



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

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO REFORZADO
CON DISIPADORES VISCOSOS NO LINEALES**

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

PRESENTA:
FERNAN PAUL CERÓN FUENMAYOR

TUTOR PRINCIPAL:
DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO
2020
OCTUBRE



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Escobar Sanchez José Alberto
Secretario:	Dr. Pozos Estrada Adrián
Vocal:	Dr. Guerrero Bobadilla Héctor
1 ^{er} Suplente:	Dr. Gómez Martínez Roberto
2 ^{do} Suplente:	Dr. López Bátiz Oscar

Lugar donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad de México.

TUTOR DE TESIS:
DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

FIRMA

*A mi hermano, a quien he extrañado en cada uno de los días de esta
travesía, por quien seco mis lágrimas y peleo hasta el final*

A mis padres, de quienes aprendí lo invaluable y más importante

*A mis amigos, que extendieron su mano, depositaron su fé y me
alentaron en momentos difíciles*

*A todo aquel que sea prisionero de la duda y esclavo de la
incertidumbre, lánzate a ciegas y sobrevive en la caída, es posible.*

Agradecimientos

Las palabras son pocas para agradecer todo lo que he recibido en esta experiencia que, ha sido más de vida que académica. Sin embargo, en medio de la emotividad de este momento quiero decir:

A México, desde el primer día solo me ha mostrado bondad. Abrió sus puertas a un «hijo ajeno» y me ha adoptado como suyo. Gracias por tu gente, por las oportunidades.

Cada una de las enseñanzas de mis profesores, a lo largo de mi crecimiento profesional y en esta maestría son un tesoro y procuraré honrarlos ejerciendo esta profesión con rectitud. No hay matrícula, beca ni costo que pueda igualar lo que esta herencia representa para mi. Gracias.

Por sus enseñanzas, sugerencias, paciencia y apoyo. Dr. Héctor Guerrero, gracias por guiarme en el desarrollo de esta tesis. Igualmente, a mis sinodales, cuya opinión contribuyó a este trabajo.

Muchas gracias al personal de la Unidad de Cómputo en la División de Ingenierías Civil y Geomática, en especial a la M.I. Tanya Arteaga Ricci, quién me brindó apoyo con equipos de cómputo para realizar mis análisis, fundamentales para esta tesis.

Muchas gracias al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por la financiación durante mi periodo estudiantil, gracias por hacer realidad lo que consideré utópico.

A mis amigos mexicanos, la familia Delgado y la familia Díaz, por darme bienvenida en sus hogares y ser tratado como familia, gracias.

Tabla de contenido

Agradecimientos	iii
Índice de Figuras	vii
Índice de Tablas	x
Resumen	xi
Abstract	xii
I. Introducción	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Objetivos	1
1.2.1. Objetivo general	1
1.2.2. Objetivos específicos	1
1.3. Justificación	2
1.4. Antecedentes	2
1.5. Alcances de la investigación	2
1.6. Organización de la tesis	3
II. Revisión literaria	5
2.1. Diseño sísmico basado en desempeño	5
2.1.1. DSBD según FEMA P-58	6
2.1.2. Evaluación del desempeño sísmico	7
2.1.2.1. Tipos de evaluación del desempeño	8
2.1.2.2. Fases de la evaluación del desempeño	8
2.2. Reforzamiento de estructuras con disipadores viscosos	11
2.3. Disipadores viscosos no lineales	12
2.3.1. Formulación matemática del DVNL	13
2.3.2. Energía disipada	14
2.3.3. Diseño empleando amortiguadores viscosos no lineales	14
III. Objeto de estudio	17
3.1. Descripción general	17
3.2. Materiales	18
3.3. Sistema Estructural	18
3.3.1. Cimentación	18
3.3.2. Sistema resistente contra acciones horizontales y gravitacionales	18
3.3.3. Entrepiso	21

3.4. Sistema de reforzamiento con disipadores viscosos no lienes (DVNL)	22
IV. Evaluación del desempeño sísmico	31
4.1. Amenaza sísmica	31
4.2. Análisis de la respuesta	32
4.2.1. Modelo numérico	32
4.2.2. Caracterización de los materiales	33
4.2.2.1. Concreto	33
4.2.2.2. Mampostería	34
4.2.2.3. Acero de refuerzo longitudinal	34
4.2.2.4. Acero de perfiles	35
4.2.3. Secciones de elementos	35
4.2.3.1. Columnas	35
4.2.3.2. Vigas anchas	36
4.2.3.3. Muros	37
4.2.4. Cargas	39
4.2.4.1. Gravitacionales	39
4.2.4.2. Dinámicas	39
4.2.5. Análisis dinámico incremental (ADI)	41
4.2.5.1. Escalamiento de los registros sísmicos	41
4.2.5.2. Parámetros de demandas	44
4.2.5.3. Simulación de colapso	44
4.2.6. Resultados de ADI	44
4.2.6.1. Colapso	44
4.2.6.2. Modos de colapso	45
4.2.6.3. Distorsiones y aceleraciones	47
4.3. Modelo de desempeño	48
4.3.1. Amenaza sísmica	49
4.3.2. Valuación del edificio	49
4.3.3. Distribución de población	51
4.3.4. Componentes	51
4.3.5. Funciones de colapso	53
4.3.6. Resultados de desempeño sísmico	54
4.3.6.1. Análisis basado en intensidad	54
4.3.6.2. Análisis basado en el tiempo	56
4.3.6.3. Criterio de evaluación de colapso	57
V. Discusión de resultados	59
VI. Conclusiones y recomendaciones	61
6.1. Conclusiones	61
6.2. Recomendaciones para estudios futuros	62
Referencias	63

Índice de Figuras

Figura 2.1. Diseño sísmico basado en desempeño. a) Planteamiento de objetivos de desempeño; b) flujo del DSBD.	7
Figura 2.2. Evaluación del desempeño sísmico. Adaptado de (Yang et al., 2009).	8
Figura 2.3. Fases de la EDS.	9
Figura 2.4. Función de fragilidad de colapso.	10
Figura 2.5. Función de fragilidad de componente.	10
Figura 2.6. Diagrama de flujo de realizaciones. Adaptado de FEMA P-58-1 (2012).	11
Figura 2.7. Disipador viscoso, adaptado de Taylor (2002).	13
Figura 2.8. Ciclos de histéresis para los valores de α : 0; 0.2; 0.5 y 1.0.	14
Figura 3.1. Esquema de planta típica.	17
Figura 3.2. Secciones transversales de columnas. a) Sección de acero armado; b) Sección compuesta. Unidades en milímetros.	18
Figura 3.3. Ubicación en planta de secciones armadas T1 a T4.	19
Figura 3.4. Panel de muro de mampostería.	20
Figura 3.5. Secciones de diagonales de concreto. a) Diagonal Tipo 1; b) diagonal Tipo 2; c) diagonal Tipo 3; d) Refuerzo de diagonales. Medidas en centímetros.	20
Figura 3.6. Ubicación de muros en planta.	21
Figura 3.7. Sección de losa. Unidades en centímetros.	21
Figura 3.8. Secciones transversales de columnas reforzadas. a) Reforzamiento en una cara; b) reforzamiento en dos caras; c) reforzamiento de sección compuesta en una cara.	22
Figura 3.9. Secciones trasversales de losa refrozada. a) Reforzamiento inferior; b) reforzamineto inferior y superior.	22
Figura 3.10. Tipología de reforzamiento. Configuración alternada de disipador y contraviento convencional.	23
Figura 3.11. Ubicación de reforzamiento en planta.	24

Figura 3.12. Reforzamiento sobre eje 1 y 7.	25
Figura 3.13. Reforzamiento sobre eje 3.	26
Figura 3.14. Reforzamiento sobre eje 5.	27
Figura 3.15. Reforzamineto sobre eje A.	28
Figura 3.16. Reforzamiento sobre eje F'.	29
Figura 4.1. Placas tecnónicas alrededor de México. Adaptado de (Kostoglodov y Pacheco, 1999).	31
Figura 4.2. Curva de amenaza sísmica para suelo blando.	32
Figura 4.3. Curva esfuerzo-deformación de concreto no confinado.	33
Figura 4.4. Curva esfuerzo-deformación de mampostería.	34
Figura 4.5. Curva esfuerzo-deformación de acero. a) Acero de refuerzo; b) acero de perfiles.	36
Figura 4.6. Secciones de modelo matemático para columnas. a) Columnas; b) columnas reforzadas.	36
Figura 4.7. Modelos de vigas equivalentes.	37
Figura 4.8. Modelo matemático adaptado para muros.	37
Figura 4.9. Modelo matemático para muros de mampostería. a) Modelo de resortes no lineales; b) reacciones supuestas ante cargas laterales.	38
Figura 4.10. Curva de capacidad de resortes no lineales.	39
Figura 4.11. Espectro de aceleraciones de registros seleccionados.	40
Figura 4.12. Modos de vibrar fundamentales. a) Modo 1, Caso 0; b) modo 2, Caso 0; c) modo 1, Caso 1; d) modo 2, Caso 1.	42
Figura 4.13. Cálculo de a_g equivalente.	42
Figura 4.14. Articulaciones plásticas críticas. a) Eje 1 y 7; b) eje A; c) eje 5; d) eje 3.	46
Figura 4.15. Modos de colapsos. a) Modo 1; b) modo 2; c) modo 3; d) modo 4.	47
Figura 4.16. Distribución de distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso máximas. a) Caso 0; b) Caso 1.	48
Figura 4.17. Curvas de ADI.	48
Figura 4.18. Distribución típica de intensidades sísmicas y FMEA (FEMA P-58-1, 2012).	49

Figura 4.19. Intensidades versus FMEA. a) Distribución de intensidades sobre curva de amenaza sísmica; b) intervalo de intensidades de Caso 0; c) intervalo de intensidades de Caso 1.	50
Figura 4.20. Distribución horaria de población.	51
Figura 4.21. Ajuste lognormal de fragilidad de colapso. a) Caso 0; b) Caso 1; c) comparación.	53
Figura 4.22. Funciones de fragilidad de colapso corregidas.	54
Figura 4.23. DPA de análisis basado en intensidad de Caso 0. a) Costos de reparación; b) tiempos de reparación; c) número de víctimas mortales.	54
Figura 4.24. DPA de análisis basado en intensidad de Caso 1. a) Costos de reparación; b) tiempos de reparación; c) número de víctimas mortales.	55
Figura 4.25. Comparación de DPA de medidas de desempeño para $a_0 = 0.15g$. a) Costos de reparación; b) tiempos de reparación; c) Número de víctimas mortales.	56
Figura 4.26. Probabilidad de colapso y pérdida de funcionalidad en cincuenta años. a) Probabilidad de colapso; b) probabilidad de pérdida de funcionalidad.	56
Figura 4.27. Evaluación de costos en el tiempo. a) Costos de reparación anualizados; b) variación del VPN en el tiempo.	57

Índice de Tablas

Tabla 3-1. Materiales empleados en la estructura.	18
Tabla 3-2. Espesores de placa de columnas tipo. Unidades en milímetros.	20
Tabla 3-3. Secciones de diagonales de concreto para mampostería.	21
Tabla 3-4. Propiedades mecánicas de DVNL.	23
Tabla 3-5. Características de contravientos convencionales.	23
Tabla 4-1. Propiedades de acero de refuerzo.	35
Tabla 4-2. Cargas gravitacionales empleadas.	40
Tabla 4-3. Registros sísmicos seleccionados.	40
Tabla 4-4. Parámetros de amenaza sísmica y equivalencia de medidas de intensidad.	43
Tabla 4-5. Factores de amplificación de intensidad sísmica.	43
Tabla 4-6. Resultados de colapsos.	45
Tabla 4-7. Magnitudes de intensidad, equivalencias y valores de FMEA.	50
Tabla 4-8. Costo de reforzamiento.	51
Tabla 4-9. Componentes empleados en el modelo de desempeño. Adoptado y traducido de FEMA P-58-1 (2012).	52
Tabla 4-10. Parámetros de funciones de colapso.	54

Resumen

En esta tesis se presentan los resultados de la evaluación del desempeño sísmico de un edificio ubicado en la zona lacustre de la Ciudad de México. El edificio sufrió daños por el sismo ocurrido el 19 de septiembre del 2017 —con epicentro en el estado de Puebla (sismo 19S)— y fue reforzado con disipadores viscosos no lineales (DVNL). Se empleó la metodología propuesta en FEMA P-58-1 (2012), un procedimiento probabilístico que integra la incertidumbre inherente a la amenaza sísmica, la modelación matemática del edificio, los resultados de la respuesta dinámica y el posible daño en los componentes y/o contenidos del inmueble. Con base en estos aspectos se obtuvieron estimaciones de costos de reparación, tiempos de reparación y número de víctimas mortales que puedan presentarse dado un evento sísmico. Además, considerando un periodo de cincuenta años de vida útil, se obtuvieron probabilidades de colapso y pérdida de funcionalidad del edificio reforzado.

Para apreciar la contribución del sistema de reforzamiento con DVNL en el desempeño del edificio, se adoptó un enfoque comparativo entre dos condiciones estructurales del inmueble: 1) Caso 0, condiciones estructurales previas al sismo 19S y 2) Caso 1, condiciones del edificio reforzado con los DVNL. Para ejecutar el procedimiento, se analizó la amenaza sísmica característica de la zona lacustre de la Ciudad de México, empleando un análisis probabilístico. Con base en la caracterización de la amenaza sísmica, se determinó la respuesta del edificio aplicando un análisis dinámico incremental (ADI), considerando su comportamiento no lineal, bajo la acción de ocho movimientos sísmicos escalados en igual número de intensidades —se tomó la aceleración máxima del suelo como medida de intensidad y el escalamiento de los movimientos sísmicos se realizó acorde con lo indicado en la NTC-S (2017)—. Para cada caso se emplearon intervalos de intensidades diferentes; al Caso 1 le correspondieron las condiciones sísmicas más demandantes.

Durante la evaluación del desempeño sísmico, se encontró que, a pesar del uso de los dispositivos de amortiguamiento pasivo, la estructura reforzada presentó articulaciones plásticas similares a las del edificio sin refuerzo, para niveles de deformación semejantes. Los modelos matemáticos perdieron convergencia en los mismos límites de distorsiones de entrepiso, evidenciando que, el uso de los DVNL no contribuyó a la capacidad de deformación del inmueble, aunque se logró aumentar la intensidad sísmica que éste puede tolerar. Asimismo, se obtuvieron estimaciones del beneficio económico de implementar el sistema de amortiguamiento pasivo, frente a la alternativa de restaurar las características mecánicas del edificio a las condiciones previas al sismo 19S.

Abstract

The results of the seismic performance assessment of a building placed in the lakebed zone of Mexico City are presented in this thesis. This building was damaged after the seismic event occurred in September 19th, 2017—with epicenter in the state of Puebla (further referred as earthquake 19S)—it was retrofitted using non-linear viscous dampers (NLVD) for its rehabilitation. The approach of FEMA P-58-1 (2012) was employed, a probabilistic procedure that integrates the inherent uncertainty of the seismic hazard, the numeric modeling, the results of the dynamic response and the possible damage of components and/or contents of the property. Based on this aspects, quantities of expected repair cost, repair time and casualties due to the occurrence of an earthquake were estimated. Besides, considering a life period of fifty years, the collapse probability and unsafe placarding probability were estimated.

Aiming at assessing the contribution of the retrofitting with NLVD in the building's performance, two conditions of the building were compared: 1) Case 0, the building with the structural conditions previous to the earthquake 19S; and 2) Case 1, the building retrofitted with NLVD. To perform the assessment, the representative seismic hazard of the lakebed zone of the Mexico City was analyzed through a probabilistic approach. Based on this characterization, the structure's response was determined through an incremental dynamic analysis (IDA) considering its non-linear behavior, under the action of eight earthquake ground motion records, each one, scaled to the same number of intensity levels—the peak ground acceleration (PGA) was taken as intensity measure and the scaling of the seismic records were executed according to the Mexico City's normative (NTC-S, 2017). For each case of analysis, two different intensity intervals were implemented, such that, Case 1 experienced the most demanding seismic conditions.

During the seismic performance assessment, it was found that, despite the use of the passive damping devices, the retrofitted structure presented similar plastic hinges, for the same deformation levels, as observed in the non-retrofitted building. The mathematical models lost convergence at the same drift limits, exposing that, the use of the NLVD did not contribute to the building's displacement capacity, albeit the tolerated seismic intensity was improved. Furthermore, the economic benefit provided by the passive damping system was estimated and compared with the alternative of restoring the mechanical characteristics of the building, previous to the seismic event 19S.

Capítulo I

Introducción

1.1. Planteamiento del problema

El 19 de septiembre del año 2017 se registró un sismo de magnitud 7.1 con epicentro cercano a la frontera de los estados Puebla y Morelos, a 120 Km de la Ciudad de México (en adelante sismo 19S). El suceso produjo daños en aproximadamente 9300 estructuras en la capital mexicana dedicadas al uso residencial, educativo y salud (Sánchez e Islas, 2017). Esto produjo el desalojo de numerosos inmuebles a causa del riesgo que representaban para sus usuarios. El sismo produjo el colapso de 38 edificios en la Ciudad de México, 30 de los cuales se encontraban dentro del territorio lacustre de la ciudad (CENAPRED, 2017).

El presente estudio se concentra en un edificio ubicado en la zona lacustre de la Ciudad de México, perteneciente al conjunto de inmuebles afectados por el sismo 19S. Con el objeto de rehabilitar la estructura, esta fue sometida a estudio para proponer su reforzamiento (Cueto et al, 2018). El edificio fue evaluado acorde con los lineamientos de la NTC-S (2017) considerando diferentes alternativas de amortiguamiento pasivo, entre estas, disipadores viscosos no lineales (DVNL). Los resultados obtenidos demostraron que la estructura reforzada experimentó distorsiones de entrepiso menores a los límites normativos.

A pesar de haber obtenido resultados satisfactorios de la respuesta dinámica, se desconoce el desempeño que tendrá el edificio reforzado frente a terremotos futuro. Puede que el sistema de reforzamiento con DVNL recupere y/o mejore la capacidad de la estructura, pero, no existen estimaciones de posibles consecuencias que pueda tener el inmueble ante la ocurrencia de un evento sísmico.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio reforzado con disipadores viscosos no lineales en términos del número de víctimas mortales, costos y tiempos esperados de reparación, probabilidades de colapso y pérdida de funcionalidad.

1.2.2. Objetivos específicos

- + Caracterizar la amenaza sísmica para el edificio.
- + Evaluar la respuesta dinámica del inmueble ante diferentes movimientos de suelo e intensidades sísmicas.
- + Estimar las consecuencias a partir de los parámetros de demanda obtenidos del análisis de respuesta.

1.3. Justificación

Los parámetros de respuesta como distorsiones máximas de entrepiso, aceleraciones y velocidades de piso, son indicadores útiles para orientarse sobre las capacidades mecánicas de una estructura, pero no son medidas que cuantifican la cantidad de daño que un edificio pueda presentar luego de un sismo. Este caso de estudio, si bien, cumple con los requisitos normativos (Cueto et al. 2018), los resultados obtenidos en los estudios realizados no proporcionan información suficiente y útil para que las partes que decidieron implementar el sistema de reforzamiento con DVNL consideren esta medida una inversión conveniente.

En esta tesis se estiman consecuencias de interés socio-económico —medidas de desempeño— que puedan ser de fácil entendimiento para el público en general. Con estas estimaciones, las bondades que puede ofrecer el sistema de reforzamiento con DVNL para la preservación de la integridad del inmueble y la vida de sus usuarios, contenidos y elementos no estructurales propensos al daño ante un sismo probable, serán evidentes.

Por otra parte, esta forma de aproximación a la evaluación de desempeño sísmico —con un enfoque en las consecuencias probables en vez de los parámetros de respuesta—, puede ser un referente para el desarrollo de proyectos de reforzamiento de edificaciones afectadas por sismos o diseño de nuevas estructuras, donde se dimensionen los componentes para reducir las posibles pérdidas y no únicamente para cumplir los límites impuestos por lineamientos normativos.

1.4. Antecedentes

Con el propósito de encontrar una estrategia de reforzamiento adecuada para la estructura en cuestión, Cueto et al (2018) realizaron estudios sobre la respuesta del inmueble ante varios movimientos del suelo, considerando tres sistemas de disipación sísmica con amortiguadores del tipo: viscoso lineal; viscoso no lineal; e hysteréticos. En ese estudio se presentaron las características de las opciones de reforzamiento y los resultados de la evaluación de la respuesta del edificio con cada tipo de disipador. El análisis se realizó considerando una serie de registros sísmicos escalados acorde con la norma NTC-S (2017), empleando una aproximación dinámica no lineal en la historia del tiempo para estimar las distorsiones de entrepiso máximas de cada propuesta de reforzamiento. Sin embargo, el estudio se limitó al cálculo y comparación de la respuesta de la edificación para cada propuesta de intervención.

