluencia del acero, donde se observa un cambio brusco de la rigidez hasta el agotamiento o resistencia última de la sección.

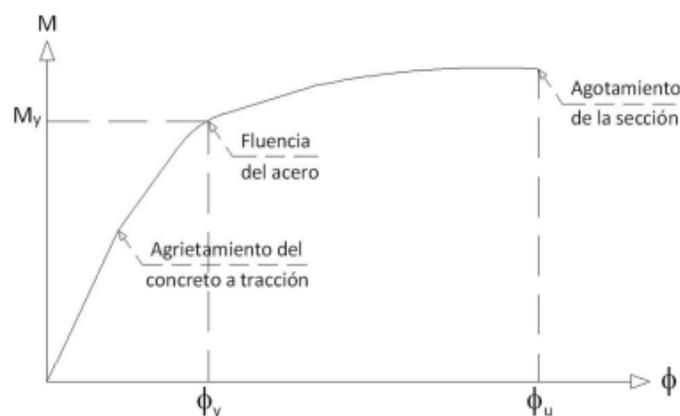


Figura 2 Diagrama momento-curvatura de una sección de concreto reforzado (Ospina et al., 2013).

Con la información obtenida hasta el momento, es posible definir modelos de comportamiento cíclico no lineal (modelos de histéresis) de los elementos estructurales, los cuáles serán de gran utilidad en la modelación analítica de la estructura para obtener su respuesta estructural.

2.1.1 Modelos de comportamiento histerético

Para el análisis sísmico es necesaria la implementación de modelos histeréticos para conocer la respuesta no lineal de las edificaciones. En términos generales, es una representación del comportamiento de los

elementos estructurales cuando son sometidos a ciclos de carga y descarga, tal como se caracteriza durante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Algunos modelos de histéresis son los siguientes:

2.1.1.1 Modelo bilineal

El modelo bilineal (figura 3) ha sido utilizado por muchos investigadores desde el inicio del análisis dinámico no lineal. Dicho modelo se caracteriza por sus dos pendientes (k) en la envolvente, representando la rigidez tanto en el comportamiento elástico e inelástico. Este modelo representa el comportamiento de los elementos estructurales ante cargas cíclicas reversibles a través de relaciones de fuerza y desplazamiento; no obstante, no considera degradación de la rigidez durante la descarga después de sobrepasar la fluencia y durante cargas reversibles.

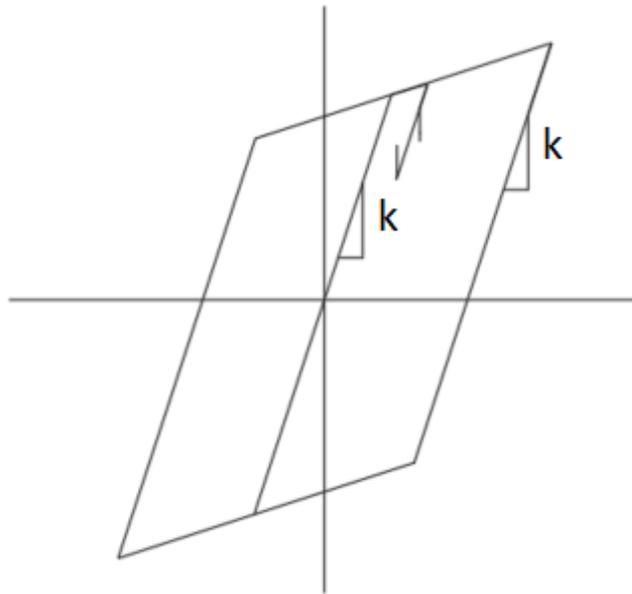


Figura 3 Modelo bilineal (Picón, 2004).

2.1.1.2 Modelo de Clough

Modelo propuesto por Clough y Johnston (1966) con una curva esqueleto elastoplástica que representa el comportamiento hysterético introduciendo la degradación de rigidez durante cargas reversibles. Posterior a que el elemento ha cedido, la descarga está relacionada con la rigidez inicial agrietada (k). Asimismo, la rigidez disminuye cuando el elemento es cargado en sentido opuesto. Dicho lo anterior, la rigidez para este rango es calculada mediante la unión de una recta que conecta el punto de descarga al punto donde el

elemento cede. En la figura 4 se observa la reducción de rigidez cuando el elemento es cargado en sentido opuesto.

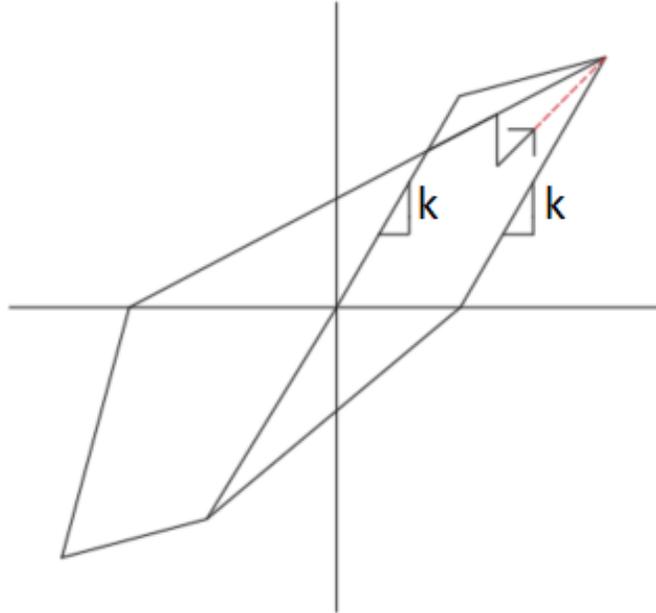


Figura 4 Modelo de Clough (Purca, 2012).

2.1.1.3 Modelo de Takeda

Modelo basado en observaciones experimentales hechas de elementos de concreto reforzado bajo cargas cíclicas reversibles. El modelo consta de una curva trilineal que representa los diferentes estados del elemento, tales como el estado no agrietado, agrietado y fluencia. El comportamiento no lineal comienza en el instante que la sección se agrieta. La pérdida de rigidez ($\alpha K'$) es considerada después de superar la cedencia (D_y) del elemento en las ramas de descarga. Cuando el elemento se carga en dirección contraria, la rigidez disminuye aún más que la inicial y que en las ramas de descargas. (figura 5).

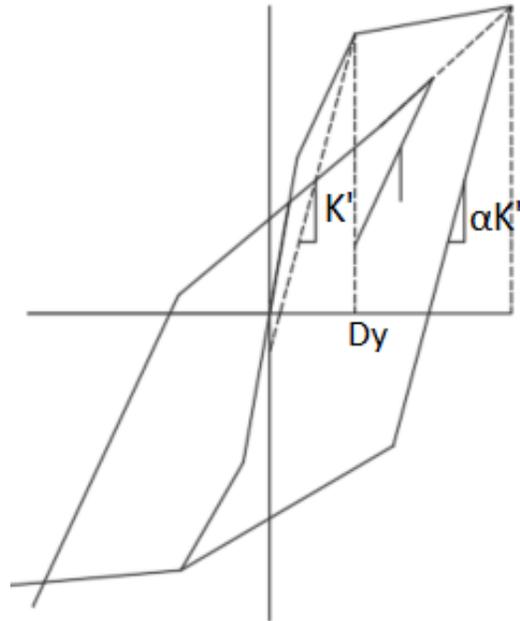


Figura 5 Modelo de Takeda (Picón, 2004).

2.1.1.4 Modelo Ibarra-Medina-Krawinkler

Es un modelo trilineal que, además de contar con las típicas ramas elásticas e inelásticas, considera la degradación del sistema una vez presentadas deformaciones que excedan el punto de capping, haciendo uso de la resistencia residual para definir este tramo.

La envolvente está acotada por la rigidez elástica (K_0), fuerza asociada a la fluencia (F_y), rigidez de posfluencia (K_p), rigidez de ablandamiento (K_c) y la resistencia residual (R) (figura 6).

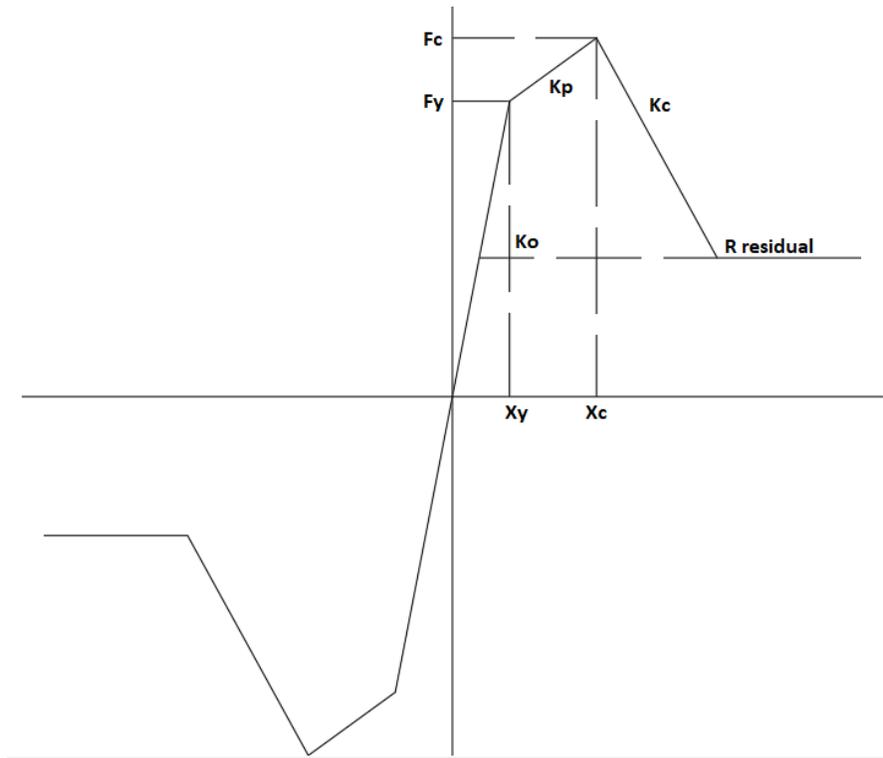


Figura 6 Modelo Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) (González, 2019).

2.2 Evaluación del peligro sísmico

Es necesaria la evaluación del peligro sísmico debido a que este representa el nivel de exposición a temblores, en lo referente a las máximas intensidades del movimiento del terreno que podrían afectar a las edificaciones de interés.

El peligro sísmico se refiere a un fenómeno natural causado por un evento. Esto a través de relacionar una medida de intensidad, como pseudoaceleración, y la probabilidad de exceder un estado límite de esa intensidad durante una excitación externa para un lapso definido. Para lo anterior, debe revisarse escrupulosamente las fuentes sísmicas con influencia en la zona de interés, a través de establecer sus características en función de la geometría y la distribución de probabilidad de puntos de inicio de la ruptura en el área de falla definida. Asimismo, es necesario considerar la propagación de las ondas sísmicas desde la fuente hasta la zona de estudio, además de la incertidumbre asociada a la estimación de aceleraciones del suelo en dicho sitio.

2.3 Análisis Dinámicos Incrementales

Una vez definidas las características de las edificaciones es posible obtener la respuesta estructural por medio de análisis no lineales en el tiempo empleando un modelo analítico de las estructuras en estudio considerando las características estructurales definidas en el paso anterior, lo cual, permite relacionar la demanda de ductilidad e intensidad sísmica con parámetros necesarios para el cálculo de la resiliencia.

Para lo anterior, se propone el uso de Análisis Dinámicos Incrementales (IDA, Incremental Dynamic Analysis) (Vamvatsikos y Cornell, 2002), el cual, es un método paramétrico que se basa en someter a la estructura a uno (o más) acelerograma(s), escalando cada uno para diferentes niveles de intensidad, generando una (o más) curva(s) de respuesta en parámetros de ductilidad, desplazamientos, cortante y distorsiones contra niveles de intensidad. Lo anterior con la finalidad de llevar la estructura a un estado de inestabilidad para estudiar la respuesta inelástica de la misma. Entre las ventajas del IDA se encuentra la capacidad de modelar una gran variedad de materiales no lineales, irregularidades en las estructuras, golpeteo o fenómenos asociados a edificios de gran altura (Kassem *et al.*, 2020).

Asimismo, los IDA se consideran como el método más preciso que existe en la actualidad para evaluar el desempeño sísmico de edificios, convirtiéndose en una valiosa herramienta para evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras a través del comportamiento elástico, fluencia y respuesta inelástica hasta alcanzar la inestabilidad de la estructura. Por medio de dicho análisis, se compara la intensidad del movimiento y la respuesta estructural en parámetros de la ductilidad, desplazamientos, cortante y distorsiones.

2.4 Demanda de intensidad sísmica

Después de haber obtenido modelos que relacionan la demanda de ductilidad y la intensidad sísmica por medio de IDAs, se define la demanda asociada al periodo fundamental de la estructura, parámetro utilizado para medir las fuerzas internas de una estructura ante la excitación de los movimientos del suelo.

2.5 Parámetros de la resiliencia sísmica

Posterior a la definición de la demanda asociada al periodo fundamental de la estructura, es posible llevar a cabo los IDA y obtener parámetros de respuesta como la demanda de ductilidad asociada a la intensidad sísmica definida en el apartado 2.4. Con lo anterior, se relacionan la ductilidad con la pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora, parámetros necesarios para estimar la resiliencia sísmica estructural.

2.5.1 Estimación de la pérdida de funcionalidad

Como parte del cálculo de la resiliencia sísmica, es necesario cuantificar la pérdida de funcionalidad posterior a la ocurrencia de un sismo. Se entiende por funcionalidad a la capacidad que tienen las estructuras para albergar a las personas y que éstas realicen las actividades pensadas dentro del diseño de la estructura sin comprometer su seguridad.

Posterior a la ocurrencia de un sismo, es posible que la capacidad de la estructura se haya visto mermada por el daño, siendo necesario llevar a cabo un nuevo análisis de la estructura dañada, calculando la funcionalidad medida con respecto a la estructura original, comparando la capacidad residual tras sufrir daño. Cabe recordar que la capacidad de resistencia de una estructura puede conocerse por medio de análisis no lineales, usando como referencia el cortante de fluencia, v_y .

2.5.2 Estimación de los tiempos de reparación

Los tiempos de reparación refieren al trabajo en obra necesario para recuperar la funcionalidad de una estructura posterior a los tiempos de demora. De acuerdo con González *et al.* (2020), el conocer el estado de daño de cada elemento a través de las rotaciones plásticas, permite aplicar estrategias de reparación que lleven a la estructura a su estado original, empleando programas de obra que estiman los tiempos y costos de reparación.

Aunado a lo anterior, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA, por sus siglas en inglés) en su documento P-58-1 (FEMA, 2018) realiza una clasificación de daños en elementos estructurales asociando el estado de daño con la distorsión residual de entrepiso (Tabla 1).

Tabla 1 Descripción de estados de daño-adaptación FEMA (2018).

| Estado de Daño | Descripción | Distorsión residual $\Delta/h^{(1)}$ |
|----------------|--|--------------------------------------|
| DS1 | Sin daño estructural aparente; no obstante, el edificio puede requerir ajustes y reparaciones en elementos no estructurales. | 0.2% |
| DS2 | Son necesarias reparaciones en los elementos estructurales para mantener distorsiones permisibles para elementos no estructurales y detener degradación en la estabilidad estructural. | 0.5% |

| | | |
|-----|---|---|
| DS3 | Se requiere una reparación estructural mayor para recuperar el margen de seguridad de la estabilidad lateral; sin embargo, puede ser que el costo de la reparación no sea rentable. | 1% |
| DS4 | La distorsión residual es suficientemente larga que la estructura está en peligro de colapso debido a los daños derivados del sismo. | Sistemas de alta ductilidad $4% < 0.5V_{diseño}/W$ |
| | | Sistemas moderadamente dúctiles $2% < 0.5V_{diseño}/W$ |
| | | Sistemas de ductilidad limitada $1% < 0.5V_{diseño}/W$ |

Dicho lo anterior, conociendo la respuesta estructural en forma de ductilidad, es posible entonces calcular los tiempos de reparación, RT.

2.5.3 Estimación de los tiempos de demora

Se entiende por tiempos de demora al tiempo asociado a las pérdidas indirectas posteriores a un evento sísmico relacionadas con la dificultad para proveer bienes y servicios durante el tiempo de inactividad. Las razones asociadas al retraso en el comienzo de actividades de reparación han sido estudiadas por diferentes autores, entre los cuales, destacan Comerio (2006), Almufti y Willford (2013), identificando los siguientes factores de demora: 1) inspección, 2) ingeniería, 3) permisos, 4) financiamiento y 5) movilización del contratista.

2.6 Demandas de diseño para el reforzamiento de estructuras

Como se comentó con antelación, es necesario revisar cuidadosamente el comportamiento estructural de las edificaciones que tiene varios años de haberse construido, sobre todo, aquellas estructuras que se diseñaron con un reglamento anterior al sismo del 19 de septiembre de 1985, esto con la finalidad de garantizar su funcionalidad durante y después de la ocurrencia de un sismo. Por lo tanto, con el objetivo de aumentar la resiliencia de edificaciones que se encuentran en la situación descrita anteriormente, se sugiere implementar demandas sísmicas cuyos valores tomen en cuenta conceptos de resiliencia, con lo cual, se obtienen las demandas de diseño que deberán resistir las edificaciones rehabilitadas.

2.7 Análisis probabilístico

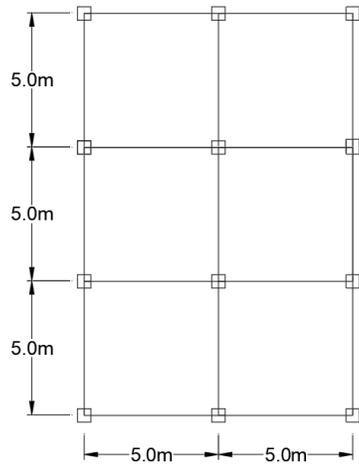
La ecuación 1 se emplea para calcular la resiliencia para un evento en específico; sin embargo, en esta tesis se plantea evaluar el nivel de resiliencia a través de la tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia, tomando en cuenta el ambiente sísmico en el cual se encuentra la estructura en estudio, por lo que es necesario realizar un análisis probabilístico. Con los resultados obtenidos en este paso, se estará en posibilidad de comparar la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia de la estructura en estudio con un nivel de pérdida de resiliencia propuesta. En caso de que esto no se cumpla, se procederá entonces a proponer medidas de intervención que permitan alcanzar el nivel de resiliencia propuesto.

Para llevar a cabo el análisis probabilista, es necesario haber calculado la resiliencia sísmica por medio de la cuantificación de la pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora. Con lo anterior, se tomarán los valores de pérdida de resiliencia obtenidos para ajustar una función de densidad de probabilidades, con lo cual, se calcula la probabilidad de excedencia de la pérdida de resiliencia y, a través de cualquier método propuesto en la literatura, se evaluará la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia.