1.5. Alcances de la investigación

El desarrollo de esta investigación se realizó a partir de una propuesta de reforzamiento del edificio que implementa DVNL —diseñado por un despacho de ingeniería en la Ciudad de México— y se enfoca en la evaluación del desempeño sísmico desde una perspectiva comparativa de dos estados del edificio: 1) condiciones previas al sismo 19S, Caso 0; 2) edificio reforzado, Caso 1. La evaluación del desempeño parte de la amenaza sísmica identificada y los parámetros de respuesta obtenidos de un modelo matemático no lineal.

1.6. Organización de la tesis

Este trabajo de investigación está conformado por cinco capítulos, ordenados secuencialmente, como se muestra a continuación:

- Capítulo I: Introducción. Se identifica el problema, los objetivos y alcances de la tesis. En este capítulo se explica la importancia de implementar una metodología de evaluación del desempeño sísmico sobre el objeto de estudio, y los términos en que se medirá.
- Capítulo II: Revisión literaria. Este capítulo resume el contexto de la metodología de diseño sísmico basado en desempeño (DSBD), sus bases y logros recientes. También, Se abordan trabajos de reforzamiento de edificios con disipadores viscosos, con el fin de identificar los alcances obtenidos por otros autores, con el uso de estos dispositivos. Asimismo, se establece el fundamento matemático para representar el comportamiento mecánico de los DVNL.
- Capítulo III: Objeto de estudio. Se detallan las características geométricas del edificio a estudiar, los materiales empleados, el tipo de elementos que componen el sistema estructural; y se describe el reforzamiento que se empleó para la recuperación de su funcionamiento.
- Capítulo IV: Evaluación del desempeño sísmico (EDS). En esta sección se establecen las condiciones para realizar la evaluación del desempeño sísmico del edificio en estudio. Se identifica la amenaza sísmica, se describe la aproximación matemática a emplear, los modelos mecánicos simplificados, los resultados a extraer del análisis de la estructura y el algoritmo empleado en la evaluación del desempeño. Igualmente, se exponen los resultados obtenidos de la EDS.
- Capítulo V: Discusión de resultados. En este capítulo se interpretan los resultados obtenidos, se realizan cuestionamientos para identificar posibles oportunidades de mejora, y se manifiestan las limitaciones del trabajo realizado.

Capítulo II

Revisión literaria

2.1. Diseño sísmico basado en desempeño

En el estudio de ingeniería de sismos de los últimos 25 años, la noción del diseño sísmico basado en desempeño (DSBD) ha evolucionado, sintetizándose como un concepto o filosofía —entendiendo filosofía como una forma de pensar o concebir—. Esta aproximación busca estimar el comportamiento esperado de una estructura ante un evento sísmico de determinada intensidad, considerando la variabilidad en las capacidades de los materiales, su relación con los niveles de falla y la correlación probabilística con las cargas o excitaciones que pueda soportar durante su vida útil. La metodología tiene como fin brindar la capacidad de tomar decisiones en el diseño estructural, ser conscientes de sus riesgos, cuantificar y medir las consecuencias de un evento sísmico probable, tal que, los actores participantes en el proceso de producción constructiva puedan decidir y satisfacer sus necesidades dentro de un margen seguro, que minimice las pérdidas (Bertero, 2000; FEMA 349, 2000).

Las bases del DSBD se remontan a la década de 1960, cuando la SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) propuso que, aquellas estructuras que pueden funcionar como albergues temporales o son peligrosas para las personas, debían mantener su integridad y funcionalidad tras un sismo. Por lo tanto, era imperativo que éstas se diseñasen para cumplir tres objetivos de diseño: 1) prevenir daños de elementos no estructurales en eventos sísmicos frecuentes, de baja intensidad; 2) prevenir daño estructural y minimizar los daños de elementos no estructurales en eventos sísmicos de ocurrencia ocasional e intensidad moderada; 3) evitar el colapso o daño serio durante eventos sísmicos de rara ocurrencia, pero intensidad severa. A partir de ese momento se encaminó la producción de conocimiento con trabajos relacionados y dedicados a la idea del «desempeño». Años más tarde, el sismo de Loma Prieta en 1989 M7.1, condujo al cuestionamiento de la metodología de diseño estructural en ejercicio, debido a las altas pérdidas económicas, consideradas por entes políticos e ingenieriles como exagerada para un evento sísmico de intensidad moderada. Esto resultó en la creación del comité *Vision 2000*, con la meta de elaborar un marco de trabajo para los códigos de DSBD de futura generación. Tal iniciativa fue seguida por el gremio japonés. Los avances fueron realizados tanto en Estados Unidos, como Japón; contribuyendo con investigaciones basadas en el comportamiento de estructuras existentes, con el fin de desarrollar nuevas metodologías de diseño resistente a sismos (Bertero, 2000).

La década de 1990 dió la bienvenida a la primera generación de procedimientos de DSBD. Paralelamente, organizaciones como la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), *Applied Technology Council* (ATC) y SEAOC, desarrollaban procedimientos para este concepto de diseño. En el caso de FEMA, el enfoque inicial fue el reforzamiento de edificios existentes que representaban

peligro por ser sísmicamente deficientes, lo cual, repercutiría en altas pérdidas económicas en caso de suceder un terremoto, tal como sucedió con el sismo de Loma Prieta. En 1994, el sismo de Northridge M6.7 generó pérdidas mayores al doble del sismo de Loma Prieta, exacerbando el descontento en entes gubernamentales, propietarios y usuarios que esperaban edificios «a prueba de sismos» (Bertero, 2000; FEMA 283, 1996). Posterior a este evento, surgió el *Performance Based Seismic Engineering of Buildings* (SEAOC, 1995), FEMA 273/274-NEHRP *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and commentaries* (FEMA 273/274, 1997), como la primera generación de procedimientos de DSBD, para la rehabilitación de estructuras, que fundamentaron los objetivos de desempeño y su relación con los diferentes niveles de la amenaza sísmica.

Favoreciendo a que la implementación del DSBD se ampliara en los Estados Unidos, la *American Society of Civil Engineers* (ASCE) adoptó FEMA-356 *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of buildings* (ASCE, 2000), trabajo que incorpora mejoras técnicas y actualizaciones de FEMA-273 (1997). Tal logro marcó el inicio de la segunda generación de procedimientos de DSBD. Años más tarde, se elaboró el plan de acción para desarrollar una generación que superara los cuestionamientos realizados al FEMA-356 (ASCE, 2000). Se buscó lograr precisión en los métodos analíticos, confiabilidad de la metodología para nuevas estructuras y formas de comunicarse con las partes que toman decisiones.

La tercera generación de los procedimientos de DSBD, nació con el proyecto ATC P-58 en el año 2001 (FEMA 445, 2006). Además de revisar y actualizar los procedimientos señalados en anteriores trabajos, se buscó adecuar la metodología para obtener resultados que predijeran el desempeño de una estructura y sus incertidumbres considerando las limitaciones ingenieriles, la variabilidad de la amenaza sísmica y, sobre todo, fuesen fáciles de comunicar a los decisores. En el año 2012 se expidió FEMA P-58 *Seismic Performance Assessment of Buildings* (FEMA P-58-1, 2012); esta metodología relaciona en términos probabilísticos el proceso de modelación, las fragilidades de los componentes estructurales y no estructurales, la variabilidad de habitantes del edificio en el tiempo y la amenaza sísmica. El proceso de evaluación de desempeño simula diversos escenarios tantas veces como se desee, cuyos resultados proporcionan medidas de daño que funcionan como insumo para estimar estadísticamente variables de decisión como: víctimas, tiempos de reparación, costos de reparación. Con estas variables, los decisores pueden juzgar si el nivel de desempeño de la edificación en estudio es aceptable o no.

2.1.1. DSBD según FEMA P-58

El marco de trabajo de DSBD propuesto por FEMA P-58-1 (2012) establece un flujo iterativo, cuyo fin es la satisfacción de los objetivos de desempeño (OD) que un nuevo edificio o sistema de reforzamiento debe cumplir, para suplir las necesidades de las partes interesadas (Figura 2.1a). El planteamiento de los OD es un ejercicio colaborativo entre los beneficiarios, inversionistas, ingenieros estructurales y oficiales de construcción, para establecer límites cuantificables que la estructura no debe superar, en orden de minimizar las consecuencias producto de un terremoto. Tales objetivos se determinan en función de las medidas de desempeño (MD): víctimas, costos de reparación, tiempos de reparación, impacto ambiental, probabilidad de colapso y clausura por inseguridad. Estas medidas, dependen de los intereses particulares de los beneficiarios del proyecto y el uso

destinado para el inmueble (FEMA P-58-6, 2018). Los pasos del DSBD se muestran en la Figura 2.1b. El subproceso A corresponde al flujo de la evaluación del desempeño, posteriormente será abordado con detalle.

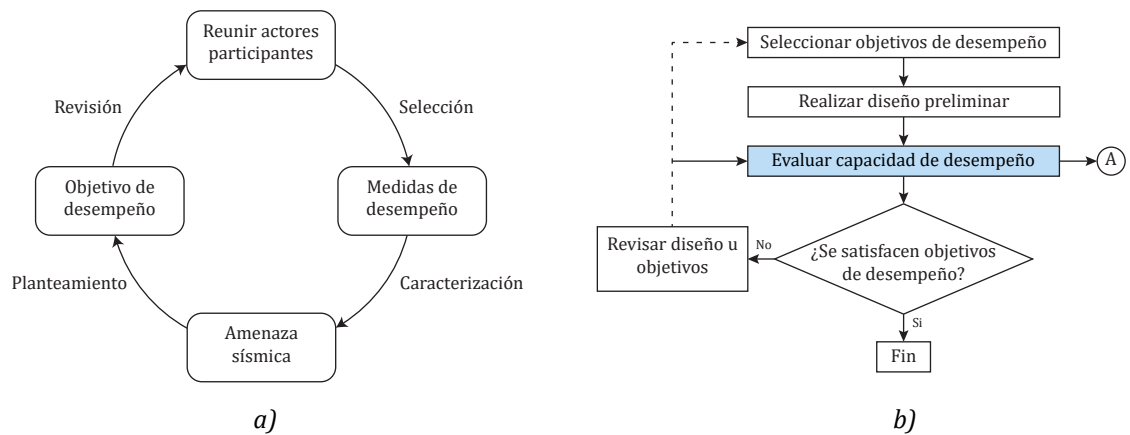


Figura 2.1. Diseño sísmico basado en desempeño.

a) Planteamiento de objetivos de desempeño;

b) flujo del DSBD.

Una vez designado el OD de la estructura, se inicia la fase de diseño estructural, donde se proponen dimensiones de los componentes del sistema sismorresistente y se evalúa el comportamiento del modelo ante una amenaza sísmica simulada. Por lo general, el diseño estructural se realiza acorde a los requisitos exigidos por los reglamentos o códigos constructivos locales. Luego del diseño estructural, se continúa con la evaluación del desempeño sísmico. En el proceso de DSBD, los resultados de la evaluación del desempeño se comparan con los objetivos de desempeño propuestos, en caso de no cumplirse, se toman medidas correctivas de la propuesta estructural o los objetivos. El proceso es repetido hasta que las partes consideren que los resultados satisfacen las necesidades.

2.1.2. Evaluación del desempeño sísmico

La evaluación del desempeño sísmico (EDS) se fundamenta en el teorema de la probabilidad total, donde se integran los resultados probabilísticos de la amenaza sísmica; los resultados de la respuesta de la estructura; el análisis de daño; y el análisis de pérdidas. Cada uno de estos componentes es estadísticamente independiente de los demás. Puede apreciarse en la Figura 2.2, donde, IM es la medida de intensidad con la que se expresa la amenaza sísmica, determinada empleando un enfoque probabilista (ej. aceleración máxima del suelo, aceleración espectral, etc.); EDP, son parámetros ingenieriles de demanda, magnitudes de respuesta útiles para relacionar o estimar el daño que puede sufrir la estructura (ej. distorsiones de entrepiso, rotaciones plásticas, etc.); DM, medidas de daño, consecuencias producto de los niveles de EDP que experimenta el edificio, es una cuantificación del daño que sufren los elementos estructurales y no estructurales (ej. tamaño de grietas en muros, caída de recubrimientos, etc.) y DV, variables de decisión, son los medibles con los que se revisará el cumplimiento de los objetivos de desempeño que debe alcanzar la edificación (ej. Tiempos de reparación, costos de reparación, tiempos de suspensión de uso, etc.). La representación matemática de este proceso se aprecia en la Ec. 2.1 (Yang et al., 2009).

$$\iiint G(DV | DM) dG(DM | EDP) dG(EDP | IM) d\lambda(IM) \quad (\text{Ec. 2.1})$$

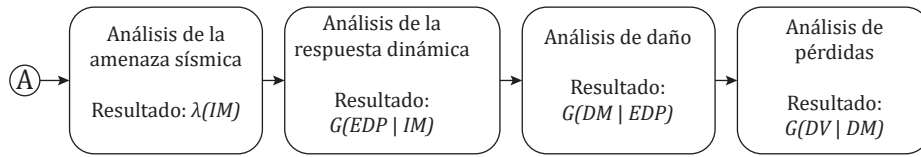


Figura 2.2. Evaluación del desempeño sísmico. Adaptado de (Yang et al., 2009).

Una demostración más completa del planteamiento matemático puede encontrarse en Yang et al. (2009). El desempeño sísmico de un edificio depende de diversos factores (FEMA P-58-6, 2018):

- + Intensidad y características del evento sísmico que afecte a la estructura
- + El tipo de respuesta del edificio, sus desplazamientos, deformaciones, velocidades y aceleraciones de piso
- + La vulnerabilidad del sistema estructural, sus componentes y contenidos
- + Población habitante en el inmueble durante el evento sísmico y su distribución dentro del espacio
- + El juicio de los responsables de inspeccionar los daños de la estructura posterior al evento

Es imposible determinar con exactitud cada uno de esos eventos, dada la naturaleza incierta del fenómeno. Por lo tanto, es imprudente adoptar una perspectiva determinista ante el problema.

2.1.2.1. Tipos de evaluación del desempeño

La evaluación de desempeño puede realizarse empleando tres enfoques diferentes, cuya elección está estrechamente relacionado con los objetivos de desempeño estipulados. Los tipos de evaluación se definen a continuación:

- + *Basado en intensidad:* Se evalúa el desempeño sísmico de la estructura frente a uno o más niveles de intensidades sísmicas. En este caso, la amenaza se representa como la probabilidad de que suceda un movimiento con una intensidad específica.
- + *Basado en escenario:* Este enfoque puede ser útil para determinar el desempeño sísmico de estructuras, donde se supone que el edificio puede verse expuesto a un escenario sísmico, de magnitud y distancia a la falla dada.
- + *Basado en tiempo:* La evaluación basada en el tiempo pretende estimar el desempeño sísmico de la estructura dentro de un plazo de tiempo establecido (10, 25 o 50 años), considerando la probabilidad de ocurrencia de diferentes movimientos sísmicos que puedan afectar a la estructura.

2.1.2.2. Fases de la evaluación del desempeño

La ejecución de la EDS sigue un conjunto de pasos o fases (Figura 2.3) para cubrir cada una de los componentes mostrados en la Figura 2.2, estos pasos se describen a continuación:

- a. *Modelo de desempeño:* El modelo de desempeño está constituido por datos de la edificación, con los que se procederá a cuantificar las variables de decisión y resultados del análisis de desempeño. Los datos empleados son: 1) costo del

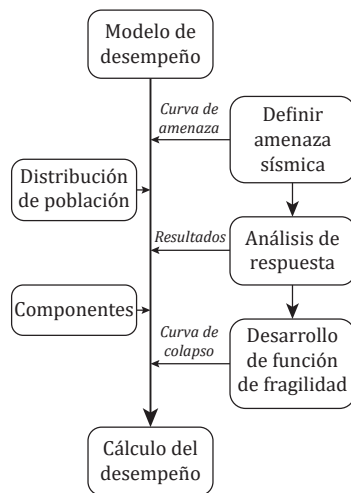


Figura 2.3. Fases de la EDS.

edificio; 2) tiempo de construcción; 3) número de pisos; 4) área en planta de cada nivel; 5) distribución de población; 6) componentes estructurales y no estructurales del inmueble. La metodología FEMA P-58 anexa la herramienta de cálculo del desempeño PACT (Performance Assessment Calculation Tool) (FEMA P-58-3, 2012), en este programa se recopila la información enumerada anteriormente, además, provee una base de datos de estados de daños de componentes estructurales y no estructurales presentes con frecuencia en edificaciones de Estados Unidos.

b. Definición de amenaza sísmica: En esta fase se identifican las características de la amenaza sísmica en la locación de la estructura. Se establecen, según el tipo de evaluación de desempeño que vaya a ser empleada: espectros de aceleraciones; funciones de atenuación; curvas de amenaza y registros sísmicos con los que se realizarán las simulaciones dinámicas de la estructura.

c. Análisis de la respuesta: Comprende la creación del modelo analítico del edificio. En este punto se caracterizan los materiales y sus modelos matemáticos de comportamiento, las dimensiones de las secciones, la metodología de análisis y demás información requerida para simular la estructura. En la práctica profesional se emplean programas de cómputo comerciales —algunos con algoritmos más complejos que otros—, cuya selección depende de las necesidades del proyecto y el nivel de detalle que se requiera para la modelación numérica. El modelado se realiza empleando la amenaza sísmica determinada, para obtener los parámetros de demanda (EDP) que se emplearán en el cálculo de las medidas de daño (DM). Pueden considerarse las distorsiones de entrepiso, velocidades absolutas, aceleraciones de piso, entre otras. Los EDP empleados están condicionados a los componentes contenidos por la estructura principal y el tipo de elementos que configuran el sistema de resistencia sísmica. Para determinar el comportamiento del edificio ante diferentes niveles de intensidad, puede emplearse el análisis dinámico incremental (ADI) (Vamvatsikos y Cornell, 2002), con el que es posible obtener estadísticas de la respuesta de la estructura en función de la intensidad de la amenaza sísmica. Durante este análisis pueden presentarse simulaciones de colapso representada por problemas de convergencia matemática, magnitudes de EDP para los cuales los elementos no conservan capacidad portante suficiente, tal que la estructura sea estable y segura.

d. Cálculo de la fragilidad de colapso: La función de fragilidad o curva de fragilidad representa la probabilidad de que la estructura presente colapso ante una acción sísmica de determinada intensidad. Esta función es un ajuste lognormal de la dispersión de colapsos obtenidos durante el ADI (Figura 2.4). La curva de fragilidad es útil para estimar el número de víctimas posibles causadas por algún modo de colapso encontrado durante el análisis.

e. Estimación del daño: En este subproceso culmina la evaluación del desempeño sísmico con la estimación del daño y magnitud de las pérdidas del edificio. El daño es aproximado empleando funciones de fragilidad de los componentes y/o contenidos considerados en el modelo de desempeño de la estructura en estudio. Como puede apreciarse en la Figura 2.5, son funciones de probabilidad acumulada (FPA) que señalan la probabilidad condicional de que el componente experimente un estado de daño, ED_i luego de verse expuesto a una magnitud de parámetro de demanda, EDP. El EDP dependerá del tipo de componente, por ejemplo, en el caso de muros de mampostería, los estados de daño están relacionados con el nivel de distorsión de entrepiso.

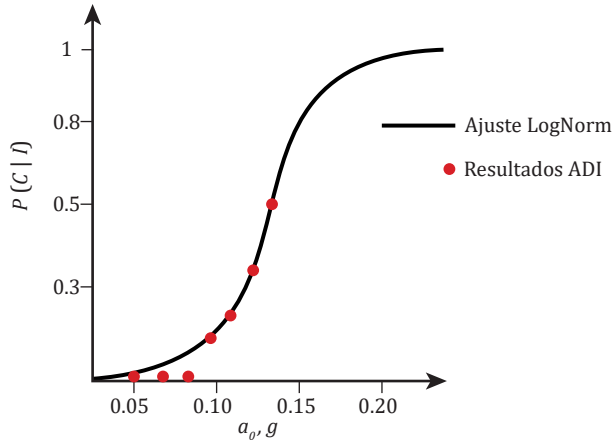


Figura 2.4. Función de fragilidad de colapso.

Una vez determinado el estado de daño en que incurriría el componente, se determinan los costos respectivos de reparación, con base en aproximaciones provistas en la metodología FEMA P-58-1 (2012). Un análisis «ideal» requeriría un gran número de resultados modelados. Sin embargo, la capacidad de cómputo que puede alcanzarse con la tecnología actual es limitada. Por tal motivo, FEMA P-58-1 (2012) propone emplear el procedimiento de Montecarlo

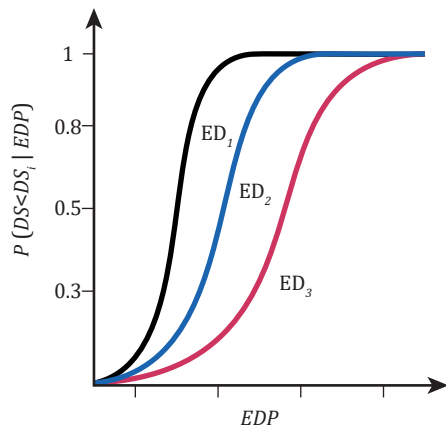


Figura 2.5. Función de fragilidad de componente.

con el fin de obtener un tamaño muestral considerable y estadísticamente consistente con los resultados del análisis de respuesta. Con esta estrategia es posible considerar la incertidumbre del problema —aunque sigue siendo una solución aproximada, resulta conveniente—.

A partir de los EDP obtenidos del ADI, en la fase del análisis de la respuesta, se determinan parámetros estadísticos (mediana, desviaciones y covarianzas) para relacionar la variabilidad entre los resultados obtenidos con los diferentes movimientos sísmicos y el incremento de la intensidad. Una vez obtenidas las estadísticas, se procede a generar demandas simuladas, a través del procedimiento de Montecarlo. Las demandas simuladas son parámetros de demanda estadísticamente consistentes con los EDP obtenidos del análisis matemático de la estructura. Posteriormente, se procede con la estimación del daño correspondiente a cada demanda y consecuentemente las pérdidas en términos de costos de reparación, tiempos de reparación y número de víctimas.

La estimación de daños y pérdidas parte de un conjunto de demandas con los que se opera siguiendo el algoritmo de la Figura 2.6, donde cada ejecución es una realización. Se emplean tantas realizaciones como vectores de demandas exista. Con la función de fragilidad de colapso y generando números aleatorios se determina si para tal realización se presenta colapso, de suceder, se estiman las víctimas producto del modo de colapso evaluado, se asigna al costo y tiempo de reparación la cantidad equivalente a reemplazar el edificio. En caso de que en la realización no ocurra colapso, se emplea el conjunto de EDP. Si el edificio es reparable, se determina el daño a partir de las curvas de fragilidad propias de cada componente de la estructura o grupo de fragilidad especificado en el modelo de desempeño, luego, se obtienen los costos y tiempos de reparación correspondientes al nivel de daño y por último se estiman el número de víctimas de «no colapso» producto del daño de los componentes. En caso de que la estructura se considere no reparable, se iguala el costo de reparación y los tiempos de reparación al equivalente de construir una estructura nueva con las mismas características. La condición de seguridad del edificio se determina según la magnitud del daño. Puede consultarse una descripción más detallada en FEMA P-58-1 (2012).

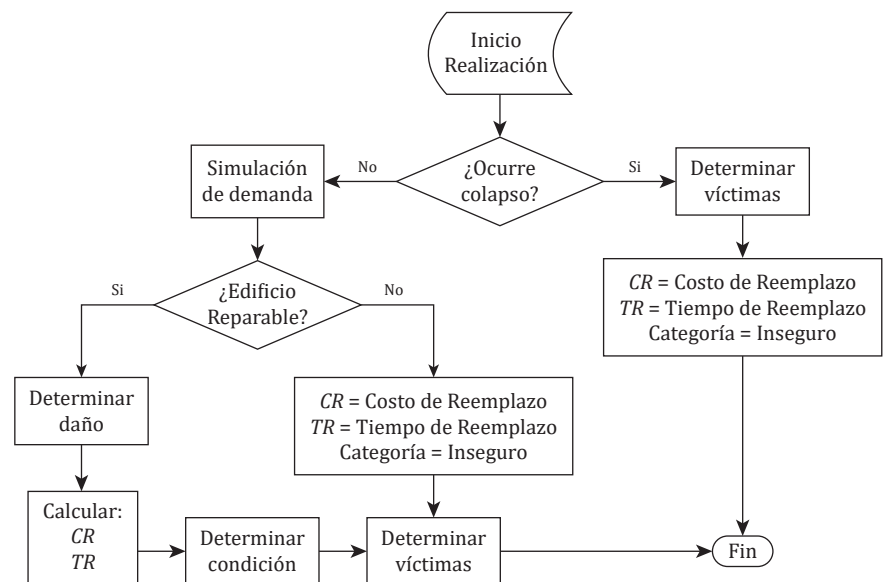


Figura 2.6. Diagrama de flujo de realizaciones.
Adaptado de FEMA P-58-1 (2012).

CR: Costos de reparación
TR: Tiempo de reparación

2.2. Reforzamiento de estructuras con disipadores viscosos

Es sabido que la implementación de dispositivos de amortiguamiento pasivo en edificios mejora las capacidades y respuesta ante sismos fuertes (Constantinou y Symans, 1992). Asimismo, estos elementos han demostrado ser satisfactorios para reforzar edificaciones existentes que, no poseen las capacidades mínimas requeridas para tolerar las demandas sísmicas potenciales. Como demostraron Del Gobbo et al. (2018), la magnitud de daño producto de eventos sísmicos para los estados límites de servicio y último pueden reducirse considerablemente con el uso de disipadores viscosos (DV), comparado con un edificio sin estos dispositivos. En términos de objetivos de desempeño enfocados en variables de

respuesta (rotaciones plásticas en vigas, distorsiones de entrepiso, etc.), autores como González et al. (2013) y, Miyamoto y Scholl (2004) lograron reducir las magnitudes de parámetros de respuesta, empleando DV en estructuras existentes, diseñadas con reglamentos obsoletos.

Sin embargo, es pertinente analizar con cuidado los límites que puede tener la implementación de dispositivos de amortiguamiento pasivo en estructuras existentes, sobre todo, aquellas diseñadas originalmente con códigos de construcción cuyos requisitos sísmicos son más bajos —comparado con los actuales— o peor, aquellas diseñadas sin consideraciones sísmicas formales. Esto puede notarse en el caso Uriz y Whittaker (2001), donde el sistema de reforzamiento con DV requeriría proporcionar magnitudes superiores al 40% del amortiguamiento crítico para poder eliminar del todo la aparición de rótulas plásticas, lo cual, comprometería la integridad de las conexiones existentes «Pre-Northridge» ante la aparición de fuerzas superiores a sus capacidades y encarecería los costos del reforzamiento. Siendo estrictos, los objetivos de desempeño tuvieron que limitarse debido a las condiciones impuestas por la estructura original y el presupuesto. Gilani et al. (2006) enfrentaron este problema empleando una estructura externa —adicional al sistema portante principal— con la que evitaron inducir fuerzas que la estructura existente no pudiese tolerar. De igual manera Impollonia y Palmeri (2018), a través de torres de reacción compuestas por marcos, proporcionaron la capacidad que el edificio histórico no podía proveer. Otra estrategia —tal como plantea Youseff (2001)— generar una «interfaz» flexible, empleando aisladores de base para disminuir las posibles demandas sísmicas sobre la superestructura, en conjunto con amortiguadores sísmicos en este mismo nivel para limitar los desplazamientos máximos relativos. De esta manera se logró evitar la transmisión de fuerzas axiales y cortantes en columnas del edificio que no contaran con la capacidad requerida.

Si bien, los DV pueden ser beneficiosos para reforzar estructuras existentes, el planteamiento de los objetivos de desempeño debe ser realizado con sensatez, consensado con los principales beneficiarios y decisores, en función de las capacidades que pueda ofrecer el inmueble y los costos de la inversión.

2.3. Disipadores viscosos no lineales

Entre los dispositivos de amortiguamiento pasivo para la protección sísmica, se encuentran los disipadores viscosos no lineales (DVNL). Son artefactos hidráulicos que disipan la energía cinética y contribuyen a disminuir el daño en los elementos portantes de un edificio, producto del comportamiento inelástico que pueda experimentar durante un sismo (Taylor, 2002).

Antes de desarrollar el planteamiento matemático de estos dispositivos, es conveniente describir los componentes físicos de los disipadores viscosos lineales (DVL). Este tipo de elementos emplea un fluido viscoso —del tipo de las siliconas— que se desplaza entre orificios situados en un émbolo (Figura 2.7), la transformación de la energía cinética en calor se debe a la fricción producto del desplazamiento del líquido a través de los orificios (Symans et al., 2008).

La fuerza del dispositivo es directamente proporcional a la velocidad relativa entre los dos extremos del elemento Ec. 2.2.

$$F_d(t) = C_v \dot{x}(t) \quad (\text{Ec. 2.2})$$

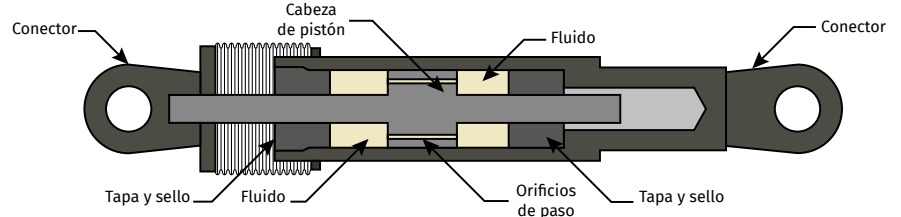


Figura 2.7. Disipador viscoso, adaptado de Taylor (2002).

donde C_L es el coeficiente de viscosidad lineal; $\dot{x}(t)$, es la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo y t , el tiempo. Ante la acción de un desplazamiento armónico $x(t) = X_0 \sin(\omega \cdot t)$, puede determinarse la velocidad relativa, derivando con respecto al tiempo. Reemplazando la función obtenida, $\dot{x}(t) = \omega X_0 \cos(\omega \cdot t)$ en la (Ec.1.2), se obtiene la variación de la fuerza del amortiguador:

$$F_D(t) = C_L \omega X_0 \cos(\omega \cdot t) \quad (\text{Ec. 2.3})$$

donde X_0 es la amplitud del movimiento y ω , la frecuencia. Usando identidades trigonométricas y manipulando algebraicamente, la expresión puede expresarse como:

$$F_D(t) = \pm C_L \omega \sqrt{X_0^2 - x(t)^2} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Asimismo, la magnitud de la energía disipada en un ciclo de histéresis por un amortiguador viscoso lineal, puede determinarse como el área bajo la curva de la relación fuerza-desplazamiento (Christopoulos y Filiatrault, 2006):

$$E_D = \pi C_L \omega X_0^2 \quad (\text{Ec. 2.5})$$

2.3.1. Formulación matemática del DVNL

La fuerza de un DVNL, F_{DN} , es proporcional al valor absoluto de la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo, elevado a una potencia α :

$$F_{DN}(t) = C_{NL} \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) |\dot{x}(t)|^\alpha \quad (\text{Ec. 2.6})$$

donde C_{NL} es el coeficiente de viscosidad no lineal y α , el exponente de velocidad; los demás parámetros han sido definidos anteriormente. El exponente α posee valores entre 0.04 a 1. Cuando α es igual a 1, el dispositivo se comporta como un amortiguador viscoso; si $0 < \alpha < 1$, se experimenta un comportamiento no lineal en la variación de la fuerza y a medida el valor se aproxima a 0, el comportamiento tiende a ser como un amortiguador de fricción.

Aplicando un desplazamiento armónico en función del tiempo, $x(t)$ en los extremos del amortiguador, determinando su derivada y reemplazándola en la ecuación 1.6, la fuerza de amortiguamiento no lineal resulta:

$$F_{DN}(t) = C_{NL} \operatorname{sgn}(\cos(\omega \cdot t)) |\omega X_0 \cos(\omega \cdot t)|^\alpha \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Manipulando algebraicamente y empleando identidades trigonométricas, se obtiene la función de fuerza como:

$$F_{DN}(t) = \pm \left(1 - \frac{x(t)}{X_0}\right)^{\alpha/2} \cdot C_{NL}(X_0\omega)^\alpha \quad (\text{Ec. 2.8})$$

A diferencia de los DVL, la fuerza de amortiguamiento de los DVNL es proporcional al factor $X_0\omega$ elevado a la potencia α , y directamente proporcional a la constante de amortiguamiento no lineal, C_{NL} . Puede obtenerse el ciclo histérico normalizado empleando la Ec. 2.8 y dividiendo entre $C_{NL}(X_0\omega)^\alpha$, en ambos lados del igual. Considerando valores de α , iguales a: 0, 0.2, 0.5 y 1.0; se obtienen las curvas de histéresis mostradas en la Figura 2.8. Puede apreciarse el cambio de las curvas; para valores de α cercanos a cero, esta se asemeja al comportamiento de un amortiguador de fricción.

2.3.2. Energía disipada

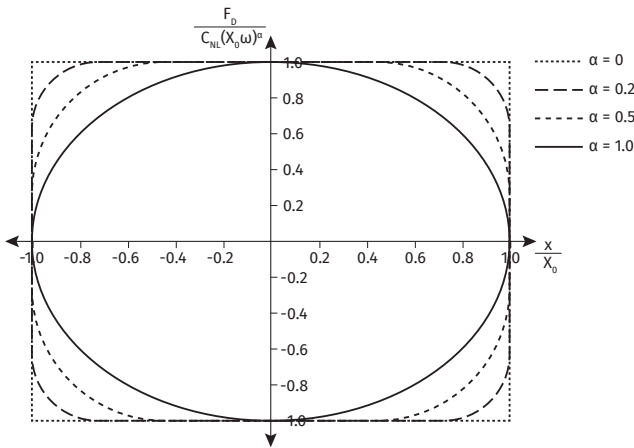


Figura 2.8. Ciclos de histéresis para los valores de α : 0; 0.2; 0.5 y 1.0.

A partir del ciclo histérico, la energía disipada por el amortiguador puede obtenerse como el área bajo la curva de cada ciclo, aplicando la integral del producto de la fuerza de amortiguamiento no lineal y el desplazamiento:

$$E_{DN} = \int_0^{2\pi/\omega} F_{DN}(t)\dot{x}(t)dt \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Resolviendo la expresión y evaluando en los límites, se obtiene (Christopoulos y Filiatrault, 2006):

$$E_{DN} = 2\sqrt{\pi}C_{NL}X_0^{\alpha+1}\omega^\alpha \frac{\Gamma(1+\alpha/2)}{\Gamma(3/2+\alpha/2)} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

donde Γ es la función gamma.

2.3.3. Diseño empleando amortiguadores viscosos no lineales

El procedimiento de cálculo del sistema de disipación sísmica empleando amortiguadores viscosos parte de satisfacer un porcentaje de amortiguamiento objetivo para el modo fundamental, proponiendo una matriz de amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez de la estructura principal (Christopoulos y Filiatrault, 2006):

$$[C_L] = \alpha_0 [K] \quad (\text{Ec. 2.11})$$

donde α_0 es una constante de proporcionalidad entre la matriz de rigidez, $[K]$ y la matriz de amortiguamiento, $[C_L]$. A partir de un análisis modal, considerando el modo i , puede llegarse a:

$$\alpha_0 = \frac{2\xi_i}{\omega_i} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

donde ξ_i es el porcentaje de amortiguamiento y ω_i , la frecuencia angular correspondiente al modo de vibrar i . Partiendo de este planteamiento, se supone una configuración de resortes ficticios equivalentes con rigidez \hat{k}_0 , ubicados en los mismos puntos donde se proponen los DVNL, tal que:

$$\hat{k}_0 = \frac{2\pi}{T_1} C_L \quad (\text{Ec. 2.13})$$

donde, T_1 es el periodo de vibrar del modo fundamental; y C_L ya ha sido definido. Con esta consideración, la forma modal de la estructura ficticia es semejante a la de la estructura sin los resortes y permite afirmar que, la rigidez lateral de la estructura ficticia es igual a la superposición lineal de la rigidez del sistema principal y la rigidez de los elementos ficticios diagonales:

$$\hat{K}_1 = K_1 + \hat{k}_1 \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Con base en este planteamiento se obtiene el coeficiente de viscosidad para el conjunto de amortiguadores en el sistema estructural. Sin embargo, es un procedimiento iterativo que debe seguirse hasta minimizar el error esperado. Una explicación más detallada puede ser encontrada en (Christopoulos y Filiatrault, 2006).

El procedimiento descrito anteriormente provee solución al problema empleando DVL, la cual, es útil para obtener posteriormente los coeficientes de un DVNL. Igualando la energía disipada por un DVL y un DVNL, se logra encontrar el valor de C_{NL} en función de α y X_0 . En este caso, X_0 se reemplaza por el desplazamiento máximo correspondiente a un nivel de desempeño estipulado. Igualando las Ec. 2.5 y Ec. 2.10, se obtiene (Christopoulos y Filiatrault, 2006):

$$\frac{C_{NL}}{C_L} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} (\omega X_0)^{1-\alpha} \frac{\Gamma(3/2 + \alpha/2)}{\Gamma(1 + \alpha/2)} \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Capítulo III

Objeto de estudio

3.1. Descripción general

El edificio está localizado en la colonia Hipódromo-Condessa, alcaldía Cuauhtémoc, en zona geotécnica IIIa, en la Ciudad de México. Se estima que fue erigido en la década de 1960 para ser usado como edificio residencial. El área neta en planta es de aproximadamente 641 m²; posee doce niveles, ocho de los cuales son pisos tipo, desde el tercer nivel. Cuenta con un sótano, azotea y un apéndice correspondiente al cuarto de máquinas del ascensor. Según planos estructurales originales, la altura de entrepiso es de 2.70 m. La distribución geométrica en planta es irregular y asimétrica con respecto a los ejes cartesianos principales. Los marcos del edificio están alineados con nueve ejes constructivos a lo largo del eje Y, y siete ejes a lo largo del eje X con una longitud típica de crujía de 5.65 m (ver Figura 3.1). Los periodos fundamentales resultaron en 1s y 0.9s, para el edificio en condiciones previas al sismo 19S (Caso 0) y el edificio reforzado (Caso 1), respectivamente.

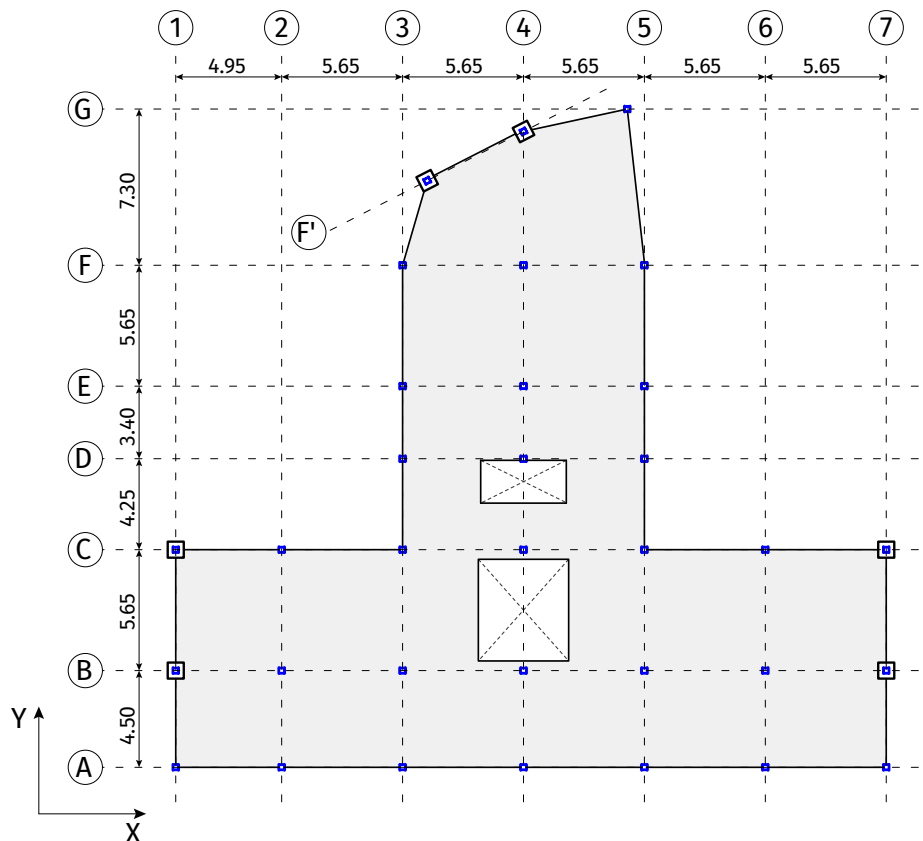


Figura 3.1. Esquema de planta típica.

3.2. Materiales

Las magnitudes de resistencias de materiales fueron tomadas de la información observable en los planos estructurales disponibles. Las magnitudes de resistencias de los materiales de la estructura original y del sistema de reforzamiento se muestran en la Tabla 3-1. Nótese que, en el caso del concreto y el acero de refuerzo, las resistencias son menores a las magnitudes típicas empleadas en la actualidad.

Tabla 3-1. Materiales empleados en la estructura.

Material	Designación	Resistencia (MPa)
Concreto	f'_c	20
Mampostería ^a	f'_m	2.5
Acero de refuerzo transversal	f_{yh}	125
Acero de refuerzo longitudinal	f_y	200
Acero de columnas	f_y	250
Acero de reforzamiento	f_y	350

^aLa resistencia y geometría del bloque de mampostería se desconoce con precisión. Se adoptó el valor correspondiente a la resistencia media a la compresión de piezas de concreto de $f'_p = 6$ MPa, y mortero tipo I (NTC-M, 2017).