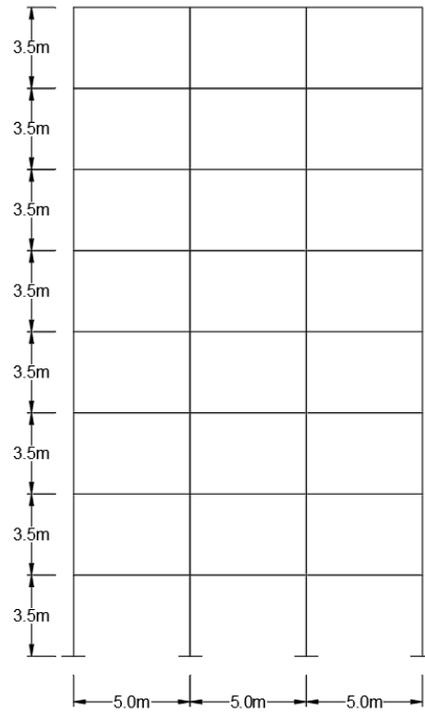
3. Casos de estudio

3.1 Descripción de las estructuras

Para implementar la metodología descrita en el capítulo anterior en la presente tesis se propone, como casos de estudio, 3 edificaciones hipotéticas cimentadas en zona de suelo blando en la Ciudad de México (figura 7, 8 y 9). Las estructuras tienen un sistema estructural basado en marcos rígidos de concreto reforzado con sistema de piso compuesto por losas macizas apoyadas perimetralmente. Para llevar a cabo el estudio, se considera que las edificaciones fueron construidas considerando las normas vigentes en 1977 (DDF, 1977).

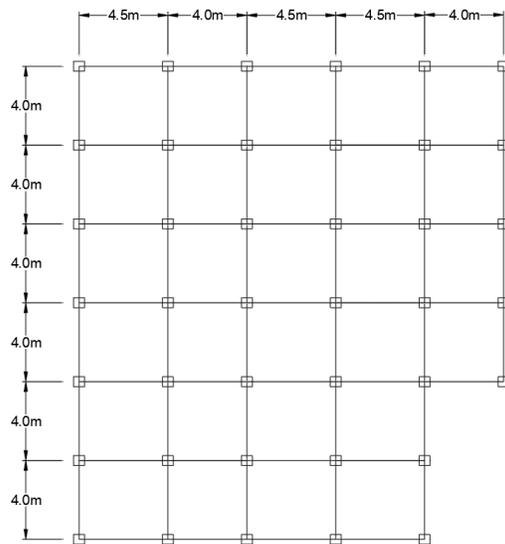


(a)

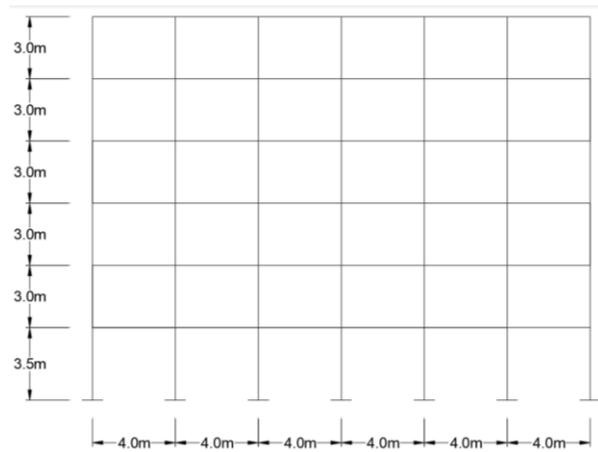


(b)

Figura 7 Geometría del caso de estudio 1: a) planta, b) elevación frontal.



(a)



(b)

Figura 8 Geometría del caso de estudio 2: a) planta, b) elevación frontal.

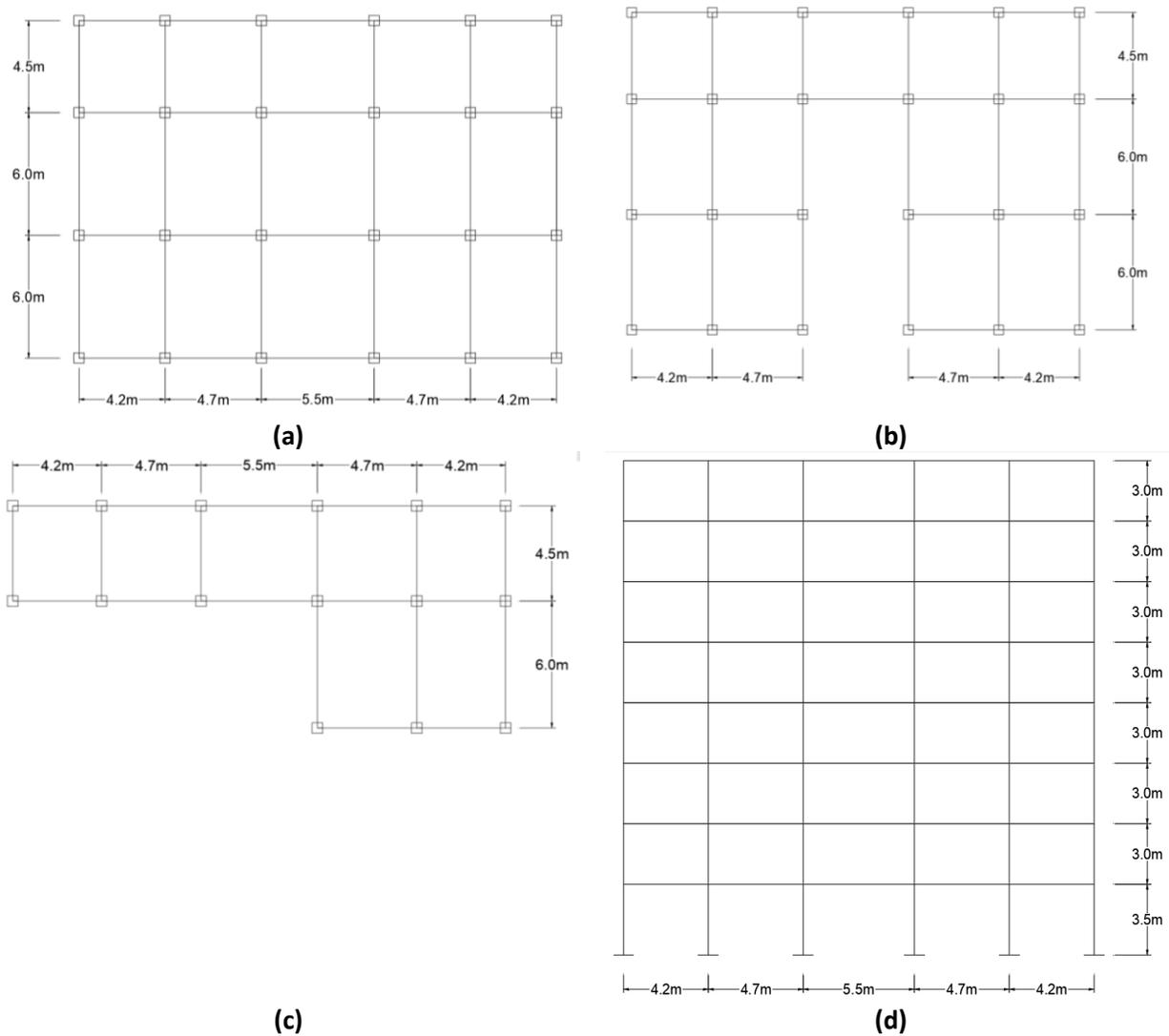


Figura 9 Geometría del caso de estudio 3: a) planta nivel 1 a 2, b) planta nivel 3 a 7, c) planta nivel 8, d) elevación frontal.

Las edificaciones anteriormente descritas fueron propuestas tratando de representar gran parte de las estructuras cimentadas en la Zona III considerada en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017). Asimismo, los periodos fundamentales de vibrar de las estructuras se observan en la tabla 2:

Tabla 2 Periodos fundamentales de vibrar de los casos de estudio

| Caso de estudio | Periodo fundamental de vibrar (s) |
|-----------------|-----------------------------------|
| 1 | 1.310 |
| 2 | 0.983 |
| 3 | 1.297 |

La configuración estructural descrita parte de la base de datos presentada por González *et al.* (2022), la cual se toma como referencia para la creación de los casos de estudio. Asimismo, se emplearon modelos analíticos de las edificaciones para conocer su respuesta estructural; no obstante, debido al desconocimiento de su resistencia, ductilidad y rigidez de posfluencia, se replicó el diseño en cada uno de los casos de estudio.

3.2 Peligro sísmico

Para los casos de estudio, la amenaza sísmica está definida en tres partes: 1) la demanda sísmica para llevar a cabo los IDA está definida por 36 registros clasificados para la Zona III considerada en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México fijada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017). Se realizan dichos análisis para conocer la respuesta estructural, con lo cual, se obtienen modelos que relacionan un parámetro de intensidad, en este caso, pseudoaceleración asociada al periodo fundamental de la estructura y la demanda de ductilidad de las edificaciones; 2) la demanda sísmica que se asume, afectarán a las edificaciones de los casos de estudio para el cálculo de la resiliencia propiamente, para lo cual, se calcula la pseudoaceleración en función del periodo fundamental de vibrar. Posterior a la evaluación de la resiliencia, se debe tomar la decisión de qué estructuras son necesarias rehabilitar, para esto, el diseño de la rehabilitación está definido por 3) las demandas de un espectro de diseño basado en resiliencia del 85% y periodo de retorno de 125 años. De este modo, las demandas ejercidas por dichos espectros serán las utilizadas para el diseño de las técnicas de reforzamiento de cada uno de los casos de estudio, en caso de que se requiera.

Para el peligro sísmico del segundo apartado, se calcula la demanda de ductilidad del sistema por medio de los modelos obtenidos de los IDA; no obstante, es imprescindible una muestra representativa de registros para realizar el análisis probabilístico de valores de pérdida de resiliencia planteado en el apartado 2.7, con lo cual, se parte del cálculo de la resiliencia de una muestra de 1,000 eventos para cada una de las magnitudes acotadas entre 6.8 a 8.1 de la fuente sísmica no. 29 profundidad intermedia centro media del Manual de Obras Civiles (C.F.E, 2015). De este modo, se propone dicha fuente debido a que cuenta con los sismos con un contenido de frecuencias que excita mayormente los periodos de los casos de estudio. Asimismo, debido a que el rango de magnitudes consideradas es poco frecuente (6.8 a 8.1), no hay un número suficiente de acelerogramas registrados en la zona de estudio para realizar el análisis probabilístico comentado anteriormente, por lo cual, se optó por la generación de registros sísmicos sintéticos con esquema de suma estocástica de registros semilla usando funciones de Green empíricas (González y Niño, 2019).

Se consideró la magnitud M_o 6.8 debido a que se observó que, a partir de ésta, las demandas ejercidas en las edificaciones eran lo suficientemente grandes para que las estructuras comenzaran a incursionar en el rango no lineal. Posteriormente, la magnitud M_u 8.1 está acotada de acuerdo con el Manual de Obras Civiles (C.F.E, 2015) como la magnitud máxima probable que puede presentarse en la fuente no. 29 de profundidad intermedia.

Lo descrito anteriormente tiene como finalidad el cálculo de la resiliencia sísmica para una muestra de 14,000 registros (1,000 para cada magnitud entre 6.8 y 8.1), de este modo, se evalúa la resiliencia a través del análisis probabilístico del apartado 2.7 basado en la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia.

3.3 Evaluación estructuras originales

3.3.1 Análisis dinámicos incrementales

Para determinar la respuesta estructural, con lo cual, se obtendrán modelos que relacionan la demanda de ductilidad y la intensidad sísmica, se llevaron a cabo IDA's empleando 36 registros sísmicos generados en una fuente intraplaca de profundidad intermedia, obtenidos de estaciones localizadas en zona de suelo blando de la Ciudad de México. Los IDA se realizaron empleando el software Opensees (McKenna *et al.*, 2009) empleando articulaciones concentradas en los extremos de los elementos. Como parte de los resultados de este análisis se obtuvieron las curvas IDA que relacionan desplazamiento y cortante basal con aceleración que, a su vez, conforman la curva de capacidad dinámica. De lo anterior, se obtienen los desplazamientos promedio y de fluencia, que permiten obtener modelos que relacionan la demanda de ductilidad y la intensidad sísmica en términos de pseudoaceleración, lo cual es un parámetro necesario para usar los modelos propuestos por González *et al.*, (2020) para el cálculo de pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora.

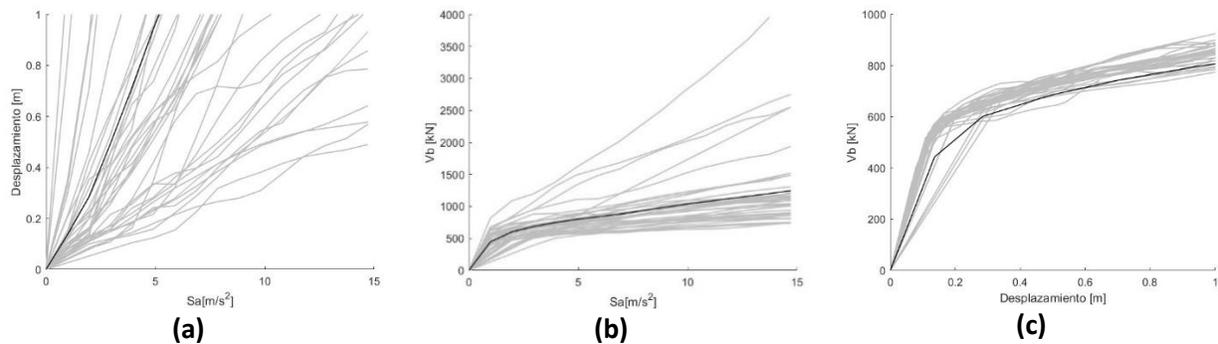


Figura 10 Gráficas IDA para el caso de estudio 2 donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Cortante y c) Curva de Capacidad Dinámica.

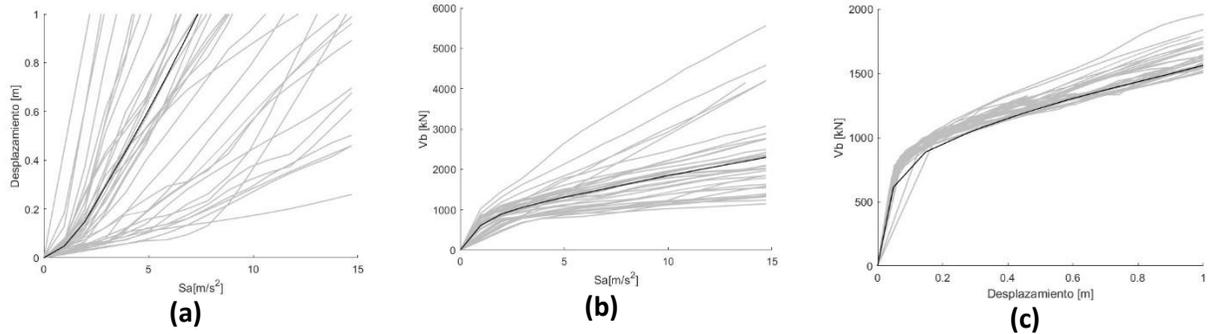


Figura 11 Gráficas IDA para el caso de estudio 1 donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Cortante y c) Curva de Capacidad Dinámica.

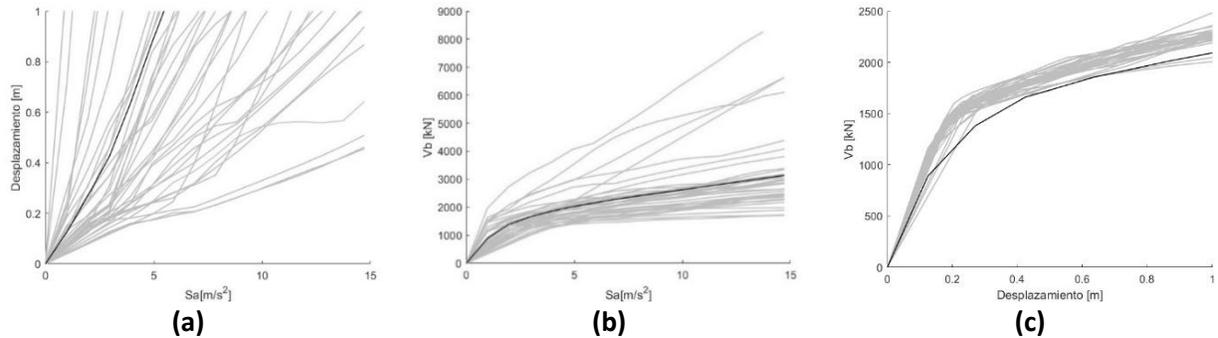


Figura 12 Gráficas IDA para el caso de estudio 3 donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Cortante y c) Curva de Capacidad Dinámica

En el caso de las de las gráficas IDA (figuras 10, 11 y 12) de desplazamiento destaca de manera más clara que para los 3 casos de estudio se alcanza la fluencia entre las intensidades 1 y 2 m/s^2 , siendo este punto coincidente con el cortante de fluencia. Por otro lado, en las gráficas IDA de cortante se observa una degradación inicial en la rigidez relacionada con la formación de las primeras articulaciones plásticas; sin embargo, aún no se pierde la estabilidad del sistema. Del mismo modo, en las curvas de capacidad dinámica se observa que a mayor número de crujiás se tiene mayor cortante basal, asimismo, se corrobora el punto anterior comparando la pendiente de estas curvas, resultando en una mayor rigidez lateral para el caso de estudio 2.

3.3.2 Parámetros de resiliencia

Posterior a la estimación de la respuesta estructural de las edificaciones en estudio, es posible obtener los parámetros de resiliencia que se presentan a continuación, los cuales conforman el perfil de funcionalidad para la cuantificación de la resiliencia sísmica.

3.3.2.1 Estimación de la pérdida de funcionalidad

Tal como se ha discutido anteriormente, es posible asociar el daño por medio de las rotaciones plásticas generadas por la demanda de ductilidad dada la ocurrencia de un sismo. Asimismo, dependiendo del estado de daño, es factible definir el decremento correspondiente en la capacidad (González *et al.*, 2020).

De acuerdo con González y Niño (2022), se propone un modelo que relaciona la demanda de ductilidad y la pérdida de resiliencia a través de la diferencia entre la integral de una curva de capacidad estática definida y una residual (Figura 13). Para lo anterior, se realizó un análisis estático no lineal de una estructura sin daño, posteriormente, esa misma estructura se somete a análisis no lineales con registros sísmicos, con lo cual, se obtendrán rotaciones plásticas, permitiendo asignar a cada elemento un factor reductor de resistencia y rigidez. Después, se modela la estructura con los elementos dañados, obteniendo una curva de capacidad estática residual, cuantificando de este modo la pérdida de resiliencia.