3.3. Sistema Estructural

3.3.1. Cimentación

La cimentación del edificio está constituida por una losa con pilotes, sobre la que se alcan contratraves de concreto reforzado de 180 cm de peralte, las cuales, soportan las columnas del edificio. En este estudio no se consideró la interacción suelo-estructura, por lo tanto, se omitieron los efectos de los cimientos y la interacción con el suelo en el análisis del desempeño del edificio.

3.3.2. Sistema resistente contra acciones horizontales y gravitacionales

El sistema resistente a cargas gravitacionales y acciones horizontales está compuesto por columnas metálicas, muros de concreto y muros de mampostería. La solución estructural no cuenta con una distribución de marcos resistentes a momentos compuesto por vigas y columnas, sino una configuración de columnas y losas planas. Las columnas son secciones armadas de acero estructural con geometría rectangular hueca, compuestas por placas soldadas, formando secciones típicas de 30 cm de ancho por 27 cm de peralte. Asimismo, existen columnas de sección compuesta donde se implementaron estos perfiles armados en conjunto con concreto reforzado.

En la Figura 3.2 se muestra un esquema de las secciones transversales descritas, donde puede observarse que, en el caso de las secciones armadas (Figura 3.2a), las almas no llegan al borde de los patines —esta separación es requerida para la soldadura de las placas—; el espesor de lámina varía a lo

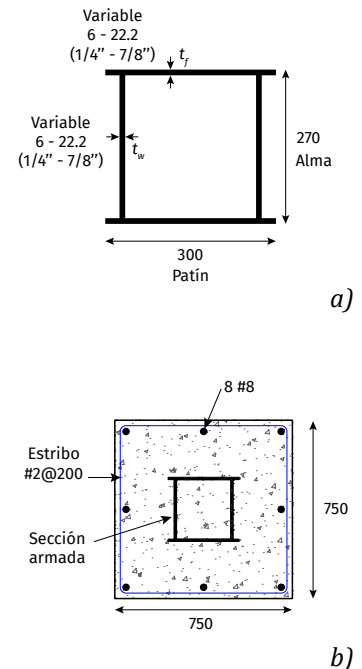


Figura 3.2. Secciones transversales de columnas.
 a) Sección de acero armado;
 b) Sección compuesta.
 Unidades en milímetros.

largo de las columnas, desde los 6 mm hasta los 22 mm (equivalente a 1/4" y 7/8", respectivamente). La Figura 3.2b esquematiza la sección compuesta típica, presente en algunas columnas. Esta tipología posee un perfil armado en su núcleo —igual al de la columna de la Figura 3.2a—; estribos cerrado del No. 2, separados a cada 20 cm; y ocho barras del No. 8 para refuerzo longitudinal.

En la Figura 3.3, se indican los perfiles armados que le corresponden a cada columna, igualmente, se resaltan aquellos elementos de sección compuesta y el tipo de perfil armado en su núcleo. La variación de espesor de placa para cada sección, en cada nivel, se detalla en la Tabla 3-2.

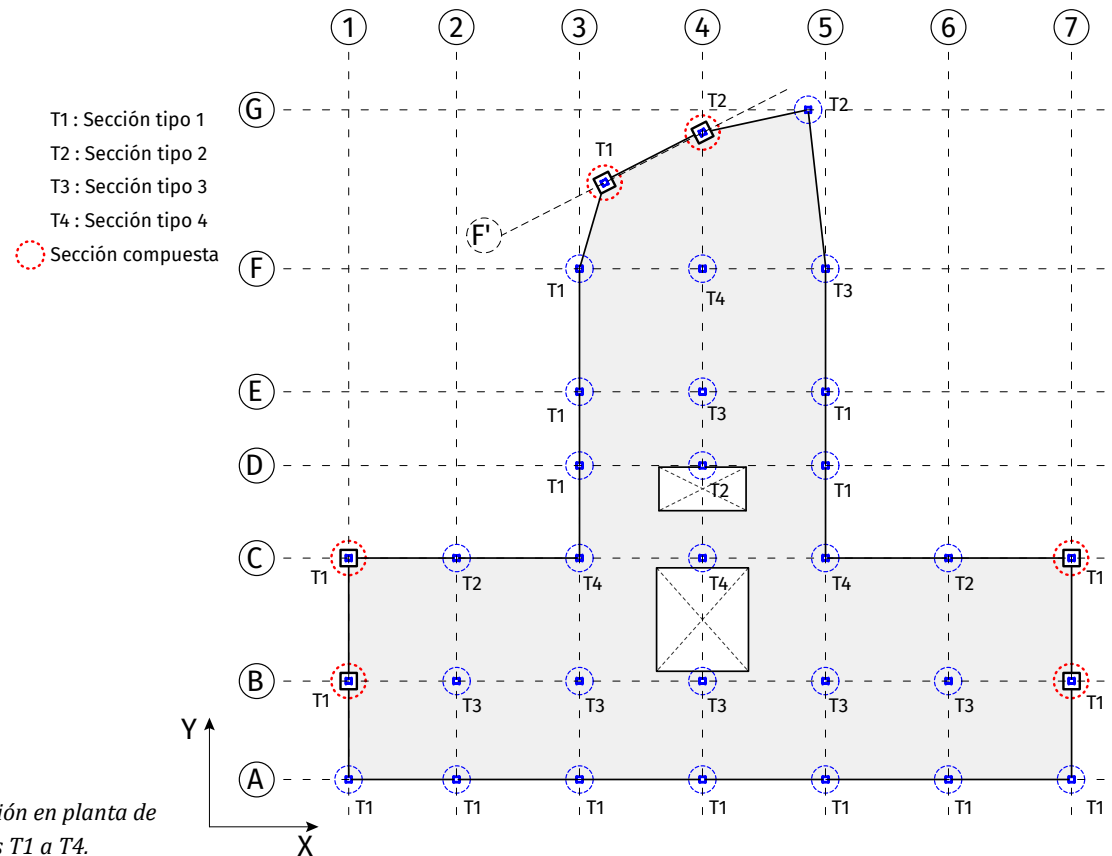


Figura 3.3. Ubicación en planta de secciones armadas T1 a T4.

Los muros de concreto se encuentran distribuidos en ambas direcciones; poseen un solo lecho de refuerzo longitudinal y transversal, constituidos por varillas del No.4, espaciadas a 30 cm. Esta configuración se presenta desde la base del muro hasta la planta baja; posteriormente, continúan a lo largo de toda la altura barras del No. 3 con la misma separación, en sentido transversal y longitudinal.

Para complementar la capacidad estructural del edificio, se emplearon muros de mampostería en conjunto con elementos de concreto reforzado dispuestos en forma de cruz. Estos elementos se encuentran conectados en las esquinas opuestas del panel y, sus secciones, al igual que su armado, varían con la altura. Puede apreciarse esta configuración —conocida como «Cruz de San Andrés»— en la Figura 3.4. Estos elementos se presentan a partir del nivel 5, sobre los muros de concreto ubicados en los ejes 1 y 7; y desde el nivel de planta baja en los ejes 3, 5 y F'. En la Figura 3.5 se muestran las secciones transversales típicas de las

diagonales de concreto, con una representación de su refuerzo; en la Tabla 3-3, el tipo de diagonal presente en cada piso y sus armados. El espesor de los muros de concreto y mampostería es de 15 cm. La ubicación en planta de estos elementos puede verse en la Figura 3.6.

Tabla 3-2. Espesores de placa de columnas tipo. Unidades en milímetros.

Entrepiso	T-1		T-2		T-3		T-4	
	t_f^*	t_w^*	t_f	t_w	t_f	t_w	t_f	t_w
Base	12.7	12.7	12.7	22.2	12.7	22.2	12.7	22.2
N1	12.7	9.5	12.7	19.1	12.7	22.2	12.7	22.2
N2	9.5	9.5	12.7	15.9	12.7	19.1	12.7	22.2
N3	9.5	9.5	12.7	12.7	12.7	15.9	12.7	19.1
N4	9.5	6.4	9.5	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7
N5	9.5	6.4	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5	12.7
N6	6.4	6.4	9.5	6.4	9.5	6.4	9.5	9.5
N7	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	6.4	9.5	6.4

* t_f es el espesor del patín y, t_w , el espesor de alma.

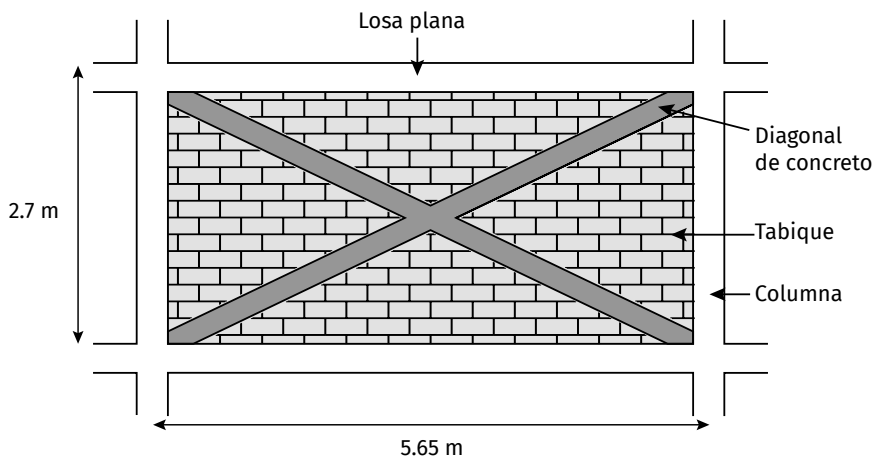


Figura 3.4. Panel de muro de mampostería.

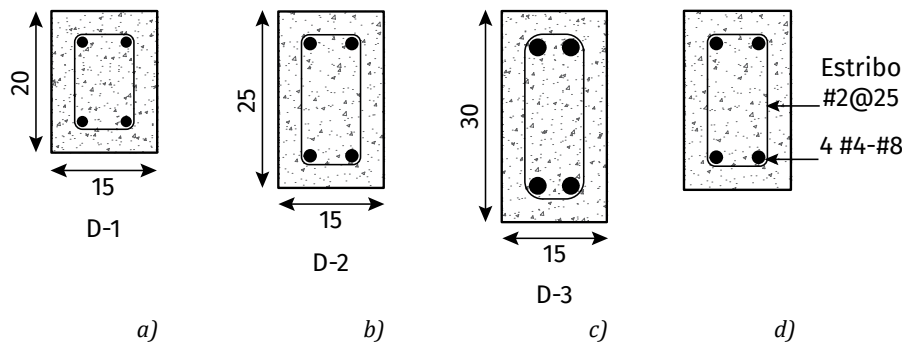


Figura 3.5. Secciones de diagonales de concreto. a) Diagonal Tipo 1; b) diagonal Tipo 2; c) diagonal Tipo 3; d) Refuerzo de diagonales. Medidas en centímetros.

Tabla 3-3. Secciones de diagonales de concreto para mampostería.

Nivel	Tipo	b (cm)	h (cm)	Armado longitudinal	Armado transversal
N5	D-3	15	30	4#8	
N6	D-3	15	30	4#7	
N7	D-2	15	25	4#6	#2@25cm
N8	D-1	15	20	4#5	
N9	D-1	15	20	4#4	

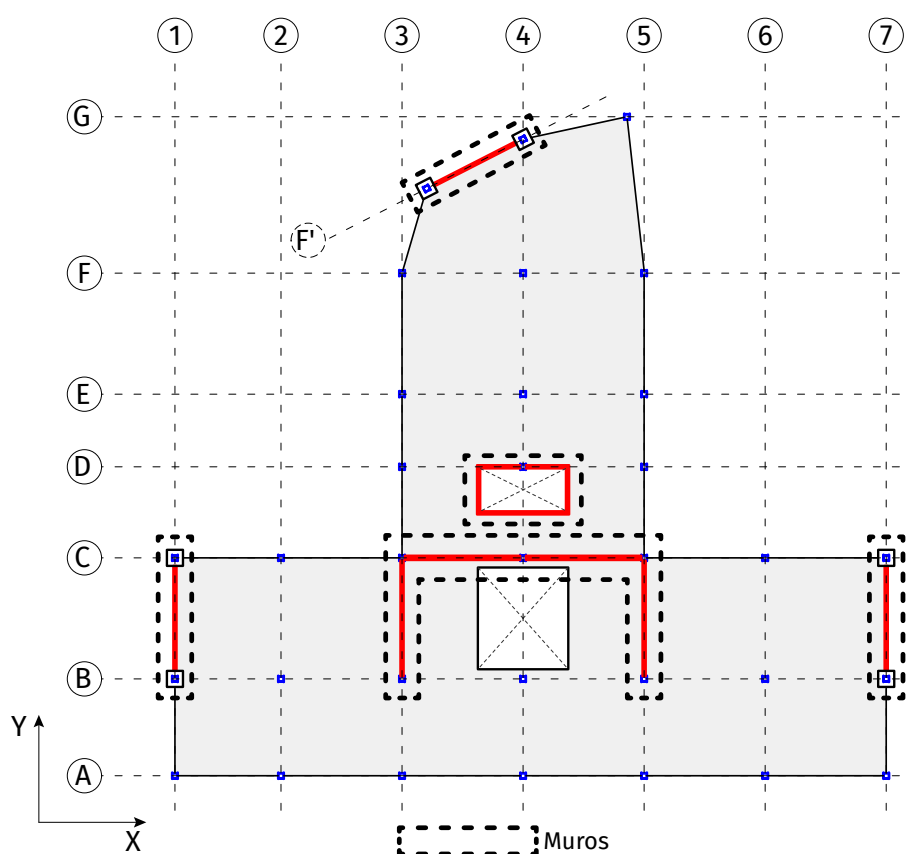


Figura 3.6. Ubicación de muros en planta.

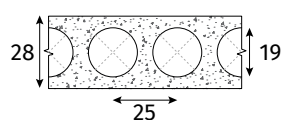


Figura 3.7. Sección de losa. Unidades en centímetros.

3.3.3. Entrepiso

El entrepiso es carente de vigas, por tanto, la solución consta de una losa plana de sección alveolar, de concreto reforzado. Las dimensiones transversales de este elemento, por metro de longitud se muestran en la Figura 3.7. La sección cuenta con un espesor de 28 cm, alveolos de 19 cm de diámetro distanciados a 25 cm desde el centro de la circunferencia. El detalle del refuerzo es desconocido, esta información no es legible en los planos estructurales existentes.

3.4. Sistema de reforzamiento con disipadores viscosos no lineales (DVNL)

El reforzamiento consistió en un sistema resistente a cargas laterales secundario, que emplea disipadores de energía del tipo viscoso no lineal y contravientos convencionales (CC) de forma alternada. El uso simultáneo de estos elementos permite incrementar el amortiguamiento de la estructura y abaratar el costo de la intervención, comparado con un sistema que sólo utilice disipadores sísmicos de forma continua en toda la altura del edificio.

Para conectar los DVNL y los CC a la estructura, se emplearon perfiles IR-305x86 como bastidores de acero para reforzar los marcos que confinan las zonas intervenidas. Con esta medida se evitó conectar los elementos de reforzamiento directamente a las columnas y losas, puesto que, las fuerzas ejercidas por los disipadores y/o contravientos podrían causar esfuerzos locales que dañarían los componentes de la estructura original, afectando negativamente el desempeño. Puede verse en la Figura 3.8, las secciones transversales de las columnas reforzadas con los bastidores y en la Figura 3.9, el mismo reforzamiento con los perfiles metálicos, aplicados en las losas. En la Figura 3.10 se detalla el sistema resistente a cargas laterales secundario, descrito en el anterior párrafo.

En la Figura 3.11 se muestran los lugares del edificio donde se realizó el reforzamiento con el sistema de amortiguamiento pasivo. En algunas zonas del inmueble se interrumpió el patrón *disipador-contraviento* y se continuó únicamente con CC. La disposición de los elementos de reforzamiento en la altura del edificio puede verse desde la Figura 3.12 a la Figura 3.16. Estas representaciones son alzados donde se muestran en primer plano los módulos de reforzamiento ubicados en cada eje constructivo. Los literales *a* y *b* identifican los tipos de contravientos convencionales que se emplearon, mientras que, la abreviatura *VNL*, los disipadores.

En la Tabla 3-4 se resumen las cantidades de cada tipo de DVNL empleado y se destacan sus propiedades mecánicas: Coeficiente de amortiguamiento, y coeficiente de velocidad. La rigidez de los DVNL es nula, por lo tanto, se omitió. Por otra parte, en la Tabla 3-5 se listan las características geométricas de los CC y la cantidad que se empleó de cada tipo.

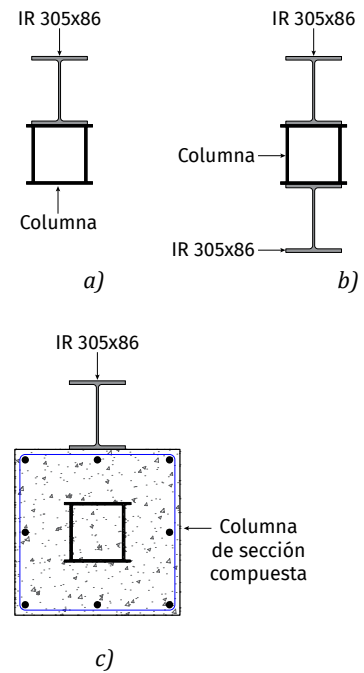


Figura 3.8. Secciones transversales de columnas reforzadas.

- a) Reforzamiento en una cara;
- b) reforzamiento en dos caras;
- c) reforzamiento de sección compuesta en una cara.

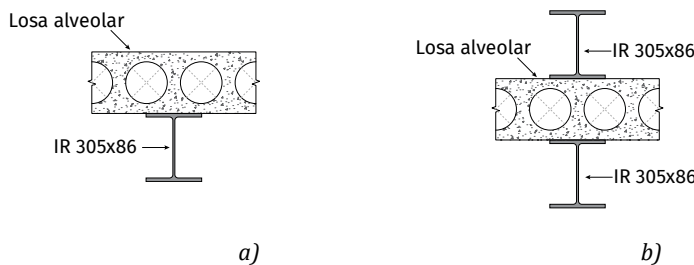


Figura 3.9. Secciones trasversales de losa reforzada.

- a) Reforzamiento inferior;
- b) reforzamiento superior.

Figura 3.10. Tipología de reforzamiento. Configuración alternada de disipador y contraviento convencional.

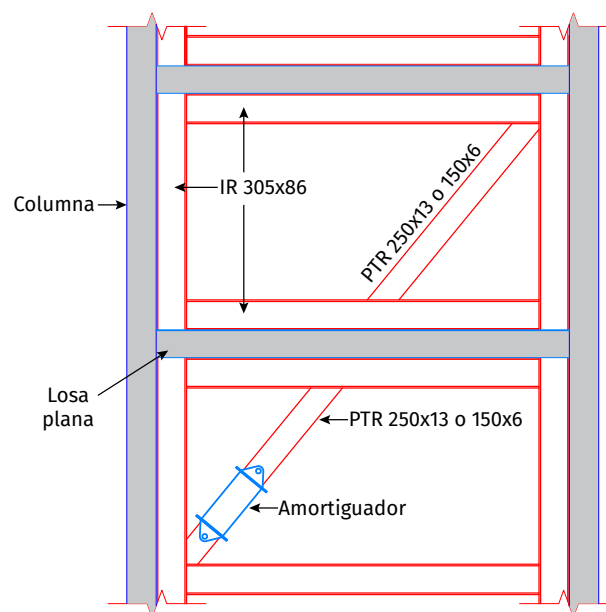


Tabla 3-4. Propiedades mecánicas de DVNL.

Disipador	Cantidad	Coefficiente de amortiguamiento ($\text{kN}\cdot\text{s}^\alpha/\text{mm}^\alpha$)	Coefficiente de velocidad, α
VNL - 1	12	2618	0.4
VNL - 2	10	1746	0.4
VNL - 3	17	883	0.4

Tabla 3-5. Características de contravientos convencionales.

Contraviento	Cantidad	Ancho (mm)	Altura (mm)	Espesor (mm)	Identificador
PTR 250x13	25	250	250	13	a
PTR 150x6	20	150	150	6	b

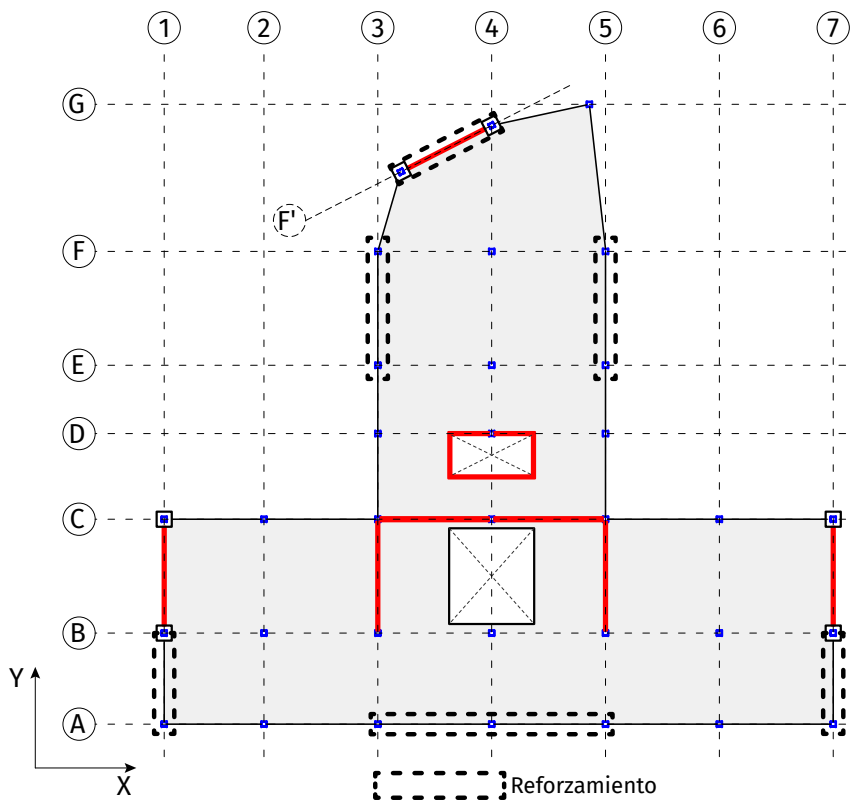


Figura 3.11. Ubicación de reforzamiento en planta.

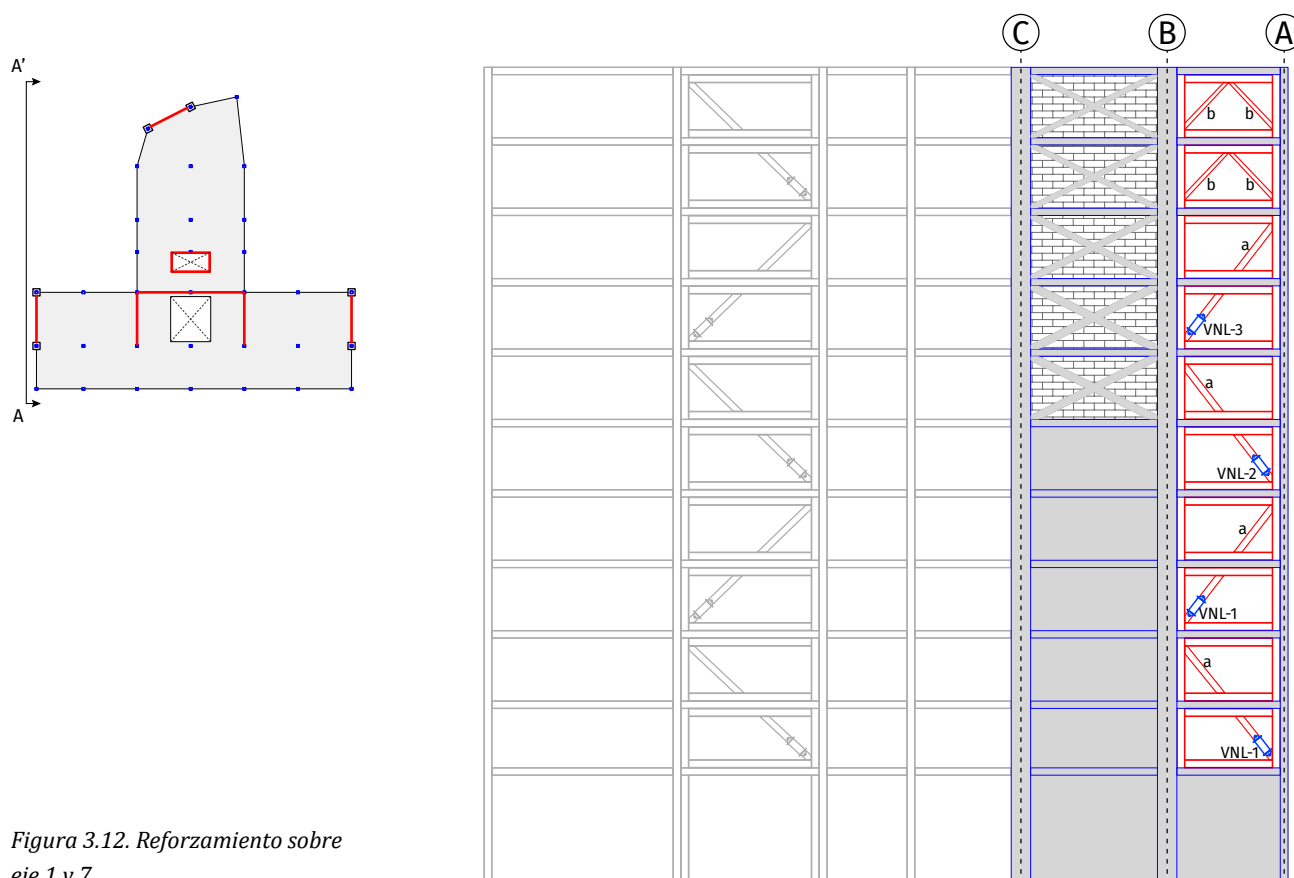


Figura 3.12. Reforzamiento sobre eje 1 y 7.

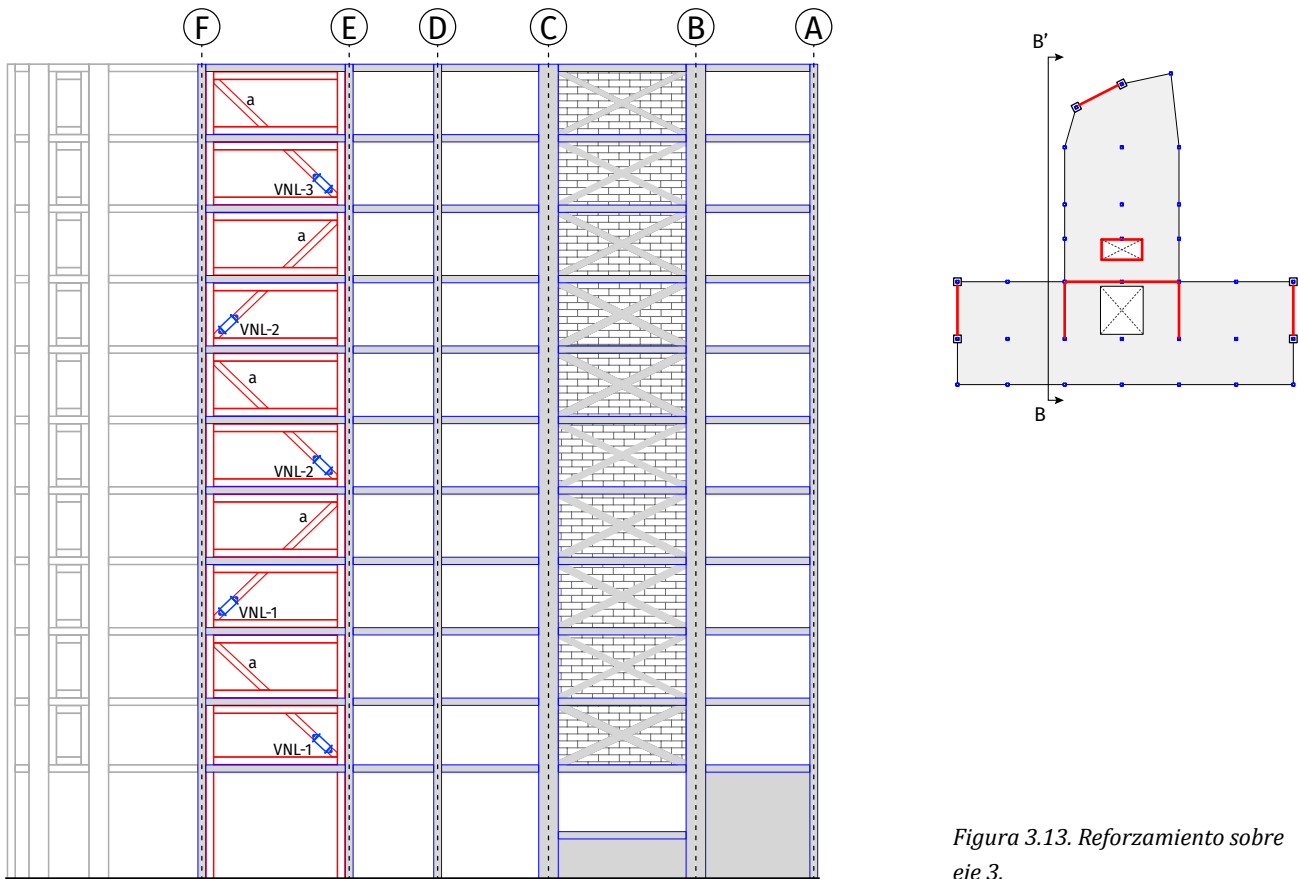


Figura 3.13. Reforzamiento sobre eje 3.

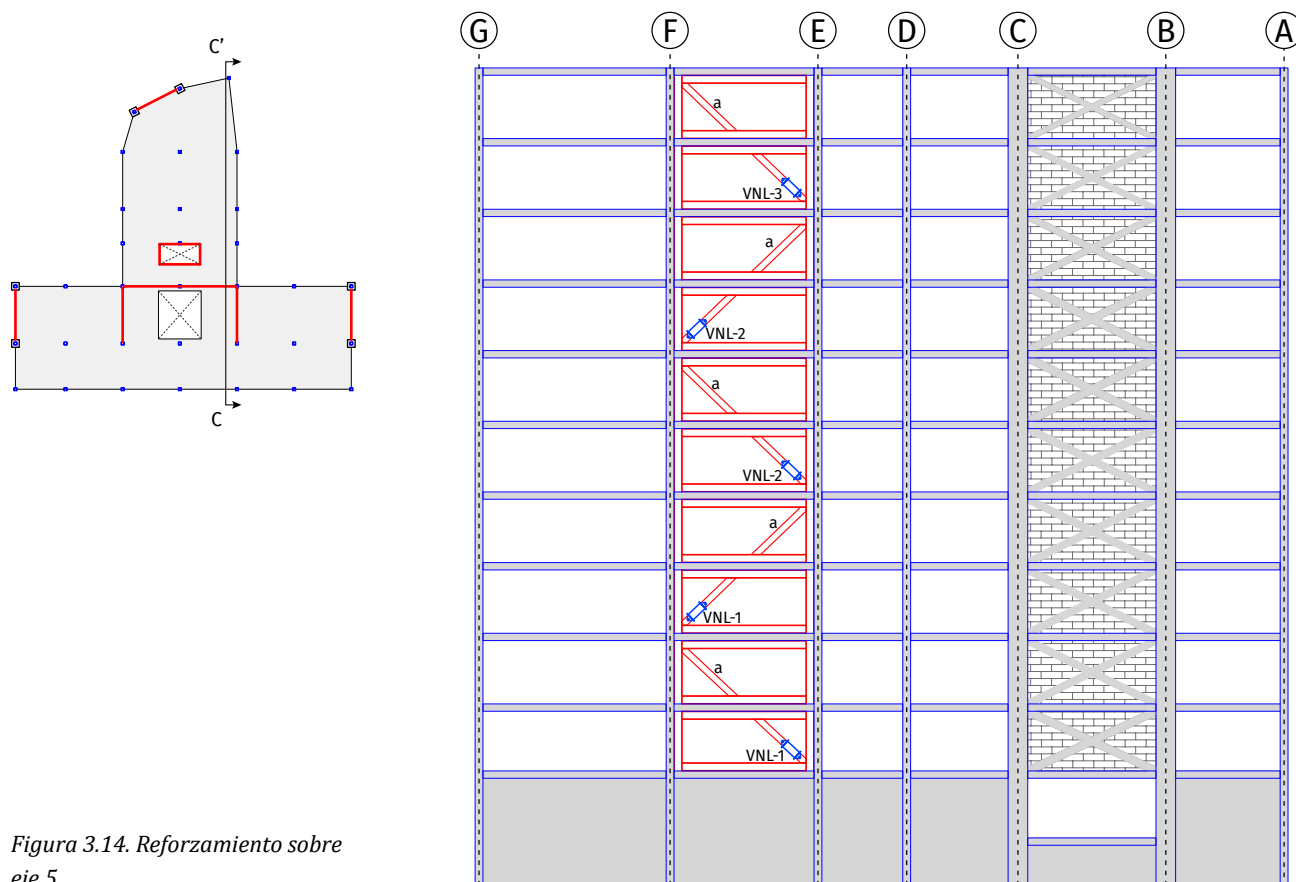


Figura 3.14. Reforzamiento sobre eje 5.

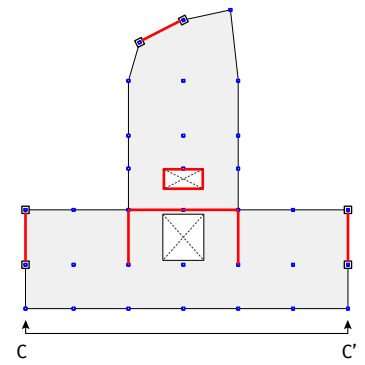
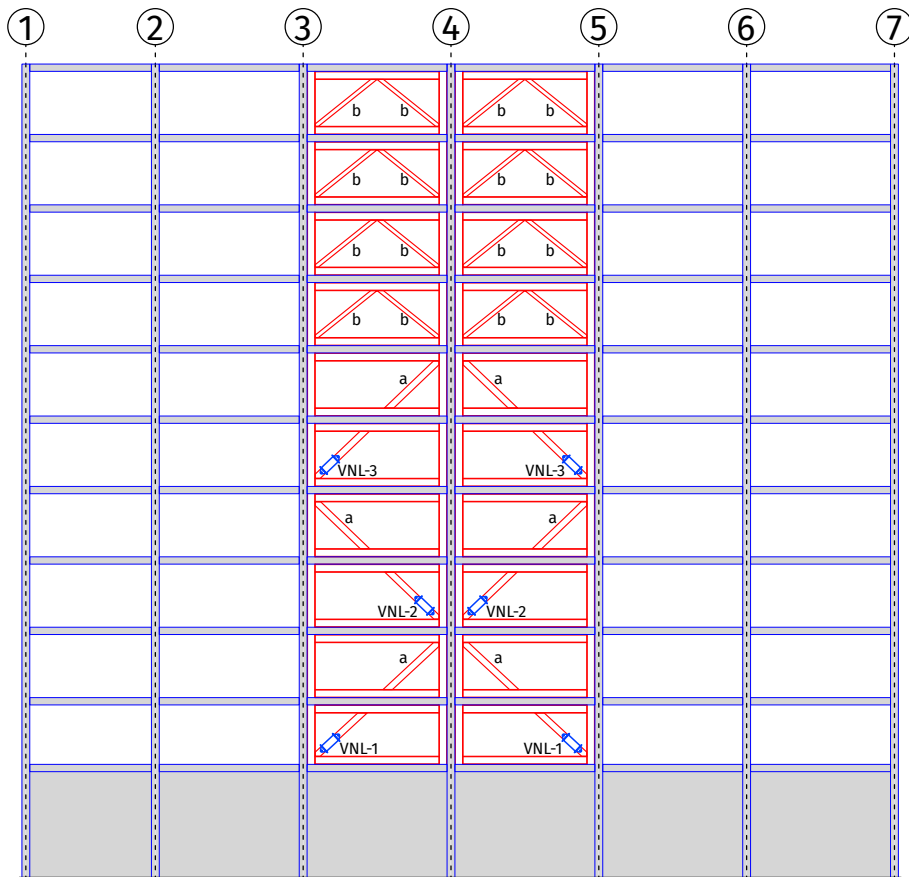


Figura 3.15. Reforzamineto sobre eje A.

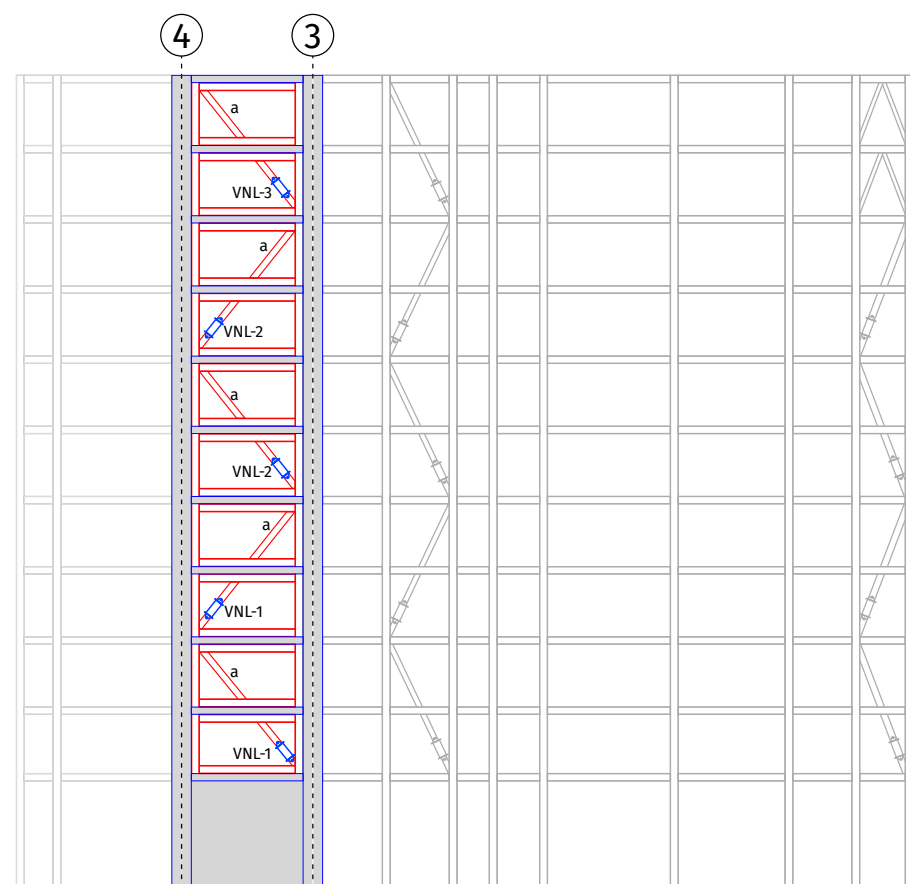
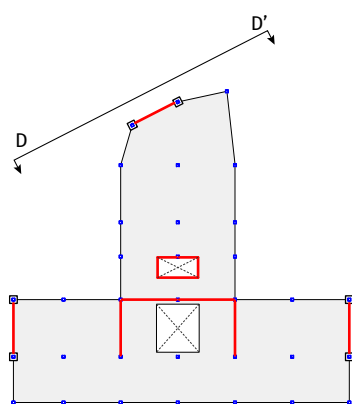


Figura 3.16. Reforzamiento sobre eje F'.

Capítulo IV

Evaluación del desempeño sísmico

Como se mencionó en el Capítulo I, la evaluación del desempeño sísmico (EDS) del edificio se abordó desde una postura comparativa entre dos condiciones de la estructura: 1) Caso 0, el edificio sin reforzar en condiciones estructurales previas al sismo 19S y 2) Caso 1, el edificio reforzado con el sistema de amortiguamiento suplementario.

Se empleó una estimación basada en el tiempo con el fin de evaluar el desempeño en un periodo de cincuenta años. Esto se logró repitiendo el proceso de EDS en cada caso, considerando varios movimientos de suelo, con incrementos de los niveles de intensidad. El proceso adoptado se resume secuencialmente en tres fases: 1) caracterización de la amenaza sísmica; 2) modelo matemático y análisis de la respuesta; 3) análisis del daño y estimación de pérdidas.

4.1. Amenaza sísmica

La Ciudad de México ha sido víctima de eventos telúricos fuertes a lo largo de su historia. La condición geológica de la nación la hace propensa a experimentar terremotos desde diversas fuentes, abarcando casi todo el territorio. Los eventos sísmicos más frecuentes son los de tipo subducción, con epicentros localizados a lo largo de la costa pacífica del país, desde el estado de Oaxaca hasta Jalisco. Esta zona coincide con la frontera de la placa continental de Norte América, Los Cocos y Rivera (Figura 4.1). Asimismo, desde el extremo sur se presentan eventos originados por actividad tectónica en la placa del Caribe (Kostoglodov y Pacheco, 1999). El panorama empeora si se considera que gran parte de la Ciudad de México se encuentra emplazada sobre el suelo del antiguo lago de Texcoco, una zona propicia para la amplificación de las ondas sísmicas (Reinoso, 1995).

A raíz de los estragos sufridos por el sismo de Michoacán en 1985, se llevaron a cabo estudios para definir el efecto de amplificación de los sismos en el suelo lacustre, llegando al consenso de que las características de éste son las causantes del incremento en la amplitud de las ondas sísmicas, especialmente aquellas con



Figura 4.1. Placas tectónicas alrededor de México. Adaptado de (Kostoglodov y Pacheco, 1999).

contenido importante de vibraciones de baja frecuencia (Flores-Estrella et al., 2006; Reinoso, 1995).