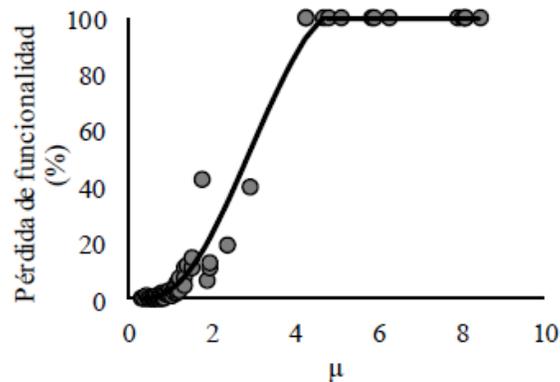


Figura 13 Modelo general de pérdida de funcionalidad (González y Niño, 2022).

3.3.2.2 Estimación de los tiempos de reparación de elementos estructurales

De acuerdo con González *et al.* (2020), al conocer el estado de daño de cada elemento, a través de las rotaciones plásticas, es posible proponer estrategias de reparación que lleven a la estructura a su estado original, empleando programas de obra que estiman los tiempos y costos de reparación. Dicho lo anterior, conociendo la respuesta estructural en forma de ductilidad, es posible calcular los tiempos de reparación, RT. Debido a que los programas de obra se realizan con base en la información de rotaciones plásticas, estando éstas asociadas directamente a la demanda de ductilidad, González y Niño (2022) propusieron un modelo general que permite relacionar los tiempos de reparación normalizados (respecto al tiempo de reparación máximo) con la demanda de ductilidad (Figura 14).

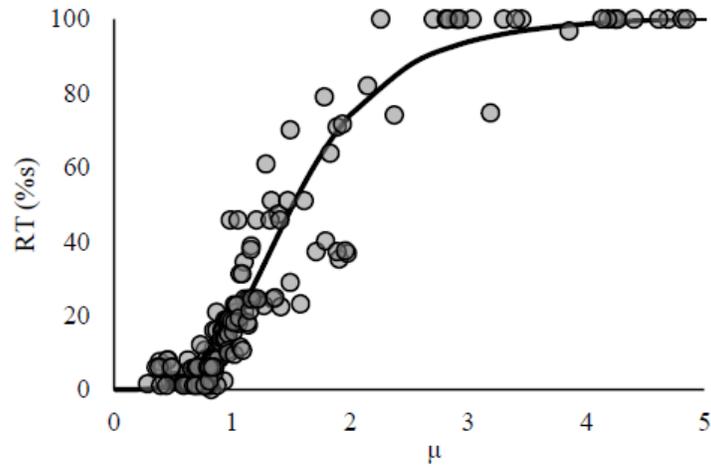


Figura 14 Modelo de tiempo de reparación vs demanda de ductilidad (González y Niño, 2022).

3.3.2.3 Estimación de los tiempos de demora

Para la estimación de los tiempos de inactividad que presentan entre la ocurrencia de un evento sísmico y el inicio de las actividades de reparación González y Niño (2022) identifican como los más importantes los tiempos asociados a: inspección, ingeniería y movilización de contratistas. Asimismo, relacionan la respuesta estructural con estos tiempos, proponiendo tiempos medios asociados a un valor de distorsión que caracterice un estado de daño. Los resultados de relacionar los tiempos de inspección, ingeniería y movilización de contratistas con el nivel de distorsión se observan en la figura 15.

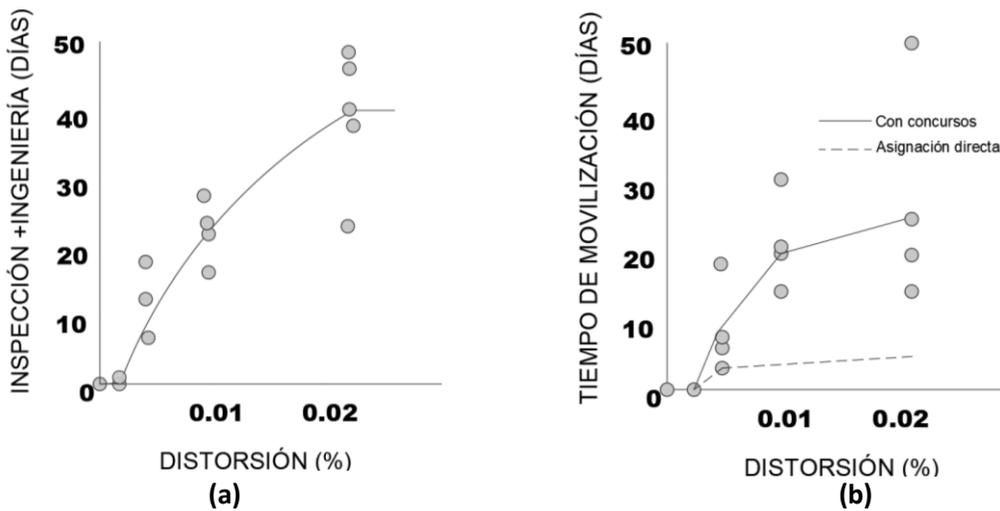


Figura 15 a) Función de tiempo de inspección e ingeniería. b) Función de tiempos de movilización de contratistas (González y Niño, 2022).

3.3.2.4 Perfiles de funcionalidad para la resiliencia sísmica

Posterior al cálculo de pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora, se conforma el perfil de funcionalidad para cada uno de los casos de estudio, ante lo cual, se observan los siguientes perfiles promedio de las estructuras originales para magnitudes 7.0, 7.2 y 7.5 (Figura 16):

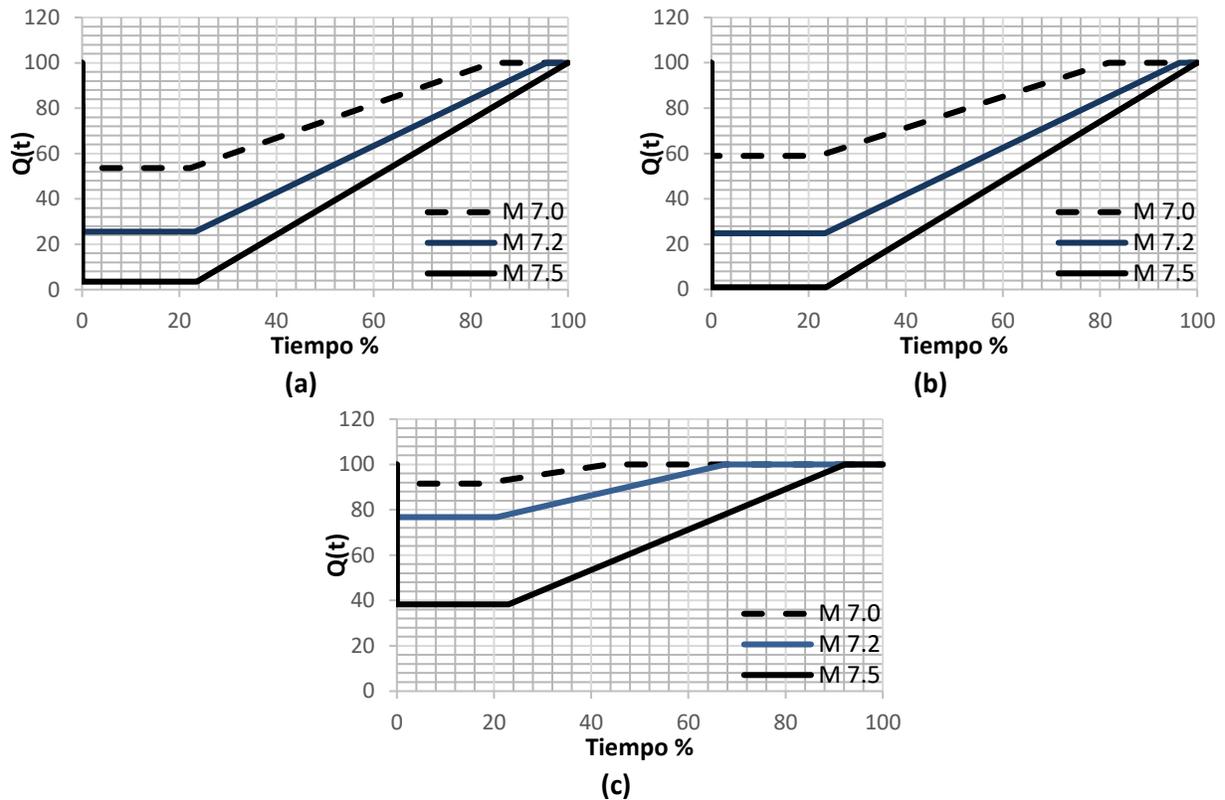


Figura 16 Perfiles de resiliencia de edificaciones originales para magnitudes 7.0, 7.2 y 7.5 a) caso de estudio 1, b) caso de estudio 2 y c) caso de estudio 3.

Los perfiles de funcionalidad promedio mostrados únicamente muestran la pérdida de funcionalidad para magnitudes de 7.0, 7.2 y 7.5, lo anterior, debido a que, para los dos primeros casos de estudio, a partir de la magnitud 7.5 se tienen pérdidas de funcionalidad demasiado grandes, siendo estas, incluso, del 100%, entendiéndose esto como el colapso de la estructura, debiéndose a la ocurrencia de un sismo de gran magnitud y poco probable que, debido al contenido de frecuencias, genera demandas de ductilidad excesivas, por lo cual, se muestran estas magnitudes como las más representativas gráficamente.

De la figura 16 a) y b) se observan pérdidas de funcionalidad similares, siendo estas menores al 30% posterior al evento sísmico a partir de sismos de magnitud 7.2. No obstante, para el caso de estudio 3 (figura

16 c), para sismos de magnitud 7.5, se tiene una pérdida de funcionalidad promedio del 40% posterior a un evento sísmico.

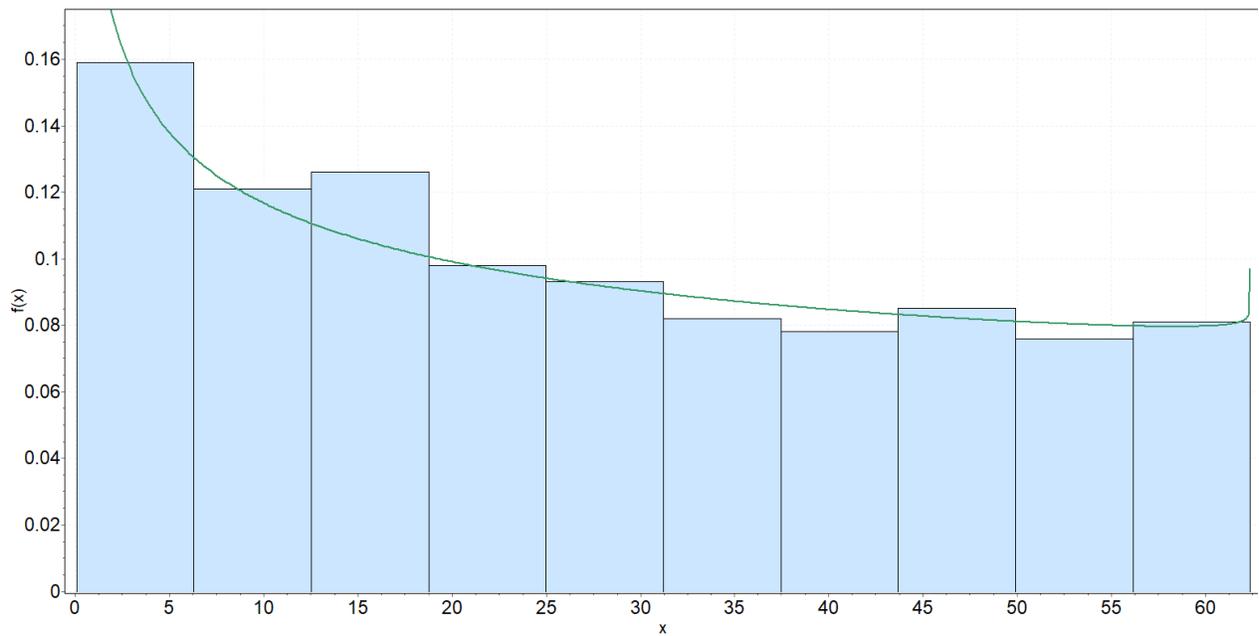
3.3.3 Análisis probabilístico

Tal como se mencionó en el apartado 2.7, se realiza un análisis probabilístico de los resultados de resiliencia para evaluar el nivel de la misma a través de la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia, para lo cual, es necesario haber calculado la resiliencia sísmica empleando un conjunto de registros sintéticos que sean colectivamente exhaustivos. Se simuló registros sísmicos para cada una de las magnitudes acotadas entre 6.8 y 8.1 de la fuente sísmica no. 29, profundidad intermedia centro del Manual de Obras Civiles (C.F.E, 2015) y empleando los modelos de González y Niño (2022) que relacionan la respuesta estructural con la pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora. Asimismo, se calcula la pérdida de resiliencia como la diferencia entre el valor de resiliencia y el 100%, permitiendo ajustar una función de densidad de probabilidad para la muestra de resultados obtenidos en cada magnitud. Después haber ajustado las funciones de densidad de probabilidad, se calcula probabilidad de excedencia de un valor de pérdida de resiliencia, ponderando esta por la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico con magnitud, M .

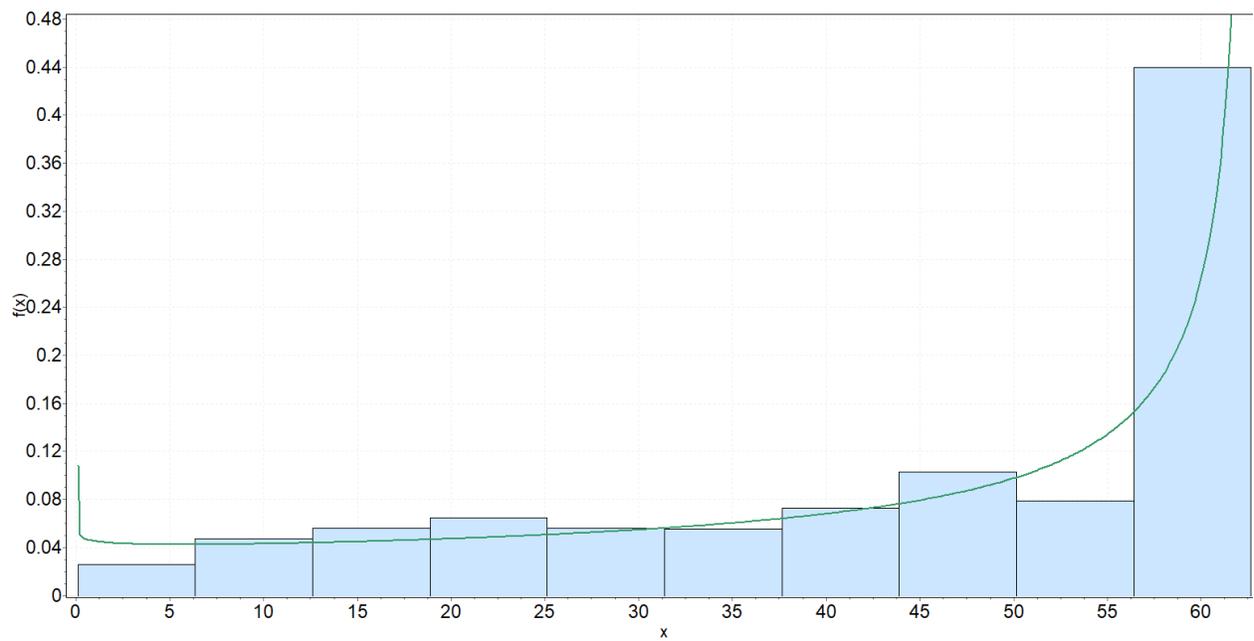
3.3.3.1 Ajustes de funciones de densidad de probabilidad para la pérdida de resiliencia

Para realizar el ajuste de las funciones de densidad de probabilidad se empleó el software EasyFit 5.6 (Mathwave, 2015), el cual, permite ajustar automáticamente el mejor modelo de funciones de densidad de probabilidad, entre 65 probables, a través del análisis de las pruebas de bondad Kolmogórov-Smirnov, Anderson-Darling y Chi-cuadrado de manera simultánea.