Para caracterizar la amenaza sísmica de este estudio, se implementó una curva de peligro sísmico correspondiente al suelo lacustre de la Ciudad de México, donde se señala la frecuencia media de excedencia anual (FMEA) de diferentes magnitudes de la aceleración máxima del suelo, a_g . Ésta fue obtenida empleando el programa CRISIS (Ordaz et al., 2007) y se presenta en la Figura 4.2 en escala semilogarítmica. Esta curva es útil para evaluar el desempeño sísmico del edificio en el tiempo.

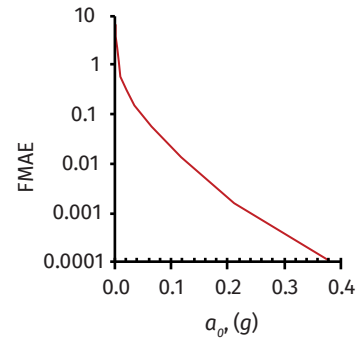


Figura 4.2. Curva de amenaza sísmica para suelo blando.

4.2. Análisis de la respuesta

El sistema de resistencia sísmica de la estructura está conformado por columnas y muros —como se describió en el Capítulo III—, los cuales, fueron representados matemáticamente como elementos uniaxiales y elementos planos, respectivamente. Se empleó el programa de análisis estructural ETABS (*Computers and Structures*, 2017) para desarrollar el modelo tridimensional de múltiples grados de libertad del edificio. Del análisis modal se obtuvieron los modos fundamentales de vibración de cada caso; para el Caso 0 fueron: $T_1 = 1.1$ s y $T_2 = 1$ s; mientras que, los modos del Caso 1 resultaron: $T_1 = 0.93$ s y $T_2 = 0.9$ s. Debido a la irregularidad del edificio, no se identificó con precisión respuesta independiente en cada dirección principal, por lo tanto, los modos de vibrar no se referenciaron con alguna dirección en particular.

4.2.1. Modelo numérico

Con el fin de representar el comportamiento no lineal de los elementos, se tomaron las siguientes consideraciones:

- + Se emplearon vigas de ancho equivalente para considerar el comportamiento no lineal de las bandas de losa entre crujeas.
- + Las columnas, contratrabes y vigas de ancho equivalente fueron simuladas con elementos tipo barra. Se usó un modelo de plasticidad distribuida con fibras, dispuestas en los extremos, a una distancia del nodo correspondiente al 5% de la longitud del claro.
- + Los muros se modelaron como membranas de secciones tipo *Shell Layered*, un modelo de elementos finitos que define la sección como un grupo de capas sobrepuestas de concreto-acero-concreto, cuyo comportamiento no lineal se determina a partir de la ley constitutiva de cada material.
- + La mampostería con diagonales de concreto se consideró como una diagonal equivalente, modelada como resortes no lineales que solo trabajan a carga axial. La curva fuerza-deformación fue calculada manualmente.
- + El análisis no lineal se realizó en dos etapas: 1) cálculo de la respuesta no lineal bajo cargas gravitacionales; y 2) cálculo de la respuesta dinámica no lineal en la historia del tiempo (ANLHT) a partir del estado de deformación causado por cargas gravitacionales.

- + El ANLHT se realizó empleando la solución matemática de integración directa, mediante el método de Newmark de aceleración constante.

Asimismo, se realizó un análisis dinámico incremental (ADI) (Vamvatsikos y Cornell, 2002) con la finalidad de parametrizar estadísticamente la respuesta de la estructura, tomando en cuenta variabilidad de la respuesta dinámica, a medida que se presentan incrementos en el nivel de intensidad. Para cada caso se empleó un intervalo de intensidades diferentes.

4.2.2. Caracterización de los materiales

Los parámetros de resistencia de los materiales empleados se adoptaron según la accesibilidad a la información. Se tomaron las mismas magnitudes de referencias mostradas en la Tabla 3-1 del Capítulo III. Con base en estos valores, se determinaron las curvas esfuerzo-deformación de cada material, para emplearlos en el análisis dinámico no lineal.

4.2.2.1. Concreto

La curva esfuerzo-deformación unitaria y el modelo de histéresis del concreto se definió según la propuesta de Mander para concreto no confinado (Mander et al., 1988). Puesto que la cantidad de refuerzo transversal de los elementos es pobre, el incremento de la resistencia debida al confinamiento es despreciable. La relación esfuerzo-deformación unitaria empleada en el modelo matemático se muestra en la Figura 4.3 y el esfuerzo del material se determina con la Ec. 4.1.

$$f_c = \frac{r \cdot x \cdot f'_c}{r - 1 + x'} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

siendo,

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_c}{\varepsilon'_c} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

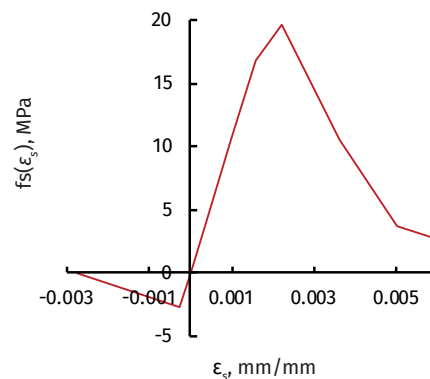


Figura 4.3. Curva esfuerzo-deformación de concreto no confinado.

4.2.2.2. Mampostería

El comportamiento de la mampostería se aproximó de manera similar a Madan et al. (1997), donde se adaptó el modelo de concreto simple propuesto por Mander et al. (1988), empleando los parámetros análogos de la mampostería (Figura 4.4). El esfuerzo del material se determina con:

$$f_m = \frac{r \cdot X \cdot f'_m}{r - 1 + X^r} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

donde,

$$r = \frac{E_m}{E_m - E_{sec}} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$X = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_m}{\varepsilon'_m} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

siendo E_m , el módulo de elasticidad de la mampostería; E_{sec} , el módulo de elasticidad secante de la mampostería; y ε'_m , la deformación unitaria correspondiente a f'_m . Se tomó $E_m = 800f'_m$, según las NTC-M (2017); y $\varepsilon'_m = 0.002$, aproximadamente igual a la deformación unitaria correspondiente a la resistencia de compresión última, acorde con el modelo de Park y Paulay (1975) para el concreto bajo cargas axiales.

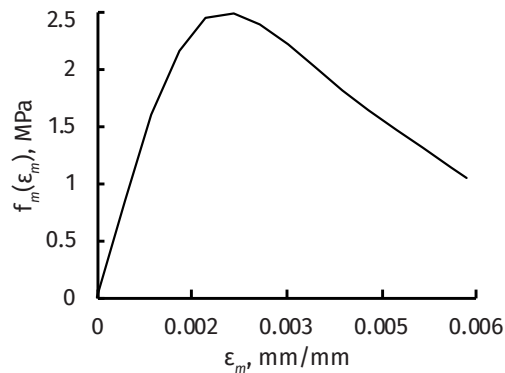


Figura 4.4. Curva esfuerzo-deformación de mampostería.

4.2.2.3. Acero de refuerzo longitudinal

Históricamente, la American Society for Testing and Materials (ASTM) emitió las especificaciones para estandarizar el acero A15 en el año 1911. Este material era referido comercialmente como acero grado 33, caracterizado por su esfuerzo a la fluencia de 225 MPa (33ksi); fue retirado de las especificaciones de ASTM en el año 1969 (Susan y Kleinhans, 2016). Lo anterior coincidió con la época en la que se supone que el edificio en estudio fue construido, además, su esfuerzo a la fluencia se aproxima al especificado en los planos originales del mismo. Por lo tanto, se asume que este tipo de acero fue implementado como refuerzo del concreto, sin embargo, se desconocen sus propiedades mecánicas con precisión.

El comportamiento del acero de refuerzo longitudinal se aproximó con una curva paramétrica, cuya región de endurecimiento por deformación se encuentra descrita por la Ec. 4.9 (*Computers and Structures*, 2008), empleando las propiedades señaladas en la Tabla 4-1, como se muestra a continuación:

$$f_s = f_y \cdot \left(\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r_s + 1)^2} \right) \quad (\text{Ec. 4.9})$$

donde,

$$m = \frac{f_{su}/f_y \cdot (30r_s + 1)^2 - 60r_s - 1}{15 \cdot r_s} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$$r_s = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

Los valores de la deformación unitaria al inicio del endurecimiento, ε_{sh} ; y la deformación unitaria del esfuerzo de tensión último, ε_{su} fueron aproximados gráficamente según Moehle (2014); Paulay y Prestley (1992); donde se aprecia la tendencia de presentar mayor deformación ante esfuerzos superiores al de fluencia, a medida que se disminuye la resistencia del acero. Es decir, tienen a ser más dúctiles. Por otra parte, el esfuerzo de tensión último, f_{su} se calculó como $1.25f_y$, el valor mínimo permitido por la norma NMX-B-457 (CANACERO, 2013) y el código ACI 318 (ACI, 2014). En la Figura 4.5 se muestra la curva paramétrica de esfuerzo-deformación calculada para este material.

Tabla 4-1. Propiedades de acero de refuerzo.

Tipo	f_y (MPa)	ε_y	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su} (MPa)	E_s (GPa)
A15	200	0.001	0.025	0.175	250	200

4.2.2.4. Acero de perfiles

Por la antigüedad de la estructura, se supuso que el acero de los perfiles de las columnas es tipo A36. Para los perfiles empleados en el sistema de reforzamiento, se consideró acero tipo A575. Las curvas de esfuerzo-deformación de estos materiales se exponen en la Figura 4.5.

4.2.3. Secciones de elementos

4.2.3.1. Columnas

Los perfiles de las columnas metálicas se simplificaron como tubos rectangulares huecos. Las secciones compuestas fueron modeladas como un conjunto de piezas de concreto y perfiles de acero superpuestas, empleando la herramienta Section designer del programa ETABS (*Computers and Structures*, 2017). En la Figura 4.6 se muestran los modelos matemáticos de las columnas para cada tipo de sección.

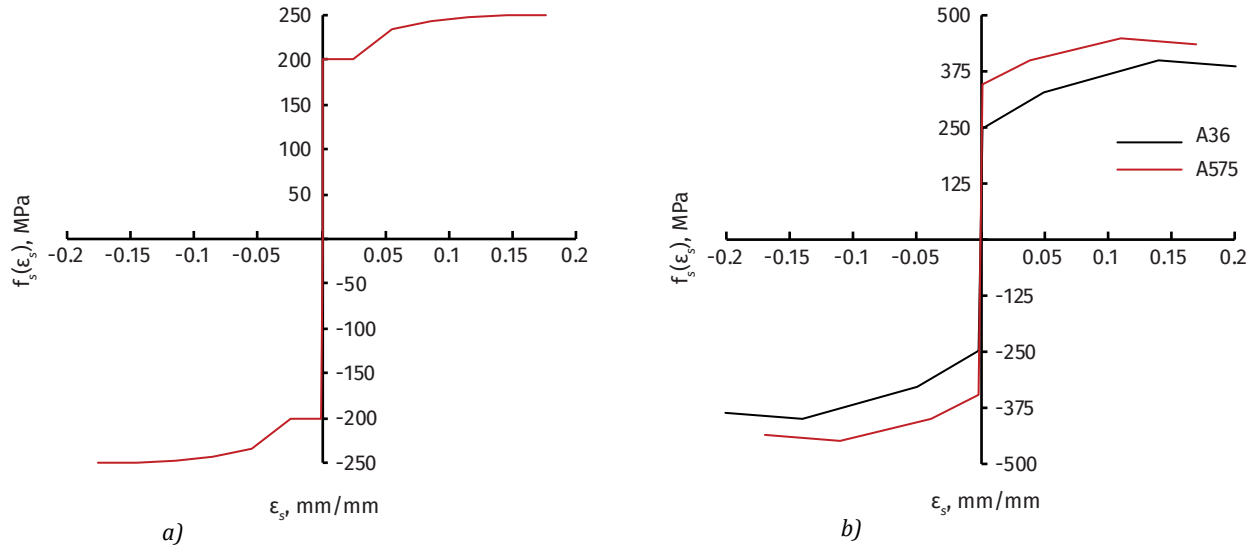


Figura 4.5. Curva esfuerzo-deformación de acero.
a) Acero de refuerzo; b) acero de perfiles.

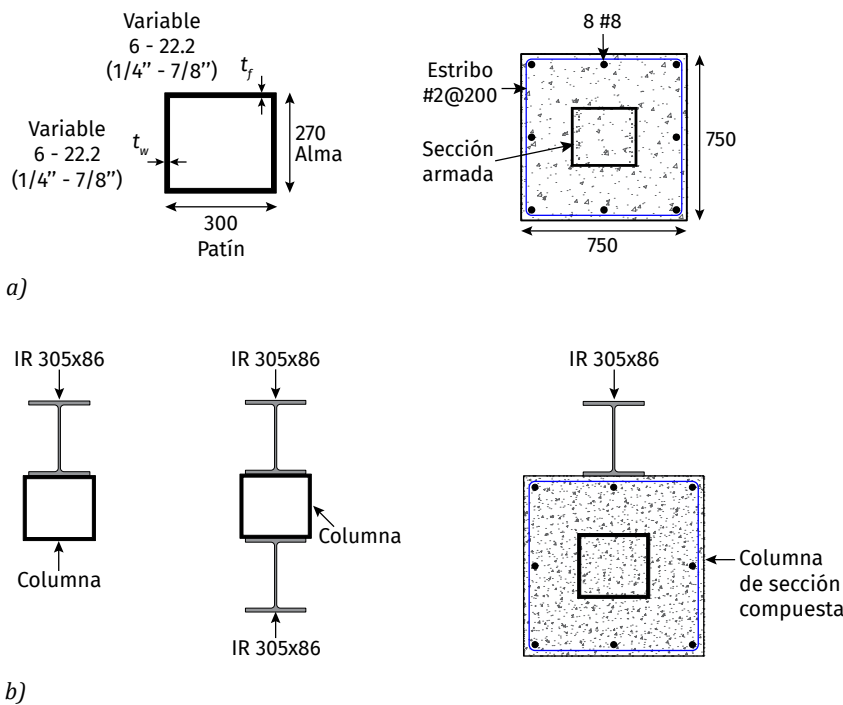


Figura 4.6. Secciones de modelo matemático para columnas.
a) Columnas; b) columnas reforzadas.

4.2.3.2. Vigas anchas

Se definieron dos secciones equivalentes para evaluar el comportamiento inelástico de la losa, con anchos de 80cm (V-80) y 145cm (V-145), empleadas para las zonas de borde y crujías interiores, respectivamente. Los peraltes se conservaron idénticos al espesor de la losa. Estas secciones se definieron a partir de un modelo simplificado de la planta típica, minimizando la diferencia de desplazamientos entre un modelo de láminas planas y otro empleando vigas de secciones anchas. Además, se consideró un refuerzo longitudinal de 516mm^2 en la zona inferior y

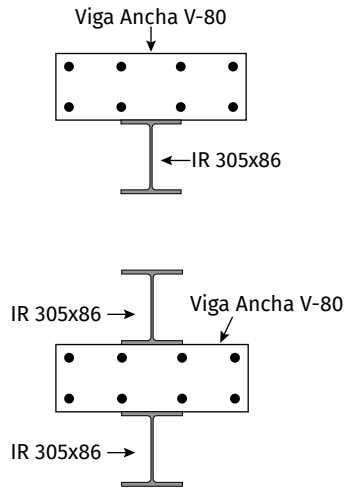


Figura 4.7. Modelos de vigas equivalentes.

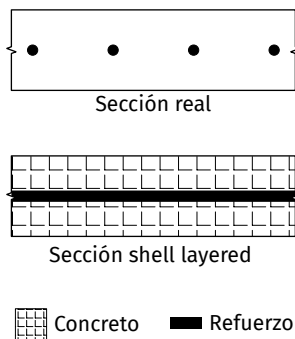


Figura 4.8. Modelo matemático adaptado para muros.

superior de la sección, aportando una cuantía de 0.0026 para la sección V-80 y 0.0014 para la sección V-145, en cada lecho (Figura 4.7).

4.2.3.3. Muros

Como se mencionó anteriormente, los muros de concreto fueron modelados empleando secciones de cascarones por capas, *Shell layered*, donde se acomodan geoméricamente los materiales que hacen parte de la sección transversal de un elemento plano. Como se muestra en la Figura 4.8, la sección de muro de concreto se emula como la superposición de capas concreto-acero-concreto. El refuerzo de acero se modeló como una capa continua, cuyo espesor está en función de la cuantía de la sección de muro. Por otra parte, los muros de mampostería con diagonales de concreto se simplificaron empleando resortes diagonales no lineales (Figura 4.9), cuyo comportamiento se representó con una curva de capacidad frente cargas axiales, donde se considera la participación del concreto reforzado y la mampostería, simultáneamente.

El procedimiento ejecutado para determinar la relación de fuerza-desplazamiento del resorte equivalente se resume como sigue: 1) cálculo de las curvas esfuerzo-deformación de cada material; 2) cálculo de banda diagonal equivalente de mampostería; 3) sumatoria de fuerzas entre los componentes del muro. Los componentes considerados son: concreto de elementos diagonales; refuerzo de acero; diagonal equivalente de mampostería. En la Figura 4.9b se muestra la distribución supuesta de fuerzas en el sistema del muro. Se consideró que las fuerzas de tensión son resistidas únicamente por el acero de refuerzo longitudinal de las diagonales de concreto. Es pertinente mencionar que, la validación de este mecanismo requiere estudios y ensayos, los cuales, están fuera de los alcances de esta tesis.

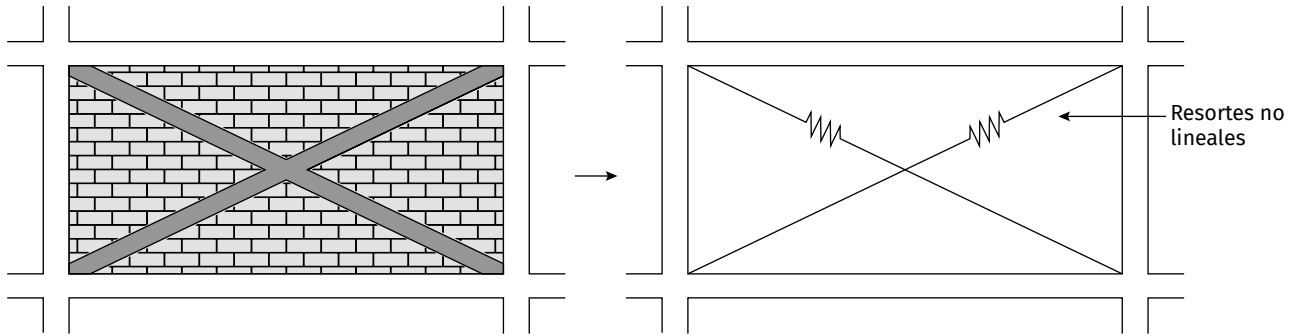
Una vez definido el comportamiento de los materiales, se procedió a calcular el área transversal de la diagonal equivalente de mampostería empleando la Ec. 4.12, formulación propuesta por Bazán y Meli (2002). El ancho de esta banda, ω Ec. 4.13 es proporcional a la relación de rigideces del panel de muro y el marco, λ calculado con la Ec. 4.14. En este caso particular, λ se determinó con los parámetros de las diagonales de concreto y no del marco que lo rodea, puesto que, la configuración estructural de este tipo de muro no está contemplado en la formulación implementada. De esta manera, se obtienen resultados más conservadores, comparado con usar las propiedades del marco de acero que rodea el panel de muro.

$$A_m = \omega \cdot t - A_c \quad (Ec. 4.12)$$

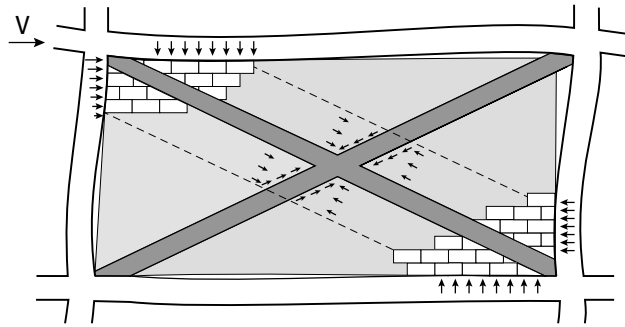
$$\omega = (0.35 + 0.022\lambda) \cdot h \quad (Ec. 4.13)$$

$$\lambda = \frac{A_c \cdot E_c}{A_m \cdot G_m} \quad (Ec. 4.14)$$

donde A_c es el área transversal de la diagonal de concreto; E_c , el módulo de elasticidad del concreto; A_m representa el área bruta del muro de mampostería; G_m es el módulo de cortante del muro de mampostería; h , la altura del panel y t , el espesor de muro.



a)



b)

Figura 4.9. Modelo matemático para muros de mampostería.
 a) Modelo de resortes no lineales;
 b) reacciones supuestas ante cargas laterales.