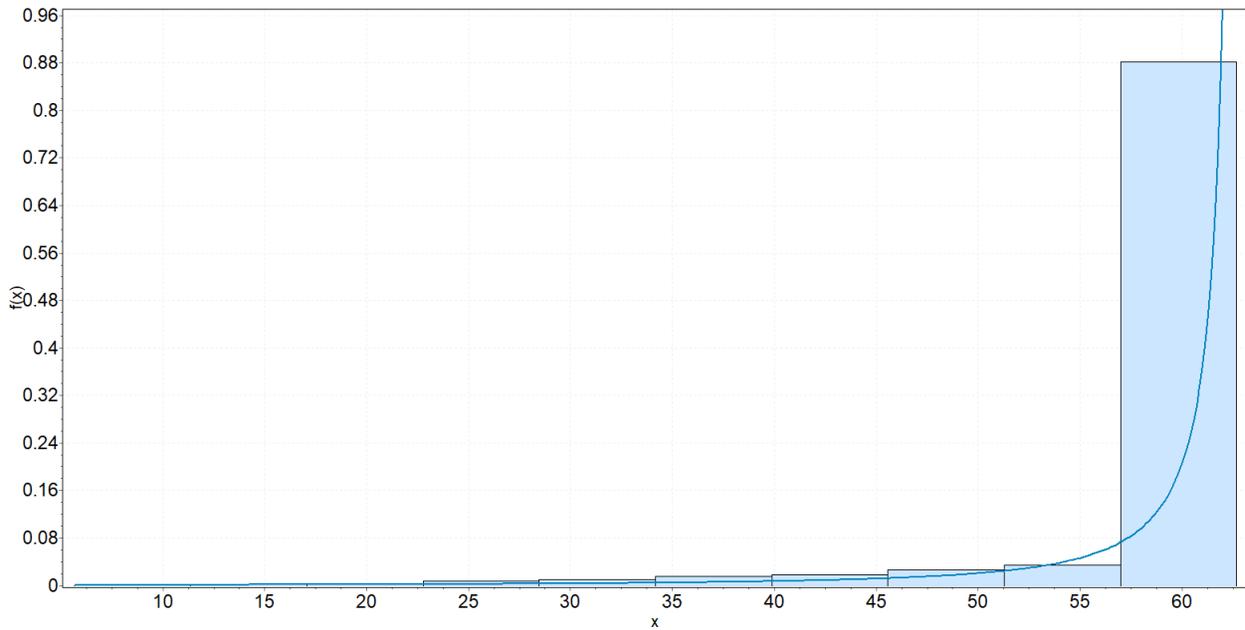
En concordancia con el apartado 3.3.2.4, se presentan las gráficas de frecuencia obtenidas y las funciones de densidad de probabilidad que mejor se ajustaron para magnitudes 7.0, 7.2 y 7.5 del caso de estudio 1 en la figura 17:



(a)



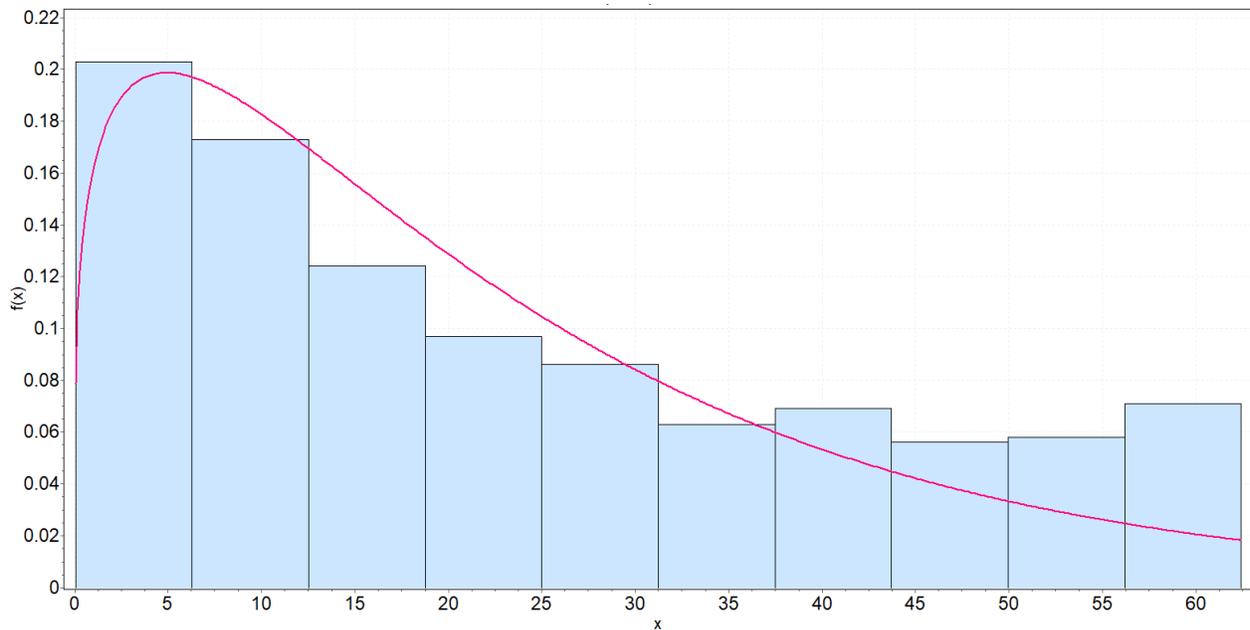
(b)



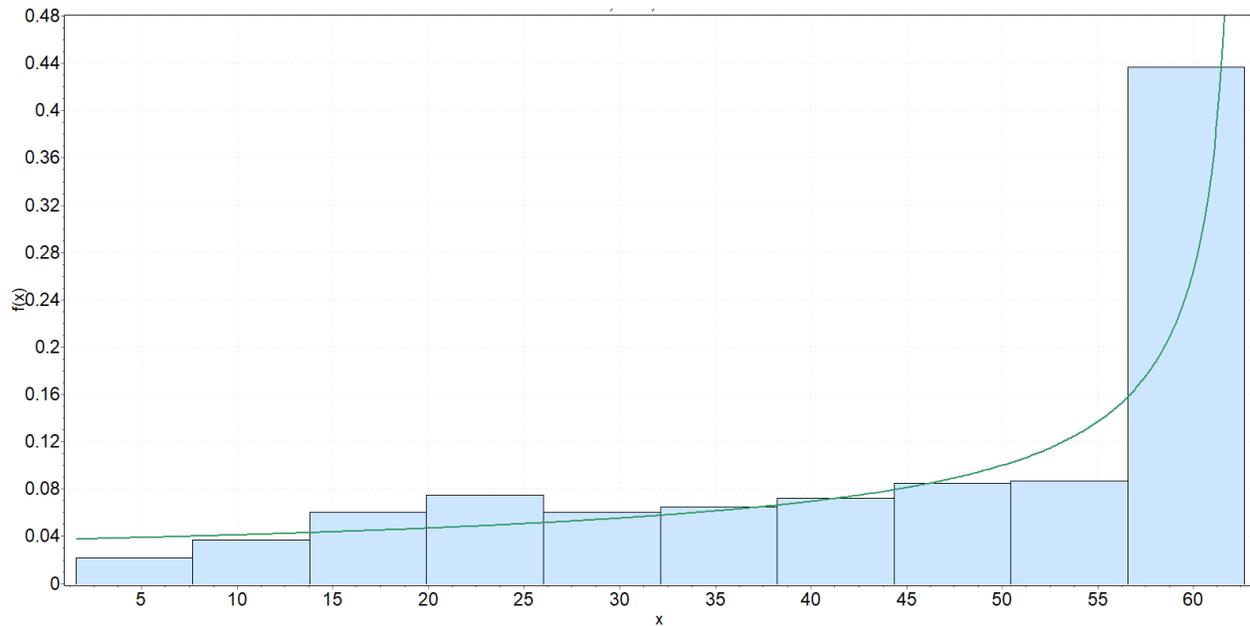
(c)

Figura 17 Funciones de densidad de probabilidad para estructura original caso de estudio 1 magnitudes a) 7.0, b)7.2 y c)7.5.

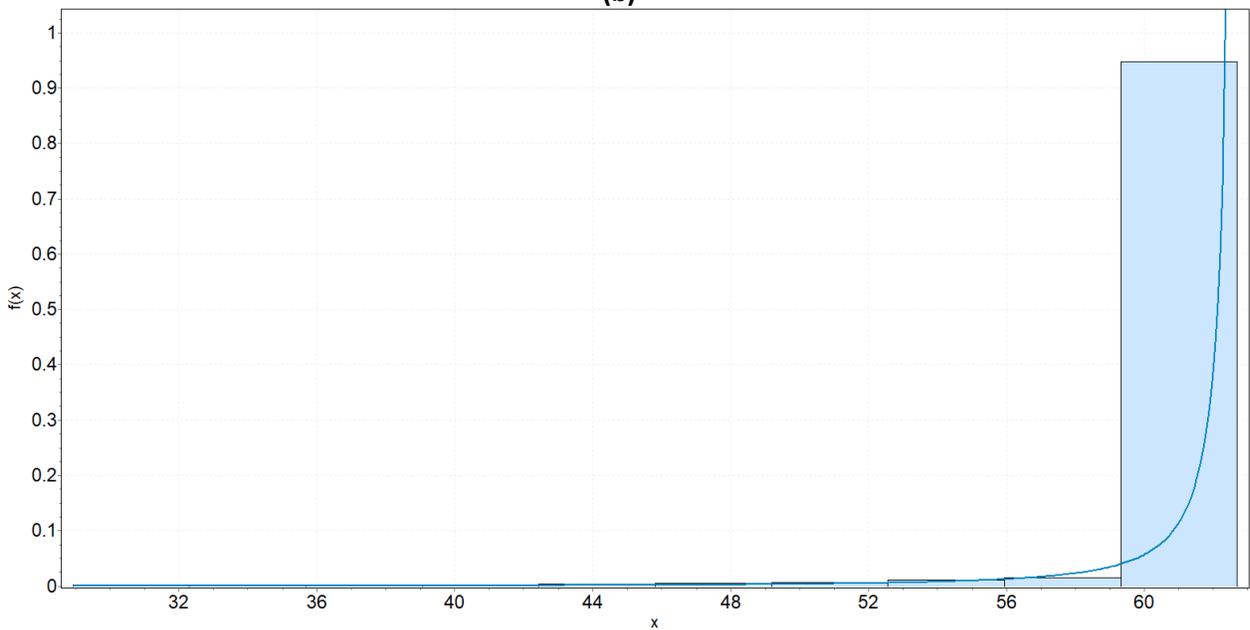
En la figura 17 a se observa que para la magnitud de 7.0 el rango con mayor frecuencia es el comprendido entre los valores de 0 y 6.5% de pérdida de resiliencia y una frecuencia relativa cercana al 16%. Asimismo, para la magnitud 7.2 (Figura 17 b), se observa una tendencia clara del histograma cargado al lado derecho, donde las pérdidas de resiliencia son mayores. Por otro lado, para la magnitud 7.5 (Figura 17 c), se observa una frecuencia relativa cercana al 88% para la pérdida de resiliencia máxima del 63%.



(a)



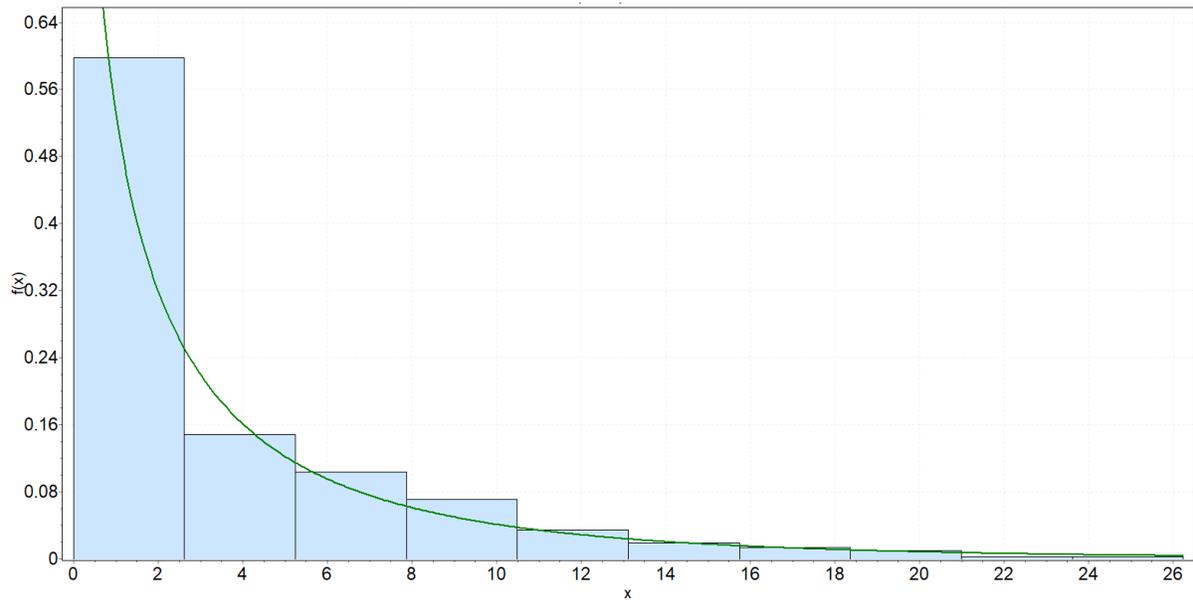
(b)



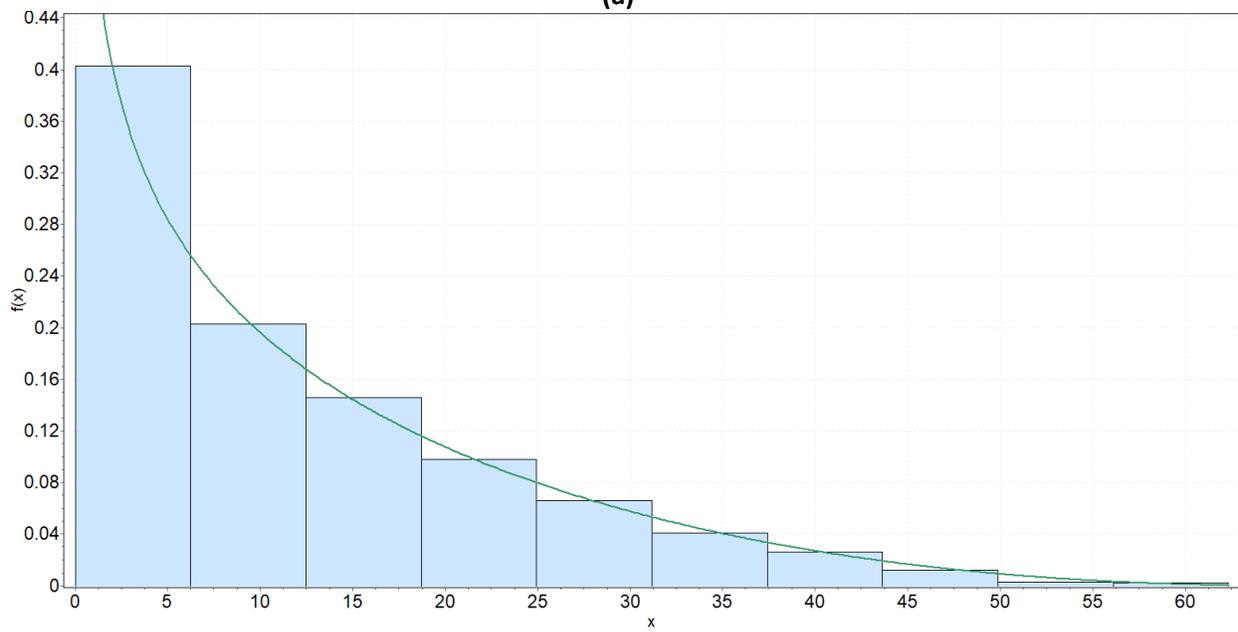
(c)

Figura 18 Funciones de densidad de probabilidad para estructura original caso de estudio 2 magnitudes a) 7.0, b)7.2 y c)7.5.

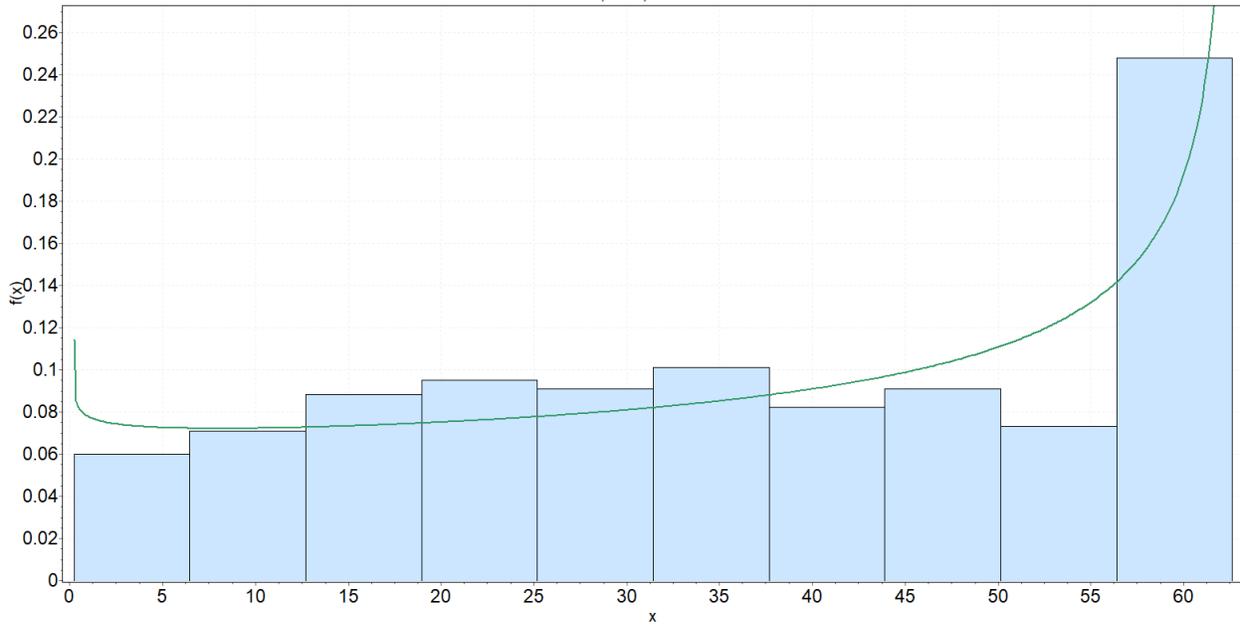
Para el caso de estudio 2, figura 18 a) se observa una frecuencia relativa del 20% para una pérdida de resiliencia de 0 y 6.5%. Por otro lado, tal como en el caso anterior, se observa que apenas 2 grados de magnitud mayores, la pérdida de resiliencia tiene la misma tendencia para pérdidas de resiliencia grandes (Figura 18 b). Asimismo, para la magnitud 7.5 (Figura 18 c), se observa una frecuencia relativa mayor al 90% para los valores máximos de pérdida de resiliencia, entendiéndose como un daño grave de la estructura ante la exposición de la fuente sísmica en cuestión.



(a)



(b)



(c)

Figura 19 Funciones de densidad de probabilidad para estructura original caso de estudio 3 magnitudes a) 7.0, b)7.2 y c)7.5.

Posteriormente, los resultados obtenidos del cálculo de la pérdida de resiliencia del caso de estudio 3 arrojan una estructura que no presenta pérdidas de resiliencia muy grandes para las dos primeras magnitudes mostradas (Figuras 19 a y 19 b), teniendo una frecuencia relativa del 60% y 40% para un pérdida de resiliencia entre el 0 y 6.5%. Asimismo, apenas para la magnitud máxima mostrada, comienza a cargarse el histograma al costado derecho, sección correspondiente a pérdidas de resiliencia mayores (Figura 19 c).

3.3.3.2 Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia

Con la finalidad de evaluar el nivel de resiliencia de cada uno de los casos de estudio, se propone calcular la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia, lo cual, permitirá discernir si es necesario reforzar las estructuras inicialmente planteadas al inicio del apartado 3.1.

La tasa de excedencia de pérdida de resiliencia se calcula con una modificación de la ecuación de peligro sísmico, propuesta originalmente por Esteva (1968), la cual es una representación del teorema de la probabilidad total, la ecuación 2 toma en cuenta la probabilidad de excedencia de una pérdida de resiliencia ponderada por la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico con magnitud, M.

$$v(RL) = \int_{M_o}^{M_u} -\frac{d\lambda(M)}{dM} \Pr(RL > RL_{lim}|M, T) dM \quad (2)$$

Donde:

$\nu(RL)$: Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia RL.

$\frac{d\lambda(M)}{dM}$: Probabilidad de ocurrencia de una magnitud.

$\Pr(RL > RL_{lim}|M, T)$: Probabilidad de excedencia de la pérdida de resiliencia, dependiendo de un periodo.

De la expresión anterior, se observa que se requiere la probabilidad de ocurrencia una magnitud, la cual, se obtiene a partir de la derivada de la tasa de excedencia de magnitudes, la cual puede obtenerse con uno de los muchos modelos que representan la sismicidad de un sitio, por ejemplo, el modelo de Gutenberg-Richter o el modelo del temblor característico.

3.3.3.1 Tasa de excedencia de magnitudes sísmicas

Dicha tasa mide la frecuencia con que se generan sismos con una magnitud mayor a la dada (C.F.E, 2015). En la actualidad, los modelos de tasa de excedencia de magnitudes, $\lambda(M)$, más comúnmente usados son los siguientes:

- a) Relación de Gutenberg-Richter modificada: En la mayoría de las fuentes la función $\lambda(M)$ está definida por una versión modificada de la relación de Gutenberg y Richter, donde la sismicidad queda descrita por (Cornell y Vanmarcke, 1969):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}; \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (3)$$

Donde:

M_0 : Magnitud mínima relevante.

λ_0, β y M_u : Parámetros que definen la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas.

- b) Modelo del temblor característico: Este modelo se ha usado en el caso particular de grandes temblores de subducción ($M > 7$), como los que ocurren en el Pacífico mexicano (Singh, 1981):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma} \right] - \Phi \left[\frac{M - E(M)}{\sigma} \right]}{\Phi \left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma} \right] - \Phi \left[\frac{M_0 - E(M)}{\sigma} \right]}; \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (4)$$

Donde:

$\lambda_0, E(M)$ y σ : Parámetros que se obtienen estadísticamente para la zona mexicana de subducción.

$\Phi(\cdot)$: Función de distribución estándar.

Para el caso de estudio del presente trabajo, se utiliza el modelo de ocurrencia sísmica Gutenberg-Richter para la fuente no. 29 de profundidad intermedia del Manual de Obras Civiles (C.F.E, 2015) (Figura 20).

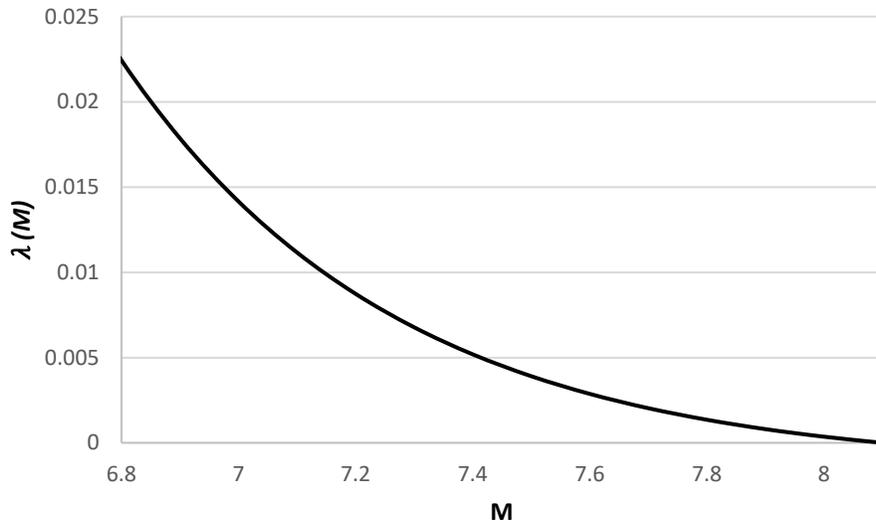
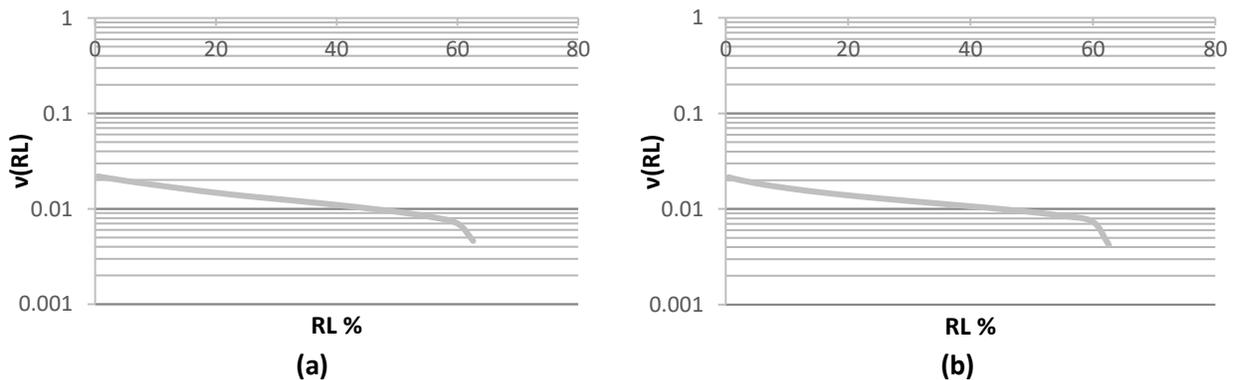


Figura 20 Tasa de excedencia de magnitudes fuente de profundidad intermedia MDOC

3.3.3.2 Tasas de excedencia de pérdida de resiliencia obtenidas

Al emplear la ecuación 2, se obtienen las curvas de excedencia de pérdida de resiliencia (RL) como se muestra a continuación:



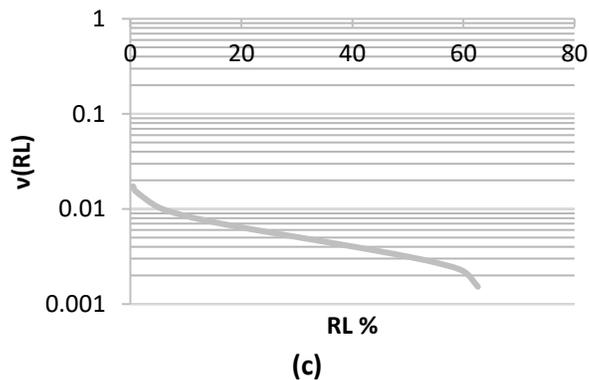


Figura 21 Tasa de excedencia de pérdida de resiliencia a) caso de estudio 1, b) caso de estudio 2 y c) caso de estudio 3.

De la figura 21 se observa la tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia (RL) para cada uno de los casos de estudio. En términos generales, para todas las estructuras originales se exceden pérdidas de resiliencia para periodos de retorno cortos, a excepción del caso de estudio 3. Lo anterior demuestra la poca resiliencia que tienen las estructuras diseñadas con las normas vigentes en 1977 (DDF, 1977). Asimismo, llama la atención el caso de estudio 3 que, a pesar de ser la estructura con mayor irregularidad, se tienen periodos de retorno mayores que las otras estructuras, como si se tratase de una estructura mucho más resiliente que los otros casos, siendo lo anterior contradictorio al haber sido diseñada con el mismo reglamento de construcción, aunado a la irregularidad de esta. Lo anterior no es indicativo de una alta resiliencia, sino de la incapacidad de captar los efectos de torsión en el análisis no lineal llevado a cabo en OpenSees (McKenna *et al.*, 2009) de un marco plano. Si bien se partió de la modelación de un marco plano debido a que el periodo fundamental de vibrar está asociado a traslación, la torsión cuenta con una participación de masa del 80% en el modo de vibrar 3, razón por la cual, los modelos encargados de relacionar la respuesta estructural y la pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y demora no son suficientes para cuantificar la resiliencia de esta estructura. Asimismo, para el caso de estudio 1 (figura 17 a y tabla 3), caso de estudio 2 (figura 21 b y tabla 4) y caso de estudio 3 (figura 21 c y tabla 5) destacan los siguientes valores de tasas de excedencia y periodos de retorno asociados a pérdida de resiliencia:

Tabla 3 Valores de tasa de excedencia y periodo de retorno para la estructura original del caso de estudio 1.

| RL % | Tasa de excedencia | Periodo de retorno [años] |
|------|--------------------|---------------------------|
| 0.5 | 0.021878405 | 45.7071706 |
| 1 | 0.02157521 | 46.3494902 |
| 5 | 0.019664833 | 50.8522 |
| 10 | 0.017746071 | 56.3505028 |
| 15 | 0.016115833 | 62.0507813 |
| 20 | 0.014732802 | 67.8757498 |
| 25 | 0.013600137 | 73.5286722 |
| 30 | 0.01269022 | 78.8008387 |
| 35 | 0.01182498 | 84.5667428 |
| 40 | 0.010985659 | 91.0277654 |

| | | |
|------|-------------|------------|
| 45 | 0.010148006 | 98.5415224 |
| 50 | 0.009288844 | 107.656019 |
| 55 | 0.0083417 | 119.879646 |
| 60 | 0.0070165 | 142.521197 |
| 62.6 | 0.004604318 | 217.187428 |

Tabla 4 Valores de tasa de excedencia y periodo de retorno para la estructura original del caso de estudio 2.

| RL % | Tasa de excedencia | Periodo de retorno [años] |
|-------------|---------------------------|----------------------------------|
| 0.5 | 0.021531709 | 46.4431326 |
| 1 | 0.021038869 | 47.53107213 |
| 5 | 0.018563388 | 53.86947675 |
| 10 | 0.016556213 | 60.40028643 |
| 15 | 0.015071636 | 66.34979865 |
| 20 | 0.013905233 | 71.91537291 |
| 25 | 0.012951249 | 77.21263259 |
| 30 | 0.012132131 | 82.42575207 |
| 35 | 0.011385984 | 87.82727783 |
| 40 | 0.010684453 | 93.59393608 |
| 45 | 0.010000301 | 99.99698834 |
| 50 | 0.009294857 | 107.58638 |
| 55 | 0.008494537 | 117.7227232 |
| 60 | 0.007355485 | 135.9529653 |
| 62.6 | 0.00421032 | 237.5116431 |

Tabla 5 Valores de tasa de excedencia y periodo de retorno para la estructura original del caso de estudio 3.

| RL % | Tasa de excedencia | Periodo de retorno [años] |
|-------------|---------------------------|----------------------------------|
| 0.5 | 0.017306 | 57.7834275 |
| 1 | 0.015307589 | 65.3270746 |
| 5 | 0.010475051 | 95.4649278 |
| 10 | 0.008451237 | 118.325877 |
| 15 | 0.007275948 | 137.439142 |
| 20 | 0.006404791 | 156.133111 |
| 25 | 0.005689035 | 175.776724 |
| 30 | 0.005074457 | 197.065401 |
| 35 | 0.004527071 | 220.893378 |
| 40 | 0.00403261 | 247.978327 |
| 45 | 0.00357887 | 279.417817 |
| 50 | 0.003152333 | 317.225359 |
| 55 | 0.002727839 | 366.590519 |

| | | |
|------|-------------|------------|
| 60 | 0.00221437 | 451.595758 |
| 62.6 | 0.001522802 | 656.68409 |

Tal como se comentó anteriormente, para los casos de estudio 1 y 2, se tienen periodos de retorno de 56 y 60 años, respectivamente, para una pérdida de resiliencia del 10%, por mencionar un ejemplo, lo anterior indica que, en este tiempo, en promedio, se tendrá una pérdida de resiliencia del 10%. Por otro lado, para el caso de estudio 3, para la misma pérdida de resiliencia se tiene un periodo de retorno de 118.32 años, lo cual, dista considerablemente del periodo de retorno para los dos primeros casos de estudio. Por lo tanto, se llega a la conclusión de que, del total de casos de estudio, el 1 y 2 requieren rehabilitarse, caso contrario del caso de estudio 3.

3.4 Evaluación estructuras rehabilitadas

3.4.1 Estimación de las demandas sísmicas de los espectros de resiliencia

Con el objetivo de aumentar la resiliencia en las edificaciones, se plantea el reforzamiento de los elementos estructurales. Aunado a lo anterior, se utilizan espectros de diseño basados en resiliencia desarrollados por González y Niño (2022). En dicho trabajo se parte de las tasas de excedencia obtenidas del procesamiento estadístico de los parámetros de resiliencia considerados para la respuesta de 1,000 registros sintéticos para una familia de osciladores de 1 GDL (González *et al.*, 2022), definidas por la tasa de excedencia de magnitudes y la probabilidad excedencia de una pérdida de resiliencia:

La implementación de dichos espectros es importante debido a que con base en ellos se calcularán las demandas a las que serán sometidas las estructuras, lo cual permitirá el diseño del reforzamiento requerido.

Para el desarrollo de esta investigación, se comparan los espectros de diseño para las normas vigentes en 1977 (DDF, 1977) y un espectro asociado a una pérdida de resiliencia del 15% con periodo de retorno, TR 125 = años (González y Niño, 2022) (Figura 22). Al tener ordenadas mayores en el espectro de diseño basado en resiliencia, este se usará para el reforzamiento de las estructuras originales.

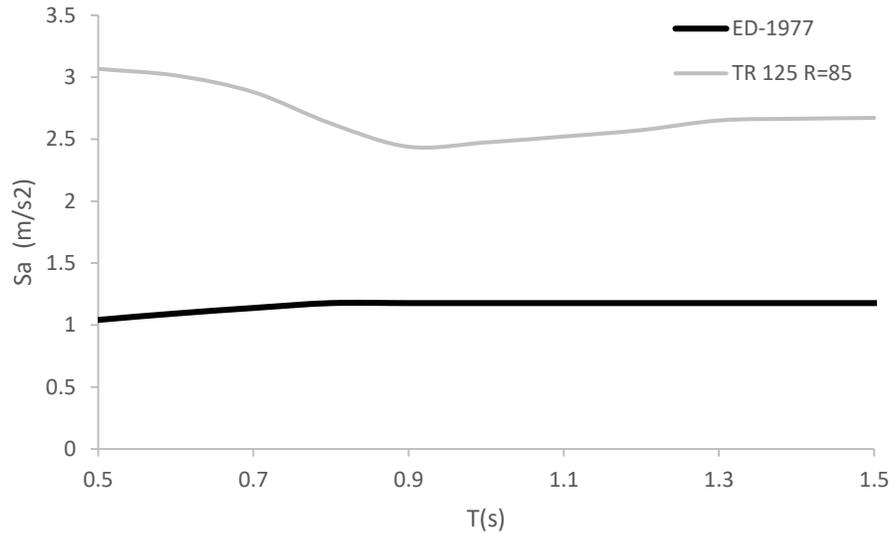


Figura 228 Comparativa de espectros de diseño de las NTC-1977 y basado en resiliencia del 85% para periodos de 0.5 a 1.5 segundos.

3.4.2 Reforzamiento de estructuras originales

Una vez que se tiene el espectro de diseño basado en resiliencia con un periodo de retorno de 125 años, se hace un análisis dinámico modal espectral, obteniendo los elementos mecánicos de diseño. Cabe mencionar que los elementos mecánicos obtenidos por este método refieren a los máximos probables; sin embargo, no ocurren al mismo tiempo.

Con la finalidad de resistir las demandas de diseño definidas en el espectro de diseño basado en resiliencia, se propone como medida de reforzamiento, para el caso de estudio 1, un encamisado de fibra de carbono, lo anterior debido a que es un método de reforzamiento en auge con numerosas investigaciones y comúnmente usado para aumentar la resistencia a flexión y cortante en elementos de concreto. Asimismo, ayuda al confinamiento de la zona plástica de los elementos estructurales y a la durabilidad del concreto (Soto, 2008). Por otro lado, es de fácil colocación en obra, lo cual, reduce los tiempos de reparación de la edificación posterior a un evento sísmico. Respecto al caso de estudio 2, se propone como método de rehabilitación un encamisado de concreto, teniendo como principal objetivo aumentar la resistencia, rigidez y ductilidad. Del mismo modo, se cambia el mecanismo resistente de cada marco, de una falla frágil por cortante a un mecanismo de momento resistente dúctil (Aguilar *et al.*, 1996). Por otro lado, se contempla un encamisado en todas las caras de las columnas; no obstante, para el caso de las vigas, únicamente se consideran 3 caras debido a que, usualmente, no se tiene acceso a la cara superior de éstas debido a que es la zona de contacto directo con la losa de entrepiso. Asimismo, se propuso este método de reforzamiento debido a que, después del sismo de 1985, ha sido una de las técnicas más utilizadas para la reparación y rehabilitación de estructuras de concreto reforzado en la Ciudad de México, volviéndose un método de

reforzamiento tradicional, por lo cual, es importante la implementación y diseño de este con un enfoque basado en resiliencia.

Las características de los reforzamientos fueron determinadas mediante el modelado de cada una de las edificaciones en SAP 2000 (CSI, 2019). En dichos modelos se cargó el espectro de diseño basado en resiliencia del 85%, posteriormente, se realizó un análisis modal espectral, con el cual, se obtuvieron los diagramas de elementos mecánicos, con base en estos, se hizo una propuesta de reforzamiento con las dimensiones y materiales de fibra de carbono y concreto necesarios para resistir la demanda presentada, más adelante, se cargaron nuevamente las secciones diseñadas al modelo, modificando la rigidez y resistencia de las secciones debido a los materiales definidos previamente, se repite el análisis modal y se revisa si los elementos siguen contando con la resistencia nominal necesaria para resistir las demandas del espectro de diseño basado en resiliencia.

A partir de los métodos de reforzamiento propuestos, se observó un aumento en la resistencia y rigidez, modificando significativamente los periodos de vibración originales (Tabla 6).

Tabla 6 Periodos de vibrar de las diferentes estructuras estudiadas.

| Tipo de encamisado | Caso de estudio | Periodo fundamental (s) | |
|--------------------|-----------------|-------------------------|-----------|
| | | Original | Reforzado |
| CFRP | 1 | 1.310 | 1.202 |
| Concreto | 2 | 0.983 | 0.781 |

Para el modelado de las medidas de reforzamiento se utilizó Section Designer (CSI, 2019). Dicha herramienta permite el modelado y análisis de secciones transversales, evaluando sus propiedades a flexión y respuestas no lineales. Para el análisis de las secciones concreto se definió una curva esfuerzo-deformación del modelo de Mander, tanto para el concreto confinado y no confinado. Asimismo, para el refuerzo de fibra de carbono se definió un material elástico-lineal con una deformación unitaria de falla de 0.016 y un esfuerzo último de 38, 000 kg/cm². En ambos casos, para el reforzamiento, se consideró la resistencia nominal de la sección original aunada a la resistencia otorgada por cada uno de los métodos de reforzamiento.

En función de las demandas sísmicas basadas en resiliencia de los espectros de diseño, se observan en las tablas 7 y 8 el aumento de las áreas transversales, en cm, de las secciones de vigas y columnas para el caso de estudio 1, rehabilitado con encamisado de fibra de carbono (Tabla 7), y el caso de estudio 2, encamisado de concreto (Tabla 8).

Tabla 7 Dimensiones y áreas transversales de secciones para el caso de estudio 1.