Consecuentemente, se calculó la fuerza axial ejercida por cada subcomponente en función de su área transversal y la deformación unitaria. Después, se determinó la fuerza total del resorte no lineal, como la suma algebraica de estas magnitudes:

$$F_T = F_m + F_c + F_s \quad (Ec. 4.15)$$

donde,

$$F_m = A_m \cdot f_m(\varepsilon_m) \quad (Ec. 4.16)$$

$$F_c = (A_c - A_s) \cdot f_c(\varepsilon_c) \quad (Ec. 4.17)$$

$$F_s = A_s \cdot f_s(\varepsilon_s) \quad (Ec. 4.18)$$

Las curvas de capacidad calculadas para los resortes no lineales se muestran en la Figura 4.10. El cuadrante positivo de la figura corresponde a tensión y la zona de negativos a compresión. Es evidente que, el panel del muro resiste magnitudes de fuerzas a compresión mayores que a tensión, característico de este tipo de elementos. Para simular el comportamiento dinámico no lineal, se empleó el modelo de histéresis de Pivote (Dowell et al., 1998). Es pertinente resaltar que, hay cinco variaciones de la curva fuerza-desplazamiento a causa de las combinaciones de sección y armado longitudinal de las diagonales de concreto, como se trató en el Capítulo III.

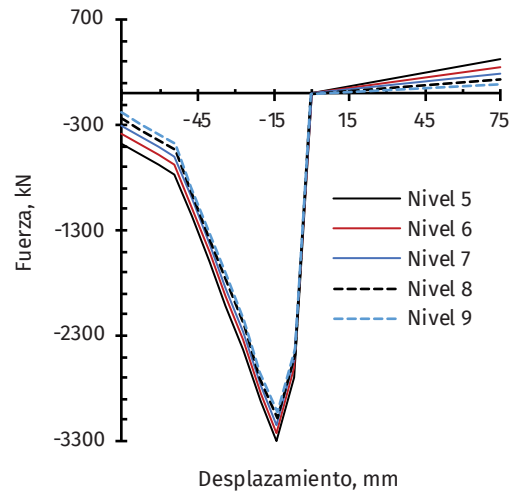


Figura 4.10. Curva de capacidad de resortes no lineales.

4.2.4. Cargas

4.2.4.1. Gravitacionales

Las cargas fueron integradas al modelo analítico como distribuciones superficiales. Se consideraron los casos de peso propio, carga muerta adicional y carga viva para uso residencial. El peso propio fue calculado en función de las secciones de los elementos del modelo matemático; las cargas vivas (CV) se tomaron de la NTC-CA (2017), como 1.9kN/m^2 . Para el caso de cargas muertas adicionales (SCM), se tomaron de 4.6kN/m^2 , adoptadas del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente (MAVDT, 2010). Esta magnitud es recomendada para casos donde no se realice un cálculo detallado de las SCM actuantes en estructuras con entrepiso de altura menor o igual a tres metros. Esta medida se tomó debido a la falta de información sobre la distribución arquitectónica de particiones y elementos no estructurales. En la Tabla 4-2 se muestra el resumen de caras gravitacionales.

4.2.4.2. Dinámicas

Se seleccionaron ocho registros sísmicos característicos de la zona lacustre de la Ciudad de México, con los que se aplicó la acción dinámica a los casos de estudio (Tabla 4-3). Estos fueron seleccionados en función de su localización, la zonificación sísmica en la que se encuentran las estaciones sismográficas y la forma de su espectro de aceleración. Se siguieron los lineamientos de la NTC-S (2017) para el escalado y validación del conjunto de movimientos seleccionado. La intensidad representativa de los espectros de aceleraciones de cada registro fue determinada con la Ec. 4.19 y escalados por un factor de 1,3. Se determinó la media aritmética del conjunto de espectros de aceleración característica y el resultado fue comparado con el espectro elástico del sitio, obtenido con el programa SASID (NTC, 2017). En la Figura 4.11 se muestra el resultado descrito.

$$a_{es}(T) = \sqrt{a_{c1}(T)^2 + a_{c2}(T)^2} \quad (\text{Ec. 4.19})$$

donde a_{es} es la aceleración característica de la intensidad sísmica; a_{c1} y a_{c2} , son las aceleraciones espectrales de cada componente horizontal, individual (NTC-S, 2017) y T , el periodo.

A los registros sísmicos se les aplicó una corrección de línea base y filtrado Butterworth de segundo orden. Se utilizaron los programas DEGTRA (Ordaz y Montoya 2018) y PRISM (Jeong et al. 2019).

Tabla 4-2. Cargas gravitacionales empleadas.

Tipo	Magnitud (kN/m ²)
Carga Muerta (cm)	4.6
Fachada y particiones	3.0
Afinado de piso y cubierta	1.6
Carga Viva (cv)	
Máxima	1.9
Instantánea	1.0

Tabla 4-3. Registros sísmicos seleccionados.

Estación	Registro	Fecha del evento	Magnitud, M_c	a_{0max} (Gal)
CI05	CI0520120320	20-mar-2012	7.4	57.92
CI05	CI0520170919	19-sep-2017	7.1	114.24
C105	CI05990930	30-sep-1999	5.2	41.68
CJ04	CJ0420170919	19-sep-2017	7.1	123.92
IB22	IB2220140418	18-abr-2014	7.2	39.55
TL55	TL55890425	25-abr-1989	6.5	45.18
UC44	UC4420120320	20-mar-2012	7.4	62.12
UC44	UC4420170919	19-sep-2017	7.1	125.31

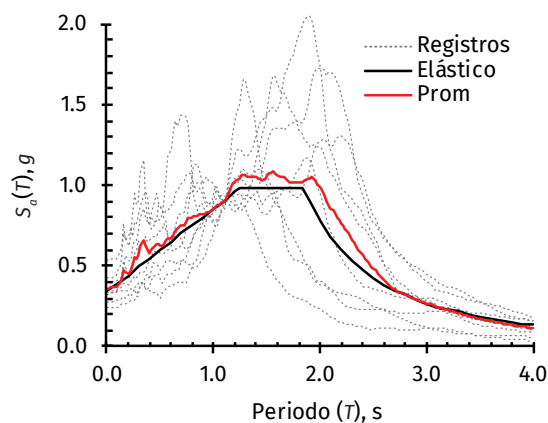


Figura 4.11. Espectro de aceleraciones de registros seleccionados.

4.2.5. Análisis dinámico incremental (ADI)

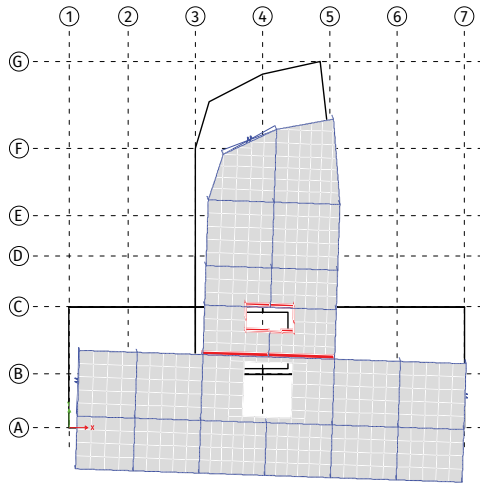
Se evaluó la respuesta dinámica de cada uno de los casos bajo la acción de los movimientos sísmicos mostrados en la Tabla 4-3, variando la magnitud de intensidad de los mismos. Se empleó un intervalo de ocho niveles de intensidades de aceleración máxima del suelo, diferentes para cada caso. Las intensidades de evaluación para el Caso 0 variaron entre $0.03g$ a $0.15g$, con incrementos de $0.02g$, aproximadamente. Mientras que, para el Caso 1, se usó un intervalo entre $0.14g$ a $0.27g$, con incrementos de la misma magnitud que el Caso 0. Esta diferenciación se debe a la mejora en las capacidades mecánicas de la estructura reforzada, comparado con las cualidades de la estructura sin el sistema de amortiguamiento adicional. Los intervalos de intensidades implementados se definieron de forma iterativa, evaluando la convergencia del modelo matemático bajo la acción de cada movimiento sísmico. En síntesis, se realizaron 64 combinaciones de acción dinámica para cada caso.

4.2.5.1. Escalamiento de los registros sísmicos

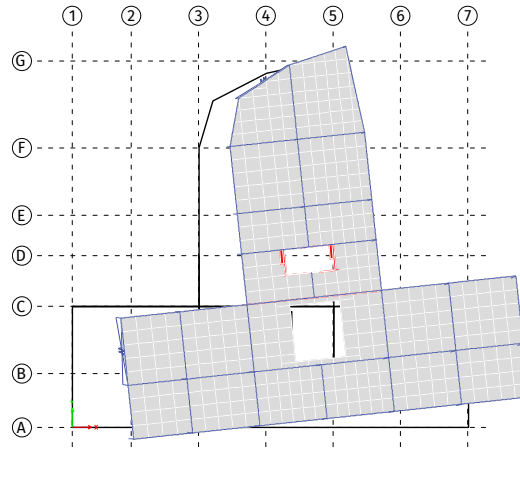
La metodología de FEMA P-58-1 (2012) propone el escalamiento de los registros de aceleraciones a diferentes intensidades, e_i , definida en términos de la aceleración espectral, $S_a(\bar{T})$ correspondiente al periodo representativo de la estructura, \bar{T} ; donde, \bar{T} se define como el mayor de los periodos fundamentales, para casos donde no se obtiene una respuesta independiente entre las direcciones principales. Del análisis modal, se detectó que la deformada de los modelos numéricos en los modos principales, presenta componente rotacional, que se interpretó como un comportamiento acoplado entre las direcciones principales (Figura 4.12). La magnitud e_i se toma como el punto medio del intervalo Δe_i —es recomendado un mínimo de ocho niveles de intensidad—. Luego del análisis de la respuesta, los resultados de EDP y probabilidades de colapso son relacionadas con la curva de peligro sísmico, la cual, también está definida en función de S_a .

En este estudio, tal procedimiento se implementó con una ligera variación, debido a que, la amenaza sísmica se caracterizó considerando la aceleración máxima del suelo, a_o en vez de S_a . Los movimientos sísmicos fueron escalados en términos de $S_a(\bar{T})$, con respecto al espectro elástico del sitio (como se describió en el título 4.2.4.2); pero, para el análisis probabilístico del desempeño, se adoptó el valor promedio de la aceleración máxima del suelo, y \bar{a}_{0i} , del conjunto de registros escalados a cada intensidad e_i (Figura 4.13). Este procedimiento se adoptó debido a que, la amenaza sísmica fue definida en términos de a_o .

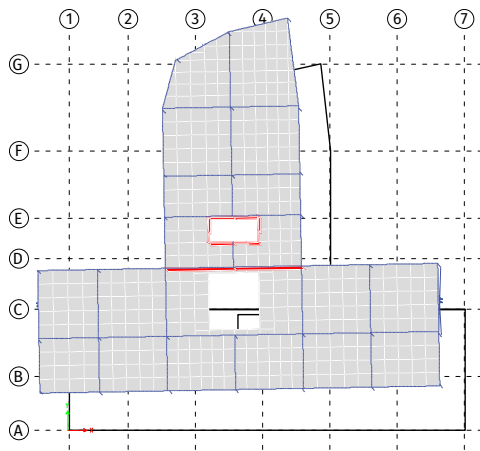
En la Tabla 4-4 se presentan los valores de Δe_i y e_i , usados para escalar los registros sísmicos, junto con sus equivalentes en términos de aceleración máxima del suelo, $\Delta \bar{a}_{0i}$ y \bar{a}_{0i} , respectivamente. Obsérvese que, las magnitudes de \bar{a}_{0i} para las intensidades i , 7 y 8 son ligeramente diferentes entre los casos. Esto se debe a que, el Caso 1 posee un periodo representativo menor (0.93 s), al que le corresponde una magnitud de $S_a(\bar{T})$ más baja, lo cual generó factores de escalamiento mayores a los del Caso 0 para estas intensidades, por tanto, resultó en un valor de \bar{a}_{0i} más alto. Los factores de escalamiento de cada movimiento sísmico, para cada intensidad, se presentan en la Tabla 4-5.



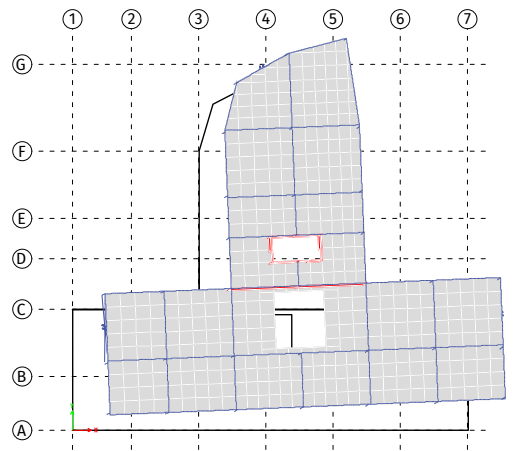
a) $T = 1.1 s$



b) $T = 1 s$



c) $T = 0.93 s$



d) $T = 0.9 s$

Figura 4.12. Modos de vibrar fundamentales.

- a) Modo 1, Caso 0;
- b) modo 2, Caso 0;
- c) modo 1, Caso 1;
- d) modo 2, Caso 1.

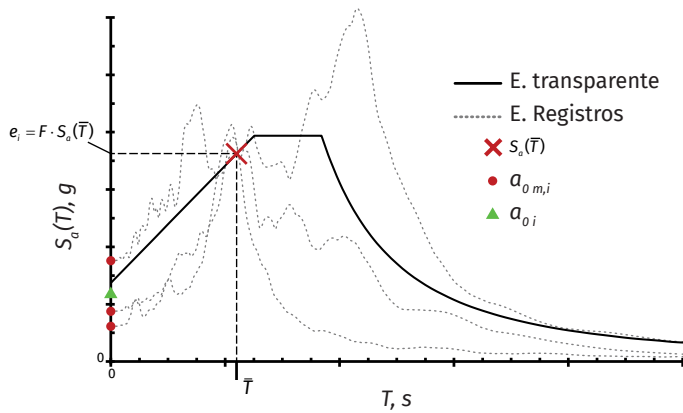


Figura 4.13. Cálculo de a_0 equivalente.

Tabla 4-4. Parámetros de amenaza sísmica y equivalencia de medidas de intensidad.

CASO 0					CASO 1				
i	Δe_i	Δa_0	λ_i	a_{0i}	i	Δe_i	Δa_0	λ_i	a_{0i}
-	0.058	0.023	0.287	-	6	0.307	0.134	0.0110	-
1	0.100	0.039	0.144	0.03	7	0.349	0.152	0.0088	0.14
2	0.141	0.056	0.088	0.05	8	0.390	0.170	0.0066	0.16
3	0.183	0.072	0.051	0.06	9	0.431	0.188	0.0044	0.18
4	0.224	0.088	0.037	0.08	10	0.473	0.207	0.0022	0.20
5	0.266	0.105	0.023	0.10	11	0.514	0.225	0.0015	0.22
6	0.307	0.121	0.013	0.11	12	0.556	0.243	0.0014	0.23
7	0.349	0.137	0.011	0.13	13	0.597	0.261	0.0012	0.25
8	0.390	0.154	0.009	0.15	14	0.639	0.279	0.0010	0.27

Tabla 4-5. Factores de amplificación de intensidad sísmica.

CASO 0								
m	CI05	CI05	CI05	CJ04	IB22	TL55	UC44	UC44
	20170919	20120320	990930	20170919	20140418	890425	20120320	20170919
1	2.14	3.96	6.07	2.56	4.39	5.21	2.59	1.78
2	3.26	6.04	9.24	3.89	6.69	7.94	3.94	2.71
3	4.38	8.12	12.42	5.23	8.98	10.67	5.30	3.64
4	5.50	10.19	15.59	6.57	11.28	13.40	6.65	4.58
5	6.62	12.27	18.77	7.91	13.58	16.13	8.00	5.51
6	7.74	14.34	21.94	9.24	15.87	18.85	9.36	6.44
7	8.86	16.42	25.12	10.58	18.17	21.58	10.71	7.37
8	9.98	18.49	28.29	11.92	20.47	24.31	12.07	8.30

CASO 1								
m	CI05	CI05	CI05	CJ04	IB22	TL55	UC44	UC44
	20170919	20120320	990930	20170919	20140418	890425	20120320	20170919
7	9.16	14.67	27.52	11.51	28.94	21.90	12.07	8.38
8	10.32	16.52	31.00	12.97	32.60	24.67	13.59	9.44
9	11.48	18.38	34.48	14.42	36.26	27.44	15.12	10.50
10	12.64	20.23	37.95	15.88	39.92	30.21	16.64	11.56
11	13.80	22.09	41.43	17.33	43.58	32.97	18.17	12.62
12	14.95	23.94	44.91	18.79	47.24	35.74	19.70	13.68
13	16.11	25.80	48.39	20.24	50.89	38.51	21.22	14.74
14	17.27	27.65	51.87	21.70	54.55	41.28	22.75	15.80

4.2.5.2. Parámetros de demandas

Los parámetros de demanda ingenieril (EDP) considerados en la caracterización de la respuesta fueron las distorsiones máximas de entrepiso, θ_{max} y la aceleración absoluta máxima de piso, a_{max} . Éstos se relacionan con el deterioro o daño de los elementos considerados en el modelo de desempeño, detallado más adelante. Los componentes estructurales como columnas, vigas y muros son propensos a presentar daños ante de distorsiones de entre piso; por otra parte, la aceleración absoluta de piso afecta en mayor medida a contenidos del inmueble como luminarias, mobiliarios, instalaciones eléctricas e hidrosanitarias, etc. Puede suceder en algunos casos que, la magnitud de los daños y, por ende, los costos de reparación, se deban principalmente por las pérdidas de contenidos, lo cual, es común en estructuras contemporáneas cuyo diseño se basó en el control de las distorsiones de entre piso (Chaudhuri y Hutchinson 2004; Steib 2011; Zúñiga Cuevas y Terán Gilmore 2012).

4.2.5.3. Simulación de colapso

Uno de los propósitos del ADI, además de revisar la respuesta de la estructura ante diferentes intensidades sísmicas, es determinar los posibles «colapsos» que puedan presentarse dentro del conjunto de intensidades y movimientos sísmicos evaluados. El colapso puede definirse como la incapacidad (global o local) del sistema estructural para soportar cargas gravitacionales ante los efectos de un evento sísmico (Krawinkler y Miranda 2004). Para identificar el colapso en el proceso de análisis, se adoptaron tres criterios: 1) inestabilidad numérica durante el análisis; 2) excedencia de límites de desplazamiento en componentes; 3) excesiva demanda de capacidad sobre elementos.

4.2.6. Resultados de ADI

4.2.6.1. Colapso

Durante la ejecución del análisis, el criterio de colapso más frecuente fue el de inestabilidad numérica. Generalmente, se presentó para distorsiones de entre piso mayores a 0.5%, coincidiendo con el límite de distorsiones impuesto por la NTC (2017a), para el cual, los elementos de mampostería presentan daño considerable; esto da como resultado un colapso no simulado por excedencia de límites para este tipo de elementos. Sin embargo, debe considerarse que, la presencia de las diagonales de concreto en los paneles de muros de mampostería permite que se conserve gran parte de la capacidad y rigidez a pesar del posible deterioro del mampuesto; por tanto, se consideraron válidos resultados con distorsiones mayores al 0.5% con convergencia exitosa. Otro caso, menos frecuente, fue la existencia de niveles con magnitudes de aceleración de piso significativamente mayores que la aceleración de la gravedad. Se presentaron resultados donde la aceleración de piso fue hasta seis veces la aceleración de la gravedad y el modelo numérico se mantuvo estable, esto no es consistente con los resultados «comunes» obtenidos y la respuesta usual del modelo para los análisis sin colapso. Estos resultados también fueron considerados como colapsos. En la Tabla 4-6 se listan los resultados; el símbolo “✘” representa los casos donde hubo colapso, mientras que, el símbolo “✓”, los resultados donde no. La última columna muestra la probabilidad condicional de colapso, calculado como la división del

número de colapsos presentados en esa intensidad, entre el número de movimientos sísmicos evaluados.

4.2.6.2. Modos de colapso

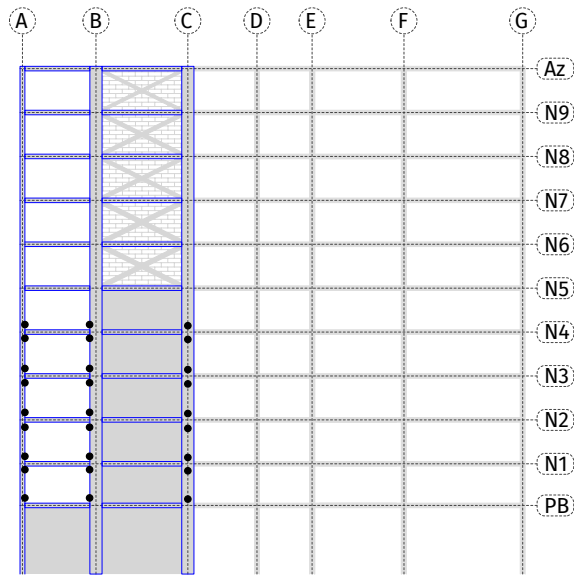
Se categorizaron cuatro modos de colapso a partir del patrón de articulaciones plásticas que se presentaron durante el análisis (Figura 4.14). Las articulaciones aparecieron junto con el aumento de la intensidad de los movimientos sísmicos, como era de esperarse. La probabilidad de ocurrencia de algún modo de colapso se definió a partir de la frecuencia de aparición durante el ADI.