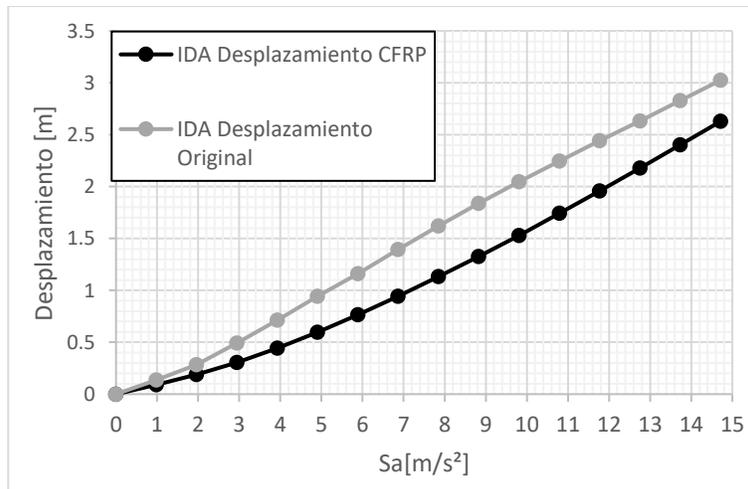
| Nivel | Original | | | | Reforzado | |
|-------|----------|-------|-------------------|----------------|------------------------|---------------------|
| | Columnas | Vigas | A_s Columnas | A_s Vigas | A_{CFRP} Columnas | A_{CFRP} Vigas |
| 1 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | 39.820 | 7 |
| 2 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | 49.800 | 9.45 |
| 3 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | 47.525 | 7.7 |
| 4 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | 44.340 | 5.6 |
| 5 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | 40.700 | 4.2 |
| 6 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | --- | --- |
| 7 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | --- | --- |
| 8 | 45x45 | 55x35 | 57.004 | 28.502 | --- | --- |

Tabla 8 Dimensiones y áreas transversales de secciones para el caso de estudio 2.

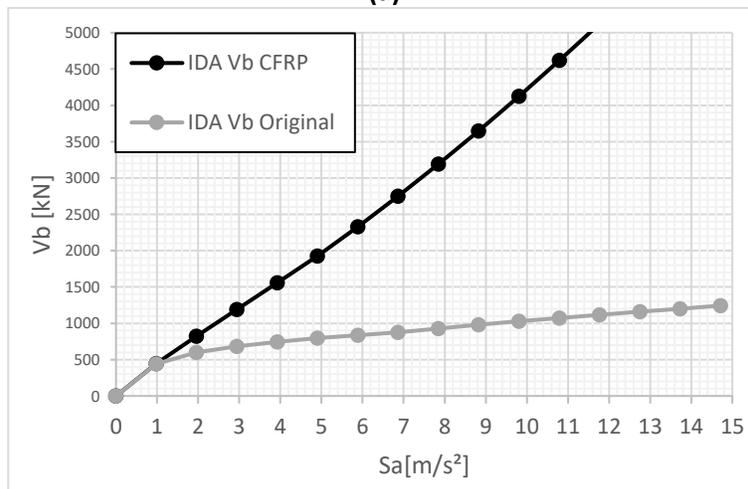
| Nivel | Original | | | | Reforzada | | | |
|-------|----------|-------|-------------------|----------------|-----------|-------|-------------------|----------------|
| | Columnas | Vigas | A_s Columnas | A_s Vigas | Columnas | Vigas | A_s Columnas | A_s Vigas |
| 1 | 45x45 | 45x40 | 34.203 | 23.752 | 50x50 | 55x55 | 119.076 | 54.471 |
| 2 | 45x45 | 45x40 | 34.203 | 23.752 | 50x50 | 55x55 | 73.7892 | 43.070 |
| 3 | 45x45 | 45x40 | 34.203 | 23.752 | 50x50 | 55x55 | 65.872 | 38.478 |
| 4 | 45x45 | 45x40 | 34.203 | 23.752 | 50x50 | 55x55 | 49.404 | 33.648 |
| 5 | 45x45 | 45x40 | 34.203 | 23.752 | 50x50 | 55x55 | 34.203 | 23.752 |
| 6 | 45x45 | 45x40 | 34.203 | 23.752 | 50x50 | 55x55 | 34.203 | 23.752 |

3.4.3 Análisis dinámicos incrementales

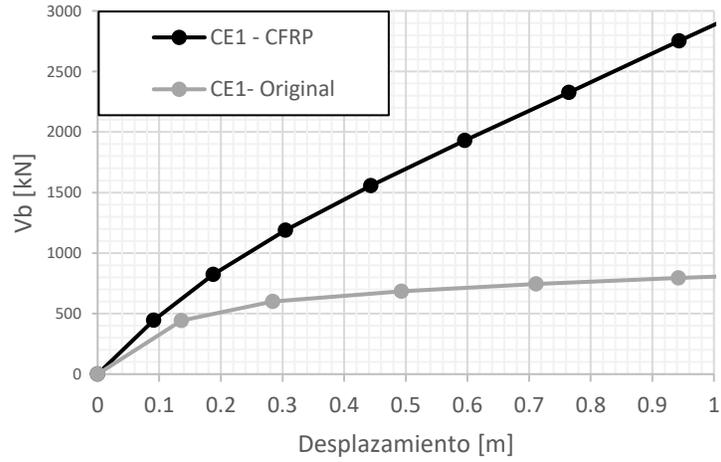
Posterior al reforzamiento de cada uno de los casos de estudio, se realizaron nuevamente los IDAs con la finalidad de obtener los parámetros que caracterizan los modelos de demanda de ductilidad necesarios para calcular la resiliencia sísmica.



(a)

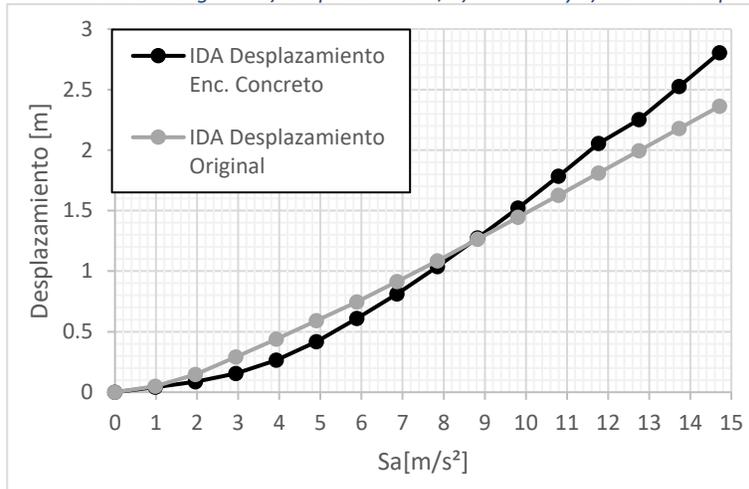


(b)

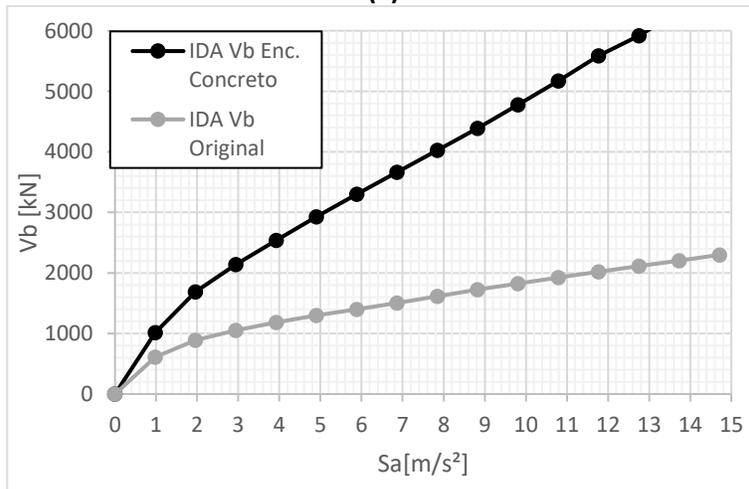


(c)

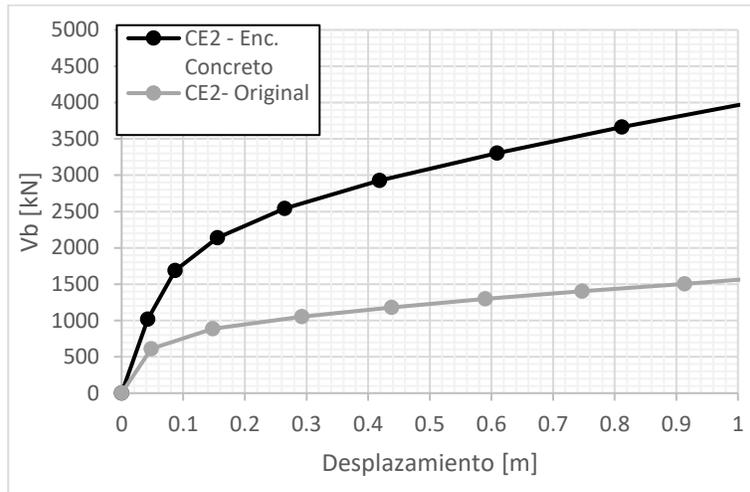
Figura 23 Gráficas IDA para el caso de estudio 1 después del reforzamiento donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Cortante y c) Curva de Capacidad Dinámica.



(a)



(b)



(c)

Figura 24 Gráficas IDA para el caso de estudio 2 después del reforzamiento donde las líneas negras muestran los valores medios obtenidos de promediar las líneas grises a) Desplazamiento, b) Cortante y c) Curva de Capacidad Dinámica.

Como parte de estos resultados obtenidos (figuras 23 y 24), hubo una rigidización de cada uno de los casos de estudio, tal como queda demostrado en la tabla 9:

Tabla 9 Aumento de rigideces de los casos de estudio.

| Caso | Rigidez k_1 [kN/m] | | Rigidez k_2 [kN/m] | | Rigidez k_3 [kN/m] | | Aumento k_1 | Aumento k_2 | Aumento k_3 |
|------|----------------------|---------|----------------------|---------|----------------------|--------|---------------|---------------|---------------|
| | Orig. | Ref. | Orig. | Ref. | Orig. | Ref. | | | |
| 1 | 3253.5 | 4888.2 | 1067.3 | 3914.6 | 295.6 | 2551.9 | 0.502 | 2.668 | 7.633 |
| 2 | 12651.9 | 23954.5 | 2777.3 | 15221.4 | 805.7 | 2723.1 | 0.893 | 4.481 | 2.379 |

La tabla anterior considera tres rigideces para cada uno de los casos de estudio, la primera k_1 refiere a la rigidez previa a la formación de articulaciones plásticas, sin que éstas comprometan la estabilidad del sistema. Posteriormente, k_2 , es la rigidez acotada entre el desplazamiento asociado a k_1 y el desplazamiento de fluencia, entendiéndose este último como el punto de inflexión entre la estabilidad e inestabilidad del sistema. Finalmente, k_3 refiere a la rigidez de posfluencia, siendo esta la rigidez en el rango inelástico. Lo anterior se muestra igualmente en la figura 25.

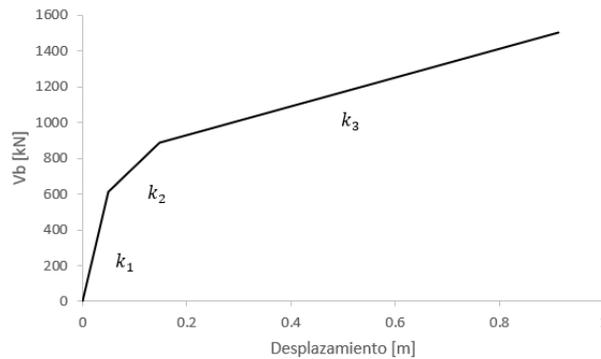


Figura 25 Curva de capacidad trilineal considerando degradación de rigidez k_1 , k_2 y k_3 .

Tabla 10 Aumento del cortante basal asociado a la fluencia respecto al método de reforzamiento.

| Caso | Resistencia Vb [kN] | | Aumento Vb [kN] |
|------|---------------------|-----------|-----------------|
| | Original | Reforzado | |
| 1 | 601.178 | 822.24 | 0.36771472 |
| 2 | 887.31 | 1689.11 | 0.903630073 |

De la misma manera, en la tabla 10 se muestra el cortante basal asociado al desplazamiento de fluencia de los sistemas, así como el aumento de resistencia para cada uno de los casos de estudio. De este modo, la tabla 9 y 10 reflejan la respuesta estructural de cada uno de los casos de estudio antes y después del reforzamiento, facilitando la interpretación de datos que serán empleados para el cálculo de la resiliencia.

En el caso de estudio 1, se tuvo un aumento de 50.2%, 266.8% y 766.3% para k_1 , k_2 y k_3 . En este caso, se presentó el mayor aumento de rigidez después de la intervención debido a las propiedades de la fibra de carbono. Tal como se muestra en la curva de capacidad dinámica, se observó una degradación de rigidez mínima, comparado con el caso de estudio 2. Asimismo, esto se debe al tipo de falla del material empleado, siendo esta del tipo frágil, otorgando a las secciones mayor capacidad a flexión y a cortante; no obstante, sin aumentar su ductilidad. Por otro lado, el cortante basal de fluencia original es de 601.78 kN, aumentando un 36.77%. Del mismo modo que en el caso anterior, tanto la estructura original como su homóloga fluyen a 1.962 m/s^2 .

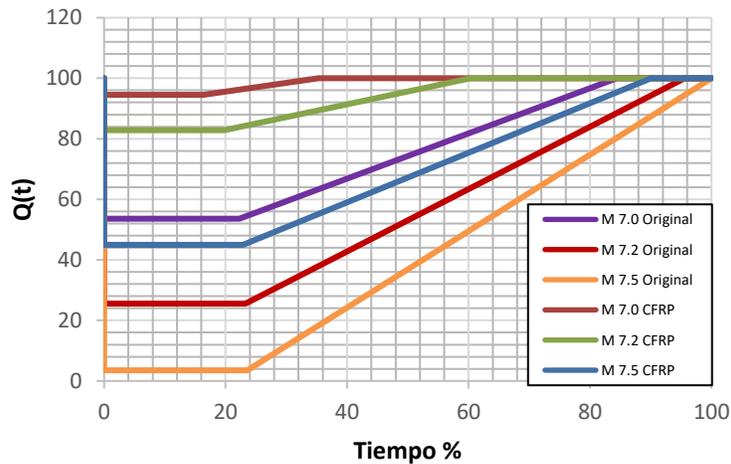
Dicho lo anterior, para el caso de estudio 2, se observa casi el doble de la rigidez inicial, aumentando un 89.3% después del encamisado de concreto. Por otro lado, se observa un aumento de 448.1% y 237.9% para las rigideces k_2 y k_3 , respectivamente. Asimismo, se observa un cortante basal de 1689.11 kN, comparado con los 887.31 kN del caso homólogo, aumentando en un 90.36%. Agregando a lo anterior, si bien se observa un aumento en la resistencia, ambas estructuras fluyen a la intensidad de 1.962 m/s^2 .

Por otro lado, comparando las curvas de capacidad de las estructuras originales con las rehabilitadas, se observa que la degradación de rigidez de las últimas es mucho más abrupta que en las originales, es decir, en las primeras se tiene una degradación, en términos generales, como se muestra en la figura 21, teniendo tres pendientes en la curva de capacidad de manera clara. Caso contrario de las estructuras rehabilitadas, donde la degradación de rigidez entre k_1 y k_2 no es tan notable como en los primeros casos.

3.4.4 Perfiles de funcionalidad para la resiliencia sísmica

Tal como se manejó en el apartado 3.3, posterior a los IDA's se obtienen modelos que relacionan la intensidad y demanda de ductilidad. Asimismo, en el apartado 3.3.2, se describió el procedimiento para calcular la pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y tiempos de demora. Dicho lo anterior, se repite procedimiento empleado anteriormente para el cálculo de la resiliencia de las estructuras rehabilitadas.

De este modo, se muestran los perfiles de funcionalidad para cada uno de los casos de estudio rehabilitados para magnitudes 7.0, 7.2 y 7.5. Lo anterior, con la finalidad de mantener concordancia respecto a estas magnitudes, siendo estas las más representativas, tal como se comentó en el apartado 3.3.2.4.



(a)

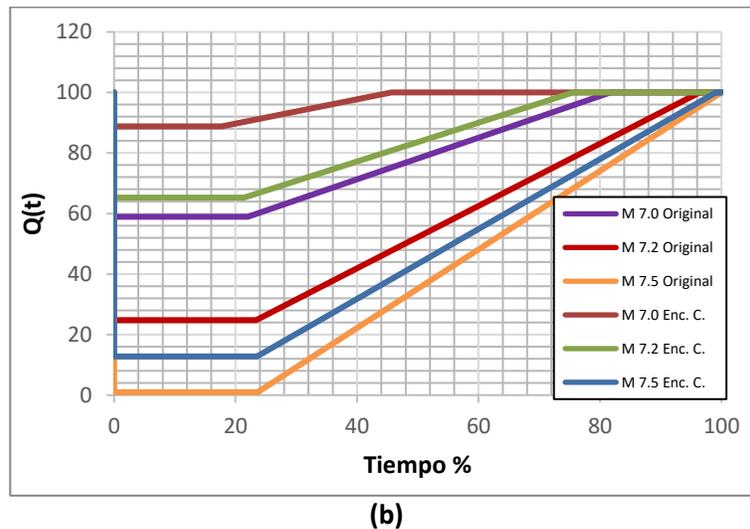
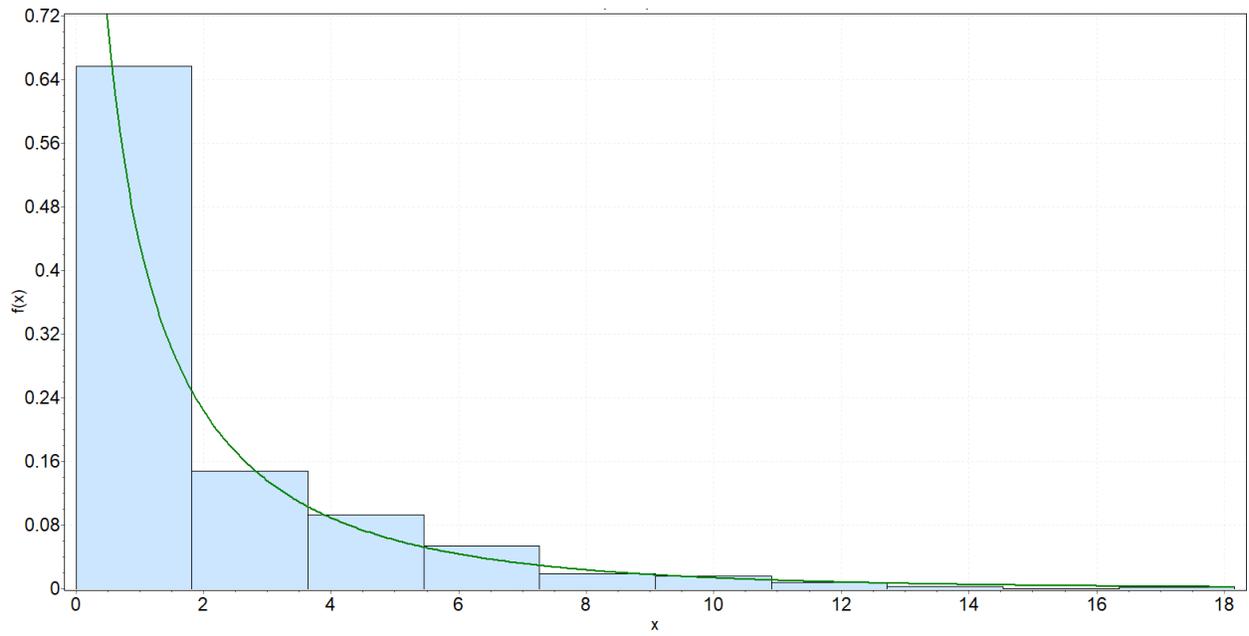


Figura 26 Perfiles de resiliencia de edificaciones para magnitudes 7.0, 7.2 y 7.5 a) caso de estudio 1, b) caso de estudio 2.

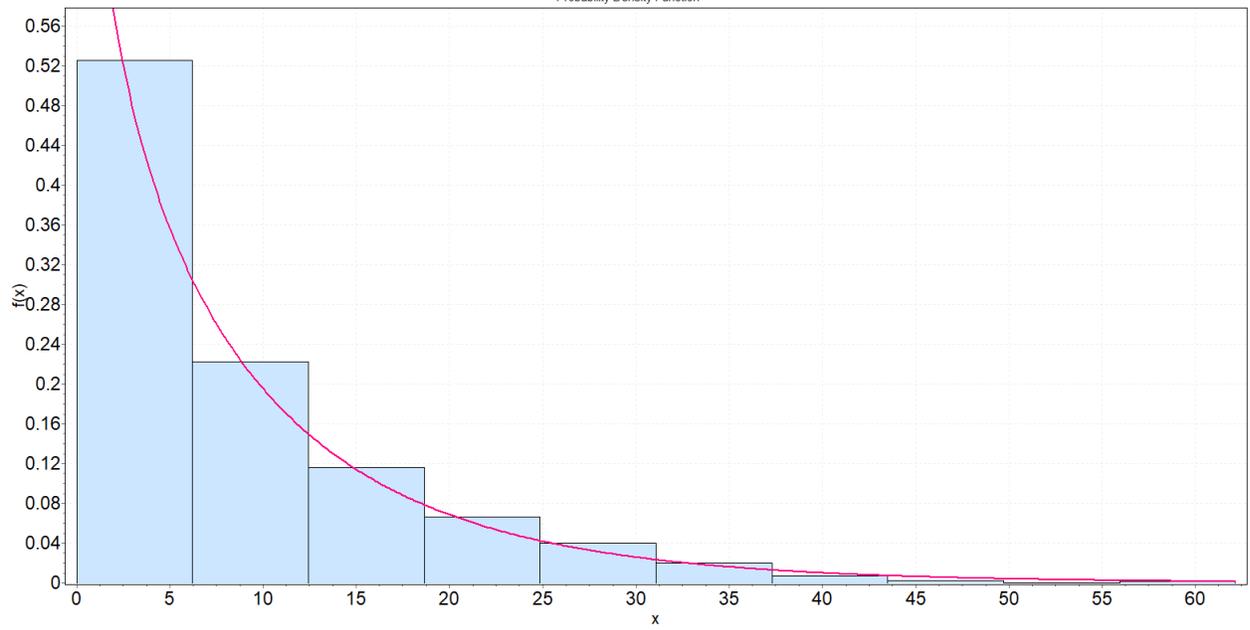
En la figura 26 a) se observa que para la magnitud 7.0, posterior a la ocurrencia de un sismo, se tiene una pérdida de funcionalidad del 46.4% y 5.47% para la estructura original y rehabilitada, respectivamente. Asimismo, para la magnitud 7.5, la pérdida de funcionalidad, posterior a la ocurrencia del sismo, es del 96.49% y 55.041%. De este modo, se observa que para la magnitud de 7.5, se tiene una diferencia de 41.45% de pérdida de funcionalidad respecto a la estructura original y la rehabilitada. Por otro lado, la figura 26 b) ilustra que para la magnitud 7.0, posterior a la ocurrencia de un sismo, se tiene una pérdida de funcionalidad del 41.059% y 11.201%, para el caso original y rehabilitado de la edificación reforzada con encamisado de concreto. Del mismo modo, para la magnitud de 7.5, en el caso de la estructura original, se tiene una pérdida de funcionalidad prácticamente del 100%, no obstante, tras el reforzamiento de esta, se tiene una pérdida de funcionalidad del 87.19%. Lo anterior es de esperarse debido a que, al aplicar la técnica de reforzamiento, se tiene una demanda de ductilidad menor que en los casos originales, representando un menor daño y una mayor resiliencia sísmica en los resultados. Si bien, a pesar de haber reforzado el caso de estudio 2, se sigue teniendo una pérdida de funcionalidad considerable (87.19%), cabe recordar que se debe a la ocurrencia de un sismo de gran magnitud y poco probable que, debido al contenido de frecuencias, genera demandas de ductilidad excesivas.

3.4.5 Funciones de densidad de probabilidad de RL de edificaciones rehabilitadas

En concordancia con el apartado 3.3.2.4, se presentan las funciones de densidad de probabilidad para magnitudes 7.0, 7.2 y 7.5 del caso de estudio 1 rehabilitado:



(a)



(b)

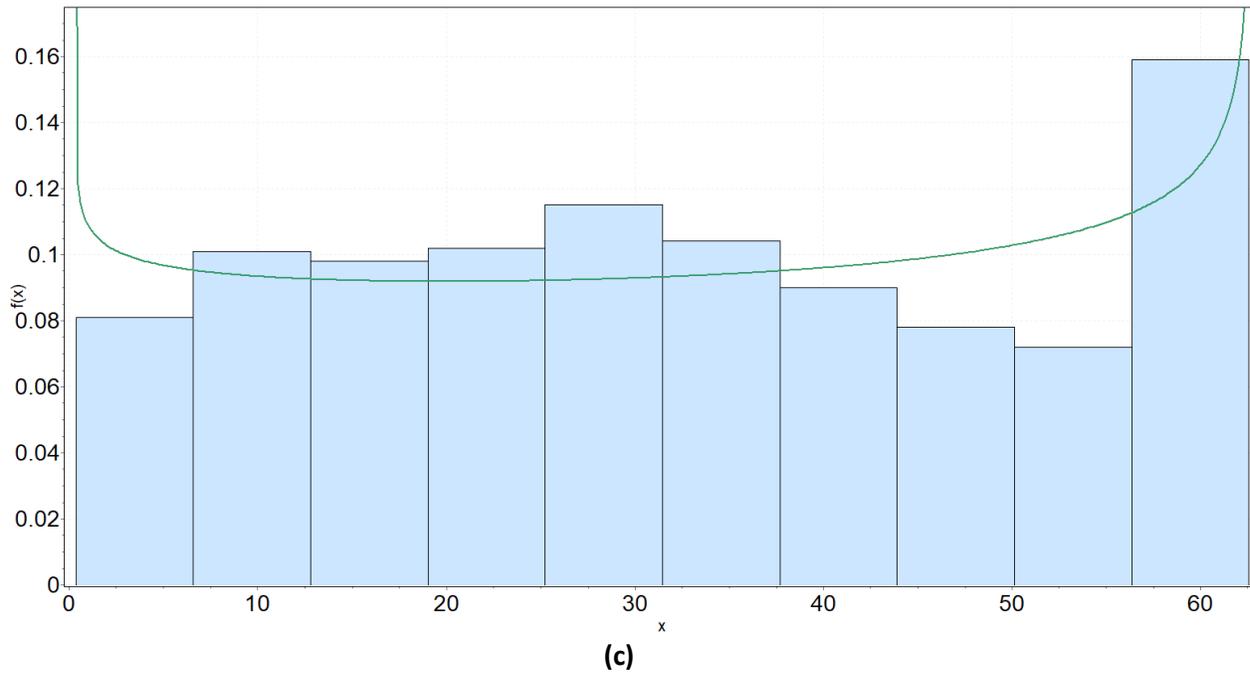
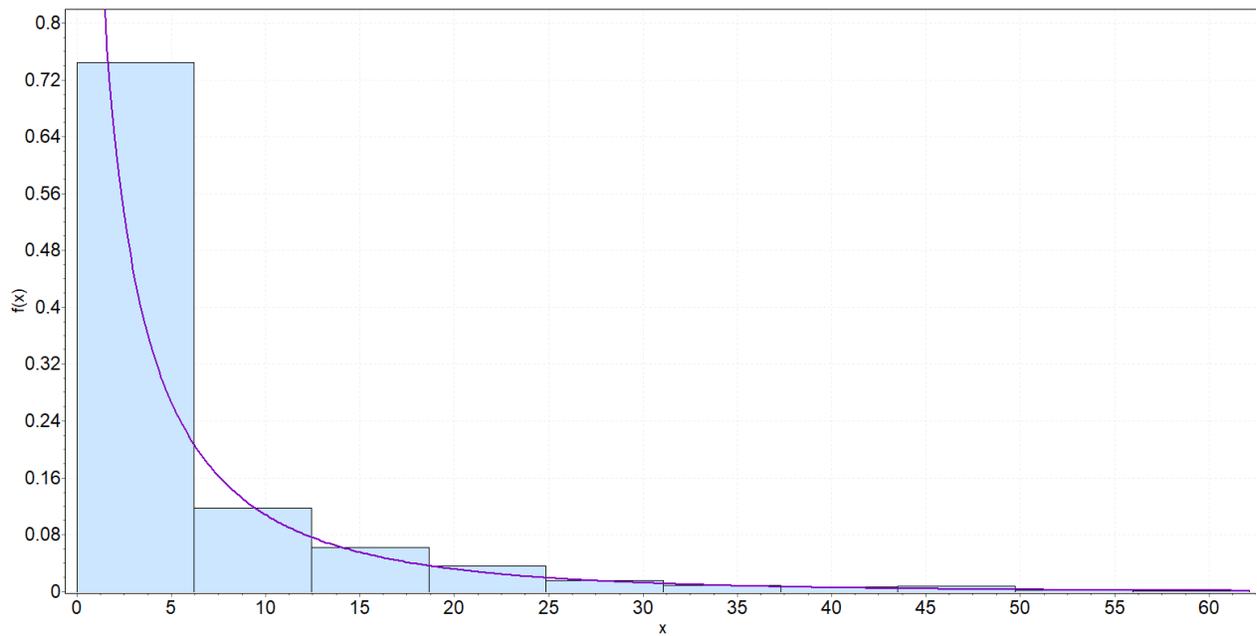
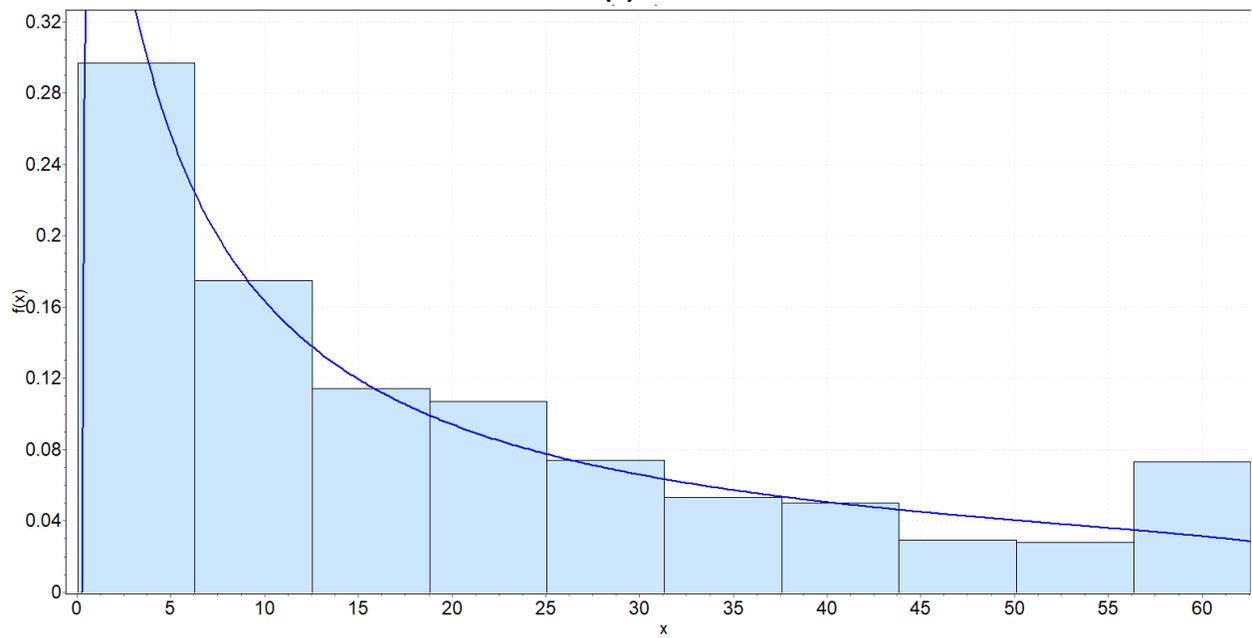


Figura 27 Funciones de densidad de probabilidad para estructura original caso de estudio 1 rehabilitado magnitudes a) 7.0, b)7.2 y c)7.5.

En la figura 27 a) se observa que para la magnitud de 7.0 el rango con mayor frecuencia relativa es el acotado entre los valores de 0 y 6.5% de pérdida de resiliencia y una frecuencia relativa mayor al 64%. Asimismo, para la magnitud 7.2 (Figura 27 b), se mantiene una tendencia clara del histograma cargado al lado izquierdo, donde la pérdida de resiliencia es pequeña, teniendo una frecuencia relativa del 52% para el rango de valores asociados a una pérdida de resiliencia del 0 y 6.5%. Por otro lado, para la magnitud 7.5 (Figura 27 c), no se observa una tendencia tan clara del histograma que éste se encuentre cargado mayormente a algún costado de los valores de pérdida de resiliencia; no obstante, la frecuencia relativa mayor es del 16% para los valores asociados al 56% y 63% de pérdida de resiliencia.



(a)



(b)

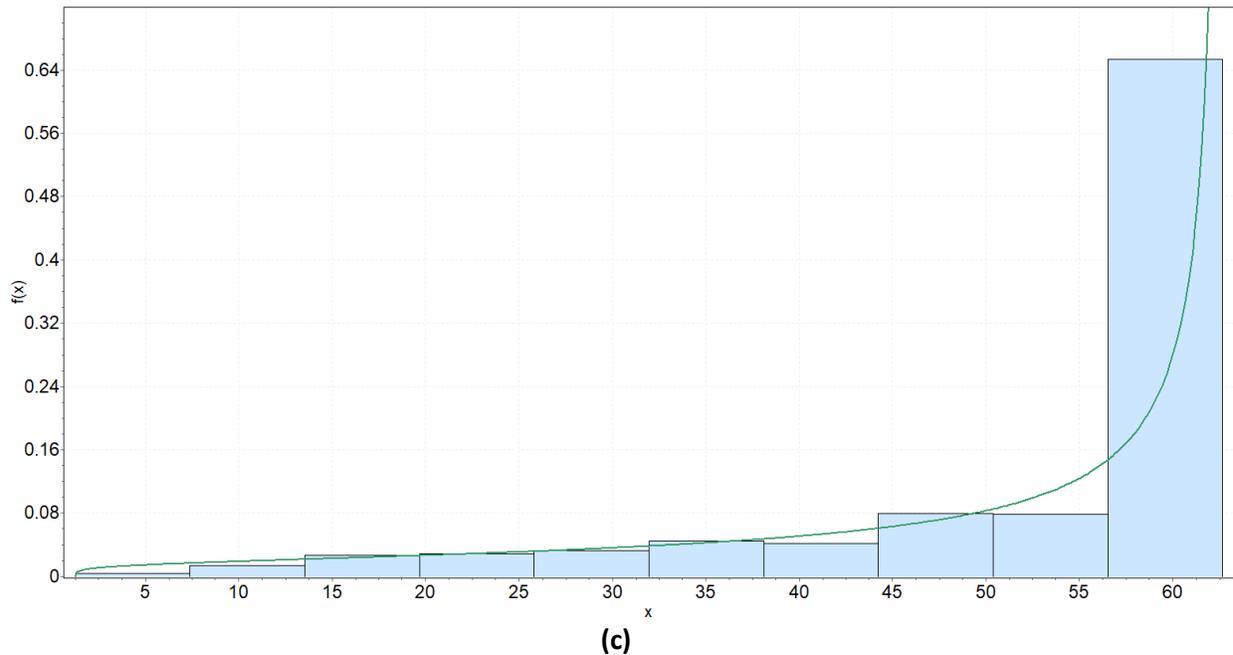


Figura 28 Funciones de densidad de probabilidad para estructura original caso de estudio 2 magnitudes a) 7.0, b)7.2 y c)7.5.

Para el caso de estudio 2 rehabilitado de la figura 28 a) se observa una frecuencia relativa mayor al 72% para una pérdida de resiliencia de 0 a 6.5%. Por otro lado, para la magnitud 7.2 (Figura 28 b), la pérdida de resiliencia empieza a marcar una tendencia para pérdidas de resiliencia grandes, en lo anterior se observa una frecuencia relativa del 8% para valores de pérdida de resiliencia entre 56% y 63%. Asimismo, para la magnitud 7.5 (Figura 28 c), se observa una frecuencia relativa del 64% para los valores máximos de pérdida de resiliencia, entendiéndose como un daño grave de la estructura ante la exposición de la fuente sísmica en cuestión.

3.4.6 Tasa de excedencia de la pérdida de resiliencia

En la presente sección se muestran las curvas de tasas de excedencia de las edificaciones originales y rehabilitadas de los casos de estudio 1 y 2, contando con una recta que corta las curvas para una pérdida de resiliencia asociada al 15%, tal como se espera debido al espectro de diseño utilizado en el reforzamiento de las estructuras:

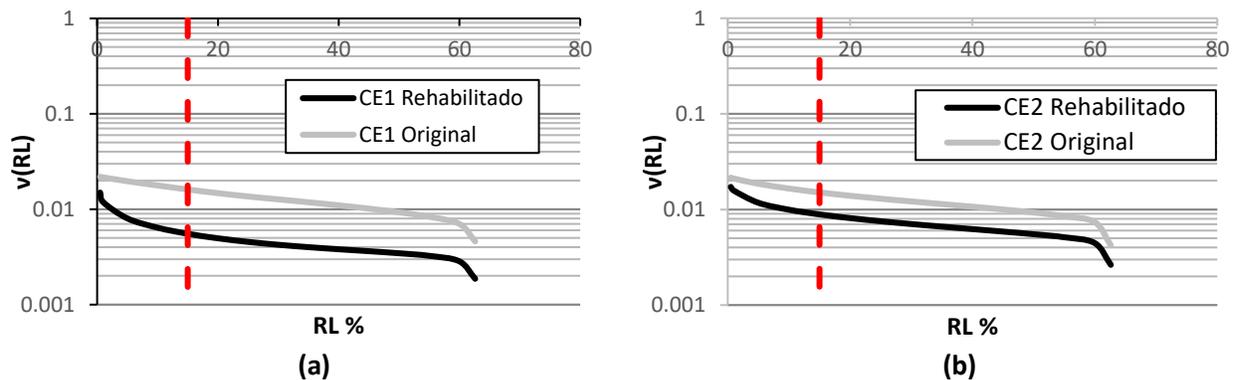


Figura 29 Tasa de excedencia de pérdida de resiliencia a) caso de estudio 1, b) caso de estudio 2.

Asociado a las gráficas de la figura anterior, en las tablas siguientes se muestran los valores de periodos de retorno y tasas de excedencia para diferentes porcentajes de pérdida de resiliencia.

Tabla 9 Valores de tasa de excedencia y periodo de retorno de porcentajes de pérdida de resiliencia para la estructura rehabilitada del caso de estudio 1.

| RL % | Tasa de excedencia | Periodo de retorno [años] |
|------|--------------------|---------------------------|
| 0.5 | 0.014948956 | 66.89430575 |
| 1 | 0.011857896 | 84.33198995 |
| 5 | 0.008018166 | 124.7167994 |
| 10 | 0.006408416 | 156.0447932 |
| 15 | 0.005534015 | 180.7006198 |
| 20 | 0.00495894 | 201.655999 |
| 25 | 0.004548345 | 219.8601951 |
| 30 | 0.00424242 | 235.7145241 |
| 35 | 0.004003801 | 249.762641 |
| 40 | 0.003807153 | 262.6634752 |
| 45 | 0.003631966 | 275.332974 |
| 50 | 0.003456782 | 289.2863987 |
| 55 | 0.003246564 | 308.0179617 |
| 60 | 0.00284084 | 352.008557 |
| 62.6 | 0.00186574 | 535.9802644 |

En la tabla 9, se observa que para una pérdida de resiliencia del 15% se tiene un periodo de retorno de 180.7 años para la estructura rehabilitada. Dicho lo anterior, se hubiera esperado un periodo de retorno de 125 años, esto debido a que, para el cálculo de la resiliencia, se está contemplando el espectro de diseño que considera la resiliencia, comentado en el apartado 3.4.1, el cual, contempla un periodo de retorno de 125 años para una pérdida de resiliencia del 15%. Por lo tanto, para este caso, se tiene un error relativo del 44.56%. Esto se debe principalmente a la sobrerresistencia otorgada por la resistencia nominal de aquellos elementos que no requirieron un reforzamiento de ninguna índole, esto debido a que los elementos

estructurales de los tres niveles superiores contaban con una resistencia nominal mayor a la que, incluso, era requerida debido a los espectros de diseño basados en resiliencia.

De igual modo, para el caso de estudio 2, se observan los siguientes periodos de retorno y tasas de excedencia para diferentes porcentajes de pérdida de resiliencia para la estructura reforzada:

Tabla 10 Valores de tasa de excedencia y periodo de retorno de porcentajes de pérdida de resiliencia para la estructura rehabilitada del caso de estudio 2.

| RL % | Tasa de excedencia | Periodo de retorno [años] |
|-------------|---------------------------|----------------------------------|
| 0.5 | 0.017215237 | 58.08807606 |
| 1 | 0.015731308 | 63.56750343 |
| 5 | 0.011749186 | 85.11227653 |
| 10 | 0.009939852 | 100.6051223 |
| 15 | 0.008876797 | 112.6532436 |
| 20 | 0.008120232 | 123.1491882 |
| 25 | 0.007529182 | 132.8165591 |
| 30 | 0.007038992 | 142.0657925 |
| 35 | 0.006613462 | 151.2067291 |
| 40 | 0.006228971 | 160.5401692 |
| 45 | 0.005867217 | 170.438569 |
| 50 | 0.005509344 | 181.5098119 |
| 55 | 0.005117621 | 195.4032926 |
| 60 | 0.004442963 | 225.0750338 |
| 62.6 | 0.002632913 | 379.8073947 |

En la tabla 10 se observa que para la pérdida de resiliencia de 15% se tiene un periodo de retorno de 112.65 años. Como en el caso de estudio anterior, se compara el periodo de retorno asociado al 15% de pérdida de resiliencia, el cual, para la estructura rehabilitada se tiene un periodo de retorno de 112.653 años, teniendo un error relativo del 9.8%. Del mismo modo, dicho error relativo se asocia a la sobrerresistencia de los dos niveles superiores, haciendo énfasis que, para estos niveles, se contaba con una resistencia nominal superior a la requerida tras la implementación del espectro de diseño basado en resiliencia. Comparado con el caso de estudio 1, el error relativo de la estructura reforzada con encamisado de concreto fue mucho menor, siendo del 44.56% y 9.8%, respectivamente. Tal como se mencionó, en ambos casos el error relativo se asocia a la sobrerresistencia de los elementos estructurales de los niveles superiores; sin embargo, el caso de estudio 1 tiene una resistencia nominal mucho mayor a la requerida comparado a la sobrerresistencia del caso de estudio 2, razón por la cual, la estructura reforzada con encamisado de concreto tiene un error relativo menor al comparar la resiliencia obtenida y la esperada al emplearse el espectro de diseño basado en resiliencia.

4. Conclusiones y recomendaciones

4.1 Conclusiones

En el presente trabajo se propone evaluar la resiliencia sísmica de 3 edificaciones construidas con la reglamentación vigente en 1977 (DDF, 1977), se planteó evaluar la misma a través de un enfoque probabilístico, el cual, permite calcular la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia para la validación de la misma, lo que permite identificar la necesidad de una intervención estructural a través de un reforzamiento o de la implementación de algún dispositivo de control de respuesta de los casos de estudio presentes. De este modo, se tomó la decisión de reforzar las estructuras presentadas en los casos de estudio 1 y 2, debido a que se concluyó que los periodos de retorno asociados a la pérdida de resiliencia eran demasiado cortos, siendo de 62.05 años para el caso de estudio 1 y 66.35 años para el caso de estudio 2, en ambos casos para el 15% de pérdida de resiliencia. Asimismo, los periodos de retorno de los casos de estudio 1 y 2 son esperables al tratarse de un diseño obsoleto al usarse la reglamentación vigente en 1977 (DDF, 1977). Dicho lo anterior, se consideró necesario reforzar las edificaciones utilizando un espectro de diseño basado en resiliencia del 85% con un periodo de retorno de 125 años.

En el caso de estudio 1, para la resiliencia planteada del 85%, se obtuvo un periodo de retorno de 180.7 años para la estructura intervenida, teniendo un error relativo del 44.56%. Posteriormente, para el caso de estudio rehabilitado 2, se obtuvo un periodo de retorno de 112.653 años para el mismo nivel de resiliencia, teniendo un error relativo del 9.877%, debiéndose el error relativo de ambos casos a la sobrerresistencia ya señalada de los niveles superiores de cada una de las edificaciones. No obstante, si se usan los espectros de diseño basados en resiliencia para estructurar una edificación desde cero, dichos errores relativos serían menores, permitiendo tener un mayor control en la resiliencia de las estructuras desde su diseño. Comparado con el caso de estudio 1, el error relativo del caso de estudio 2 fue mucho menor. Sin embargo, en ambos casos el error relativo se asocia a la sobrerresistencia de los elementos estructurales de los niveles superiores; sin embargo, el caso de estudio 1 tiene una resistencia nominal mucho mayor a la requerida comparado a la sobrerresistencia del caso de estudio 2, razón por la cual, la estructura reforzada con encamisado de concreto tiene un error relativo menor al comparar la resiliencia obtenida y la esperada al emplearse el espectro de diseño basado en resiliencia. Finalmente, para el caso de estudio 3, desde la estructura original, se tiene un periodo de retorno 137.439 años para el nivel de resiliencia establecido, con lo cual, se descarta la intervención de esta estructura. No obstante, tal como se mencionó cuando se calculó la tasa de excedencia de pérdida de resiliencia del caso de estudio 3, resalta que, a pesar de ser la estructura con mayor irregularidad, se tienen periodos de retorno mayores que las otras estructuras, como si se tratase de un edificio mucho más resiliente que los otros casos, siendo lo anterior contradictorio al haber sido diseñada con el mismo reglamento de construcción, aunado a la irregularidad de esta. Lo anterior no es indicativo de una alta resiliencia, sino de la incapacidad de captar los efectos de torsión en el análisis no lineal llevado a cabo en OpenSees (McKenna *et al.*, 2009) de un marco plano. Si bien se partió de la modelación de un marco plano debido a que el periodo fundamental de vibrar está asociado a traslación,

la torsión cuenta con una participación de masa del 80% en el modo de vibrar 3, razón por la cual, los modelos encargados de relacionar la respuesta estructural y la pérdida de funcionalidad, tiempos de reparación y demora no son suficientes para cuantificar la resiliencia de esta estructura.

Por otro lado, comparando los resultados entre los dos primeros casos de estudio, se concluye que la discrepancia entre los resultados se debe a los siguientes puntos:

- Existe una sobrerresistencia debido a que las secciones originales de los niveles superiores contaban con la resistencia nominal suficiente para soportar las demandas de los espectros de diseño basado en resiliencia del 85%. Asimismo, en el caso de estudio 2, hay una mayor sobrerresistencia en los niveles superiores con respecto a la demanda de los espectros de diseño basados en resiliencia del 85% comparado con el caso de estudio 1.

Posteriormente, algunas limitaciones de la metodología se deben a los puntos subsecuentes:

- La demanda de intensidad obtenida de la respuesta de osciladores de 1 GDL usada para el análisis probabilístico se encuentra en el rango lineal; no obstante, los modelos de los parámetros empleados para el cálculo de la resiliencia y de los espectros de diseño están basados en análisis no lineales, creando una dispersión en los resultados obtenidos.
- Hay una limitante en el modelado en OpenSees (McKenna *et al.*, 2009) al haber simulado únicamente un marco plano, no representa el comportamiento estructural de los otros modos de vibrar traslacionales y torsionales, subestimando la demanda de los elementos mecánicos de estos.

4.2 Recomendaciones

Los resultados obtenidos en el presente trabajo son de gran relevancia en el acervo científico debido a que forma parte de las bases para la implementación del diseño sísmico basado en resiliencia, el cual, reducirá pérdidas económicas y humanas; sin embargo, es necesario realizar actividades adicionales que fortalezcan y respalden lo aquí presente a través de las siguientes recomendaciones:

- Implementar la metodología anteriormente descrita considerando diversas fuentes sísmicas en el cálculo del peligro, evaluando espectros de diseño basados en resiliencia con diferentes periodos de retorno.
- Efectuar un análisis costo/beneficio para evaluar la respuesta de diferentes métodos de reforzamiento desde un punto de vista económico y técnico.
- Considerar pérdidas ocasionadas por elementos no estructurales, contenidos, irregularidades geométricas, intemperismo y efectos de sitio como licuefacción del suelo y asentamientos

diferenciales. Asimismo, contemplar condiciones previas al sismo en los parámetros necesarios para el cálculo de la resiliencia.

- Llevar a cabo estudios socioeconómicos para obtener espectros por región que consideren de mejor manera los tiempos de respuesta social basados en la disponibilidad de recursos.
- Aplicar la metodología anteriormente descrita para edificaciones con diferentes sistemas estructurales, periodos y materiales en distintas zonas sísmicas.
- Mejorar la simulación de registros sísmicos sintéticos, permitiendo replicar, de manera más realista, los efectos producidos por la cercanía de las fuentes, como la directividad de las ondas.

Referencias

- Alberto, Y. Otsubo, M. , Kyokawa, H., Kiyota, T., Towhata, I. (2018). Reconnaissance of the 2017 Puebla, Mexico earthquake. *Soils and Foundations.*, 1073-1092.
- Alcocer, S. (1993). RC Frame Connections Rehabilitated By Jacketing. *Journal of structural Engineering, ASCE*, 1413-1431.
- Almufti, I. y Willford, M. (2013). Resilience-based Earthquake Design Initiative for the next Generation of Buildings. *Arup*.
- Almufti, I., Mieler, M., Kroll, C., Wein, A., Tremayne, H., Fatima, S., y Xiao, Y. (2016). Quantifying business interruption, downtime, and recovery following th 2014 South Napa earthquake and identifying the causes.
- Arteta, C., Carrillo, J., Archbold, J., Gaspar, D., Pajaro, C., Araujo, G., Torregroza, A., Bonett, R., Blandon, C., Fernandez-Sola, L., Correal, J., Mosalam, K. (2019). Response of Mid-Rise Reinforced Concrete Frame Buildings to the 2017 Puebla Eartquake. *Earthquake Spectra*, 1763-1793.
- Bañuelos, H. (2013). La curva de capacidad dinámica y su aplicación a la evaluación sísmica de estructuras. *Tesis de maestría, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM, México*.
- C.F.E. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño Por Sismo*. Distrito Federal: Comisión Federal de Electricidad.
- Cardona, O. (2004). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. *Washington, DC Organización Panamericana de la Salud*.
- Catalán, V. (2020). ¿Cómo se comportaron los multifamiliares que tenían daño previo después del sismo del 19 de septiembre de 2017? *Academia XXII*, pp. 83-113.
- Choi, E., Chung, Y., Park, J., Cho, B. (2010). Behavior of reinforced Concrete Columns Confined by New Steel-Jacketing Method. . *ACI Structural Journal*, 654-662.
- Cimellaro, G. P., Reinhorn, A., y Bruneau, M. . (2010). Framework for analytical quantification of disaster resilience. . *Engineering Structures.* , 3639-3649. .
- Comerio, M. C. (2006). Estimating Downtime in Loss Modeling. *Earthquake Spectra, Vol. 22*, pp. 349-365.
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the seismological society of America*, 1583-1606.
- Cornell, CA y Vanmarcke, EH. (1969). The major influences on seismic risk . *4th World Conference on Earthquake Engineering* , 69-83.

- Engindeniz, M., Kahn, L., Zureick, A. (2005). Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art. *ACI Structural Journal*.
- Esteva, L. (1988). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Consequences, Lessons, and Impact on Research and Practice. *Earthquake Spectra*, 413-426.
- FEMA. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings*. nehrp.
- Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., Silos, J y Blume, J. (2017). Preliminary Statistics of collapsed buildings in Mexico City in Puebla-Morelos Earthquake 2017. *Technical report 17*.
- González, C. y Niño, M. (2019). Registros sísmicos sintéticos empleando diferentes registros como Funciones de Green empíricas. *XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- González, C., Niño M. y Ayala, G. (2022). Resiliencia sísmica en escuelas públicas, con un enfoque integral del tiempo de inactividad y tomando en cuenta elementos no estructurales y contenidos. *XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS*.
- González, C., Niño, M., Ayala, G. (2020). Estudio de la relación funcionalidad-respuesta estructural en escuelas públicas para la obtención de espectros de diseño considerando resiliencia sísmica. *XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. SMIS*.
- González, O., Guerrero, J., Arroyo, D., Quiroz, L. (2002). Efecto de la fibra de carbono en las propiedades mecánicas de vigas de concreto reforzado. *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. SMIE*.
- González, R., González, M., Niño, M. (2022). Creación de una base de datos de edificios en el suelo blando de la Ciudad de México para fines de vulnerabilidad. *XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- Hernández, D. y Tena, A. (2022). Amplificación del riesgo a desarrollar una condición de piso suave en edificios de mediana altura por la no consideración de efectos de interacción suelo-estructura. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, pp. 44-73.
- Instituto de Ingeniería, U. (1985). La UNAM ante los sismos del 19 de septiembre de 1985. *Informe Preliminar, México, octubre*.
- In-Yeong K., Sung-Gul H. (2016). Strengthening RC Columns with Ultra High Performance Concrete. *The 2016 Structures Congress*.
- Jaimes, M.A., Niño, M. (2017). Cost-benefit analysis to assess seismic mitigation options. *Bull Earthquake Eng*, 3919–3942.
- Kassem, M., Nazri, F., Farsangi, E. (2020). The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art. *Ain Shams Engineering Journal*, 849-864.

- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Nueva York : Prentice Hall.
- Lan, Y., Stavridis, A., Kim, I., Diaz-Fanas, G., Heintz, J., Hernández-Bassal, L., Anzola, E., Berkowitz, R., Hussain, S., Jalalian, A., Garini, E., Ktenidou, O., Yousefianmoghadam, S., Carrion, H., Valles-Mattox, R., Dominguez, V., Gama, A., Almanza, S., . (2020). ATC Mw7.1 Puebla-Morelos earthquake reconnaissance observations: Structural observations: Structural observations and instrumentation. *Earthquake Spectra*, 31-48.
- López, S. y Ayala, G. (2013). Método de diseño sísmico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 88* 91-111.
- Maedaa, M. y Kang, D.E. (2009). Pos-earthquake damage evaluation of reinforced concrete buildings. . *Journal of advanced Concrete Tecnology*, 327-335.
- McKenna, F., Scott, M., y Fenves, G. (2009). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- McGuire, R. (2007). Probabilistic seismic hazard analysis: Early history. *Earthquake Engineering and structural dynamics*, 329-338.
- Meli, R., Miranda, E., López, C. y López, O. (1986). *Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX*. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Mélice, J. L. y C. J. C. Reason. (2007). eturn period of extreme rainfall at George, South Africa. *South African Journal of Science. vol. 103, nos. 11-12*, 499-501.
- Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *J Struct Eng*, 417-425.
- Niño. M., Medina, I., González, C. (2020). Análisis costo-beneficio de diferentes medidas de mitigación basado en resiliencia para edificios escolares. *SMIE*.
- Ospina, A., Urrego, H., Botero, J.C. (2013). Aplicación de un método basado en el. *ing. cienc., vol. 9, no. 17*, 209-236.
- Pérez, J. (2016). *Obtención de parámetros para la generación de un modelo no lineal (IMK) para la simulación del comportamiento estructural de dos especímenes, ensayados en mesa vibradora*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería de la UNAM .
- Porter, K. (2018). A beginner's guide to fragility vulnerability and risk. *University of Colorado Boulder*.
- Ruiz, S.E., Diederich, R. (1989). The Mexico Earthquake of September 19,1985 - The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey. *Earthquake Spectra*, 89-102.

Singh S. K., A. L. (1981). Seismic gaps and recurrence period of large earthquake along the Mexican subduction zone: a reexamination. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 827-843.

Tapia-Hernández, E. y García-Carrera, S. (2020). Damage Assessment and seismic behavior of steel buildings during the Mexico Earthquake of 19 September 2017. *Earthquake Spectra*, 250-270.

Vamvatsikos, D., Cornell, C. (2004). Applied Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Spectra*, 523-553.

Vamvatsikos, D., Cornell, C. (2002). Incremental Dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 491-514.

Zhang JZ, Jiang J, Li GQ. (2017). An improved consecutive modal pushover procedure for estimating seismic demands of multi storey framed buildings. *Struc Des Tall Special Build.*