Cada modo de colapso posee una fracción de área de planta que amenaza la integridad de los ocupantes debajo de esta. Se estableció que cada modo de colapso sucede desde la planta baja (PB) hasta el nivel 4 (N4). En la Figura 4.15 se muestran los modos de colapso, sus respectivas probabilidades de ocurrencia, $P(C)$ y área de influencia, A_c expresada como fracción del área neta de planta, A_n .

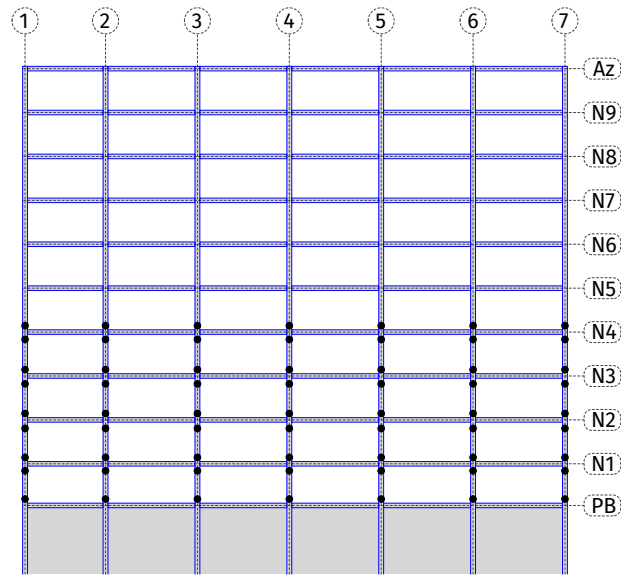
Tabla 4-6. Resultados de colapsos.

CASO 0									
$a_i(g)$	CI05	CI05	CI05	CJ04	IB22	TL55	UC44	UC44	P(C I)
	20170919	20120320	990930	20170919	20140418	890425	20120320	20170919	
0.03	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	0
0.05	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	0
0.06	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	0
0.08	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	0
0.1	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	0.125
0.11	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	0.125
0.13	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✗	0.625
0.15	✗	✗	✓	✗	✗	✓	✓	✗	0.625

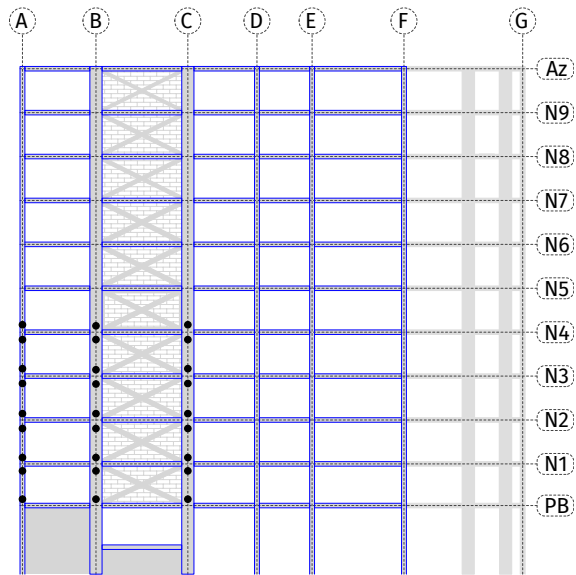
CASO 1									
$a_i(g)$	CI05	CI05	CI05	CJ04	IB22	TL55	UC44	UC44	P(C I)
	20170919	20120320	990930	20170919	20140418	890425	20120320	20170919	
0.14	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	0
0.16	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓	0
0.18	✓	✗	✓	✓	✗	✓	✗	✓	0
0.20	✓	✗	✓	✓	✗	✓	✗	✓	0
0.22	✓	✗	✓	✗	✗	✓	✗	✓	0.125
0.23	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✓	0.125
0.25	✓	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✓	0.625
0.27	✗	✗	✗	✗	✗	✓	✗	✓	0.625



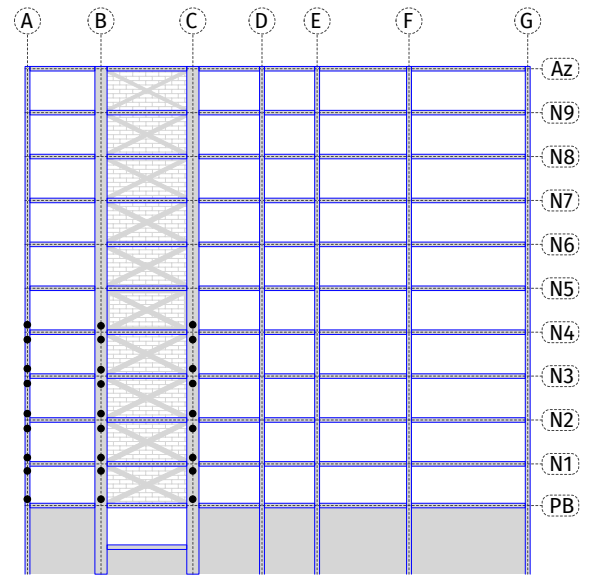
a)



b)



c)



d)

Figura 4.14. Articulaciones plásticas críticas.

a) Eje 1 y 7; b) eje A; c) eje 5; d) eje 3.

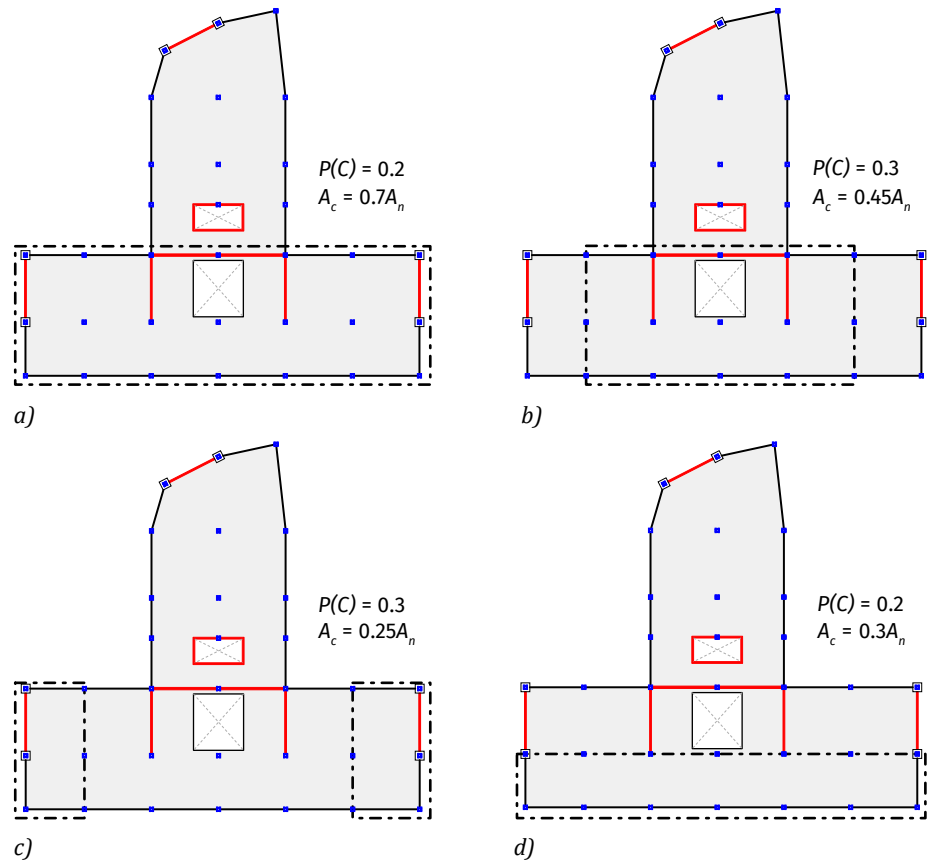


Figura 4.15. Modos de colapsos.
 a) Modo 1; b) modo 2; c) modo 3;
 d) modo 4.

4.2.6.3. Distorsiones y aceleraciones

Para la evaluación del desempeño, se empleó la mediana como parámetro estadístico representativo del conjunto de vectores de θ_{max} y a_{max} obtenidos del ADI. Estas estadísticas fueron calculadas de todos los movimientos sísmicos empleados, para cada nivel de intensidad a_g . Para este cálculo se emplearon únicamente los resultados de análisis que no presentaron colapso. En la Figura 4.16 se muestran los valores de θ_{max} y a_{max} con la altura, para cada caso de estudio. Obsérvese en el Caso 0, las curvas de resultados de intensidad menor a $0.1g$ guardan una relación de proporcionalidad apreciable, comparado con aquellas de mayor magnitud, esto deja en evidencia la incursión en un comportamiento no lineal de la estructura. Las curvas de aceleración ante una medida de intensidad superior a $0.1g$ muestran una distribución de magnitudes irregular con la altura, comparado con la tendencia lineal que se presenta en las curvas de intensidades menores. Esto puede deberse a la pérdida de rigidez por deterioro de los elementos portantes. Por otra parte, el Caso 1 revela el beneficio de implementar un sistema de amortiguamiento suplementario.

Con respecto a la distorsión de entrepiso, la mayoría de las curvas guardan una apariencia proporcional y las magnitudes de θ_{max} se asemejan a las del Caso 0, a pesar de que, la intensidad de los movimientos sísmicos es mayor. Sin embargo, la «lejanía» entre la curva de $0.27g$ y las demás, evidencia la alta dispersión relacionada con el tamaño de la muestra de movimientos sísmicos. Las aceleraciones de piso sugieren variaciones menores entre las diferentes intensidades. Además, estas poseen valores similares al Caso 0, gracias a la disipación del movimiento protagonizada por los DVNL.

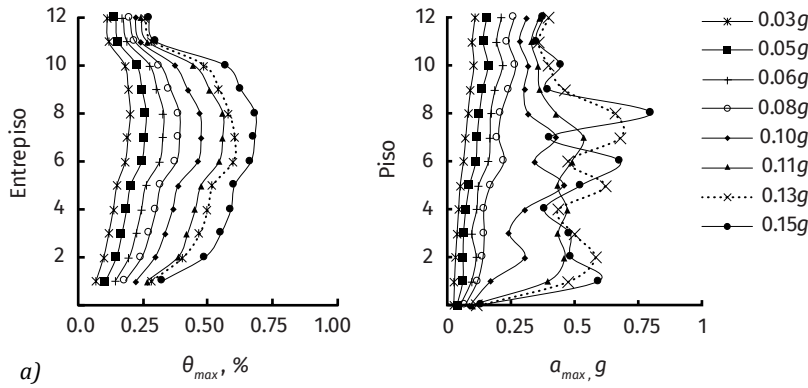
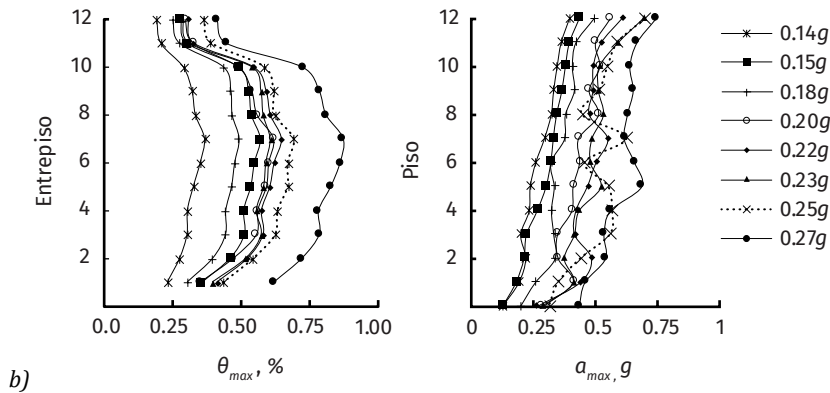


Figura 4.16. Distribución de distorsiones de entrepiso y aceleraciones de piso máximas. a) Caso 0; b) Caso 1.



En la Figura 4.17 pueden identificarse las curvas típicas del ADI. En estas curvas puede apreciarse gráficamente la dispersión de distorsiones máximas obtenidas para cada movimiento de suelo antes de presentarse el primer colapso. A pesar de que, el Caso 1 posee el sistema de amortiguamiento suplementario, su límite de «no colapso» se aproxima a las mismas distorsiones del Caso 0, esto se debe a que en ambos casos se presentaron —en los mismos sectores de la estructura—, las articulaciones plásticas que inducen la inestabilidad numérica en el modelo matemático. Además, puede verse cómo los puntos que indican colapso en el Caso 0, tienden a estar agrupados en algunos niveles de intensidad, comparado con el Caso 1; esto está relacionado con el tamaño de la muestra de movimientos sísmicos e intervalos de intensidades seleccionados. Una mayor cantidad de análisis es conveniente para obtener una distribución estadística de resultados más confiable.

4.3. Modelo de desempeño

Para realizar la evaluación del desempeño se empleó la herramienta PACT *Performance Assessment Calculation Tool*, anexada en la documentación de la metodología (FEMA P-58-3, 2012). En este programa se recopiló la información sobre el costo estimado del edificio, la distribución de población, resultados de análisis de respuesta y grupos de componentes del edificio. Una vez provista la información, el programa estima las variables de decisión, como: costos de reparación, tiempos de reparación, número de víctimas mortales, etc.

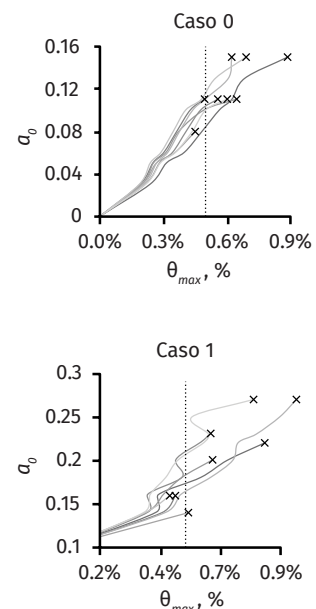


Figura 4.17. Curvas de ADI.

4.3.1. Amenaza sísmica

En este apartado se determinan las frecuencias medias de excedencia anual (FMEA) de los niveles de intensidad que se usaron en el ADI y se emplearán, en conjunto con los EDP obtenidos, para realizar la evaluación del desempeño basada en el tiempo.

Para determinar la FMEA dentro de cada intervalo de intensidad, $\Delta\lambda_i$, se interpolan linealmente los valores a partir de los puntos de la curva de amenaza sísmica. Puede verse gráficamente en la Figura 4.18, cómo luce la distribución de intervalos de intensidad y FMEA sobre una curva de amenaza hipotética. La intensidad a emplear en la evaluación basada en el tiempo, corresponde al punto medio de los intervalos de intensidad, y el valor de $\Delta\lambda_i$, se determina como la diferencia de FMEA de los extremos del intervalo \bar{a}_{0i} .

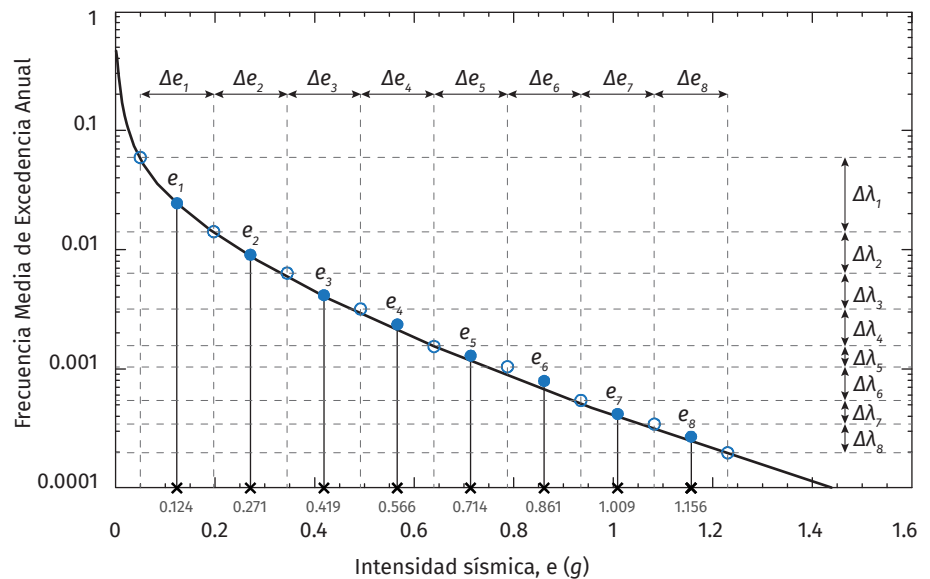


Figura 4.18. Distribución típica de intensidades sísmicas y FMEA (FEMA P-58-1, 2012).

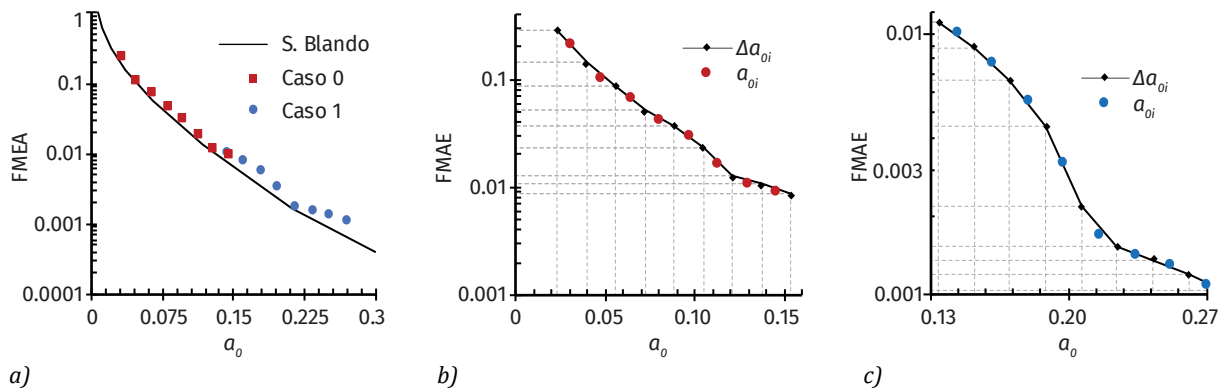
En la Figura 4.19 se pueden apreciar los valores $\Delta\bar{a}_{0i}$ empleados en este estudio, distribuidos sobre la curva de peligro sísmico y \bar{a}_{0i} , como el punto central del intervalo. Puede notarse que, para el Caso 0, las magnitudes de intensidad poseen mayor FMEA, comparado con el Caso 1, siendo consistente con la naturaleza del fenómeno —los eventos sísmicos de mayor intensidad tienden a ser «esporádicos»—. Algunos puntos no coinciden con la curva de amenaza sísmica, esto se debe a la interpolación lineal. En la Tabla 4-7 se listan los valores de $\Delta\bar{a}_{0i}$, \bar{a}_{0i} y λ_i con los que se alimentó el programa PACT. Para una explicación más detallada de este procedimiento, revisar FEMA P-58-1 (2012).

4.3.2. Valuación del edificio

Idealmente, el costo inicial del edificio correspondería al determinado en el proyecto constructivo. Pero, a causa de las limitaciones del presente estudio, la suma se consideró como el costo comercial del inmueble, en función del precio representativo del metro cuadrado de la zona donde se encuentra localizado. El lector estará de acuerdo en que este estimado sería mayor al costo presente de la construcción del inmueble, sin embargo, se carece de la información necesaria para realizar tal estimación. Otro supuesto fue el tiempo de construcción, T_p , el cual, se adoptó como un año.

Tabla 4-7. Magnitudes de intensidad, equivalencias y valores de FMEA.

CASO 0					CASO 1				
i	Δe_i	Δa_0	λ_i	a_{0i}	i	Δe_i	Δa_0	λ_i	a_{0i}
-	0.058	0.023	0.287	-	6	0.307	0.134	0.0110	-
1	0.100	0.039	0.144	0.03	7	0.349	0.152	0.0088	0.14
2	0.141	0.056	0.088	0.05	8	0.390	0.170	0.0066	0.16
3	0.183	0.072	0.051	0.06	9	0.431	0.188	0.0044	0.18
4	0.224	0.088	0.037	0.08	10	0.473	0.207	0.0022	0.20
5	0.266	0.105	0.023	0.10	11	0.514	0.225	0.0015	0.22
6	0.307	0.121	0.013	0.11	12	0.556	0.243	0.0014	0.23
7	0.349	0.137	0.011	0.13	13	0.597	0.261	0.0012	0.25
8	0.390	0.154	0.009	0.15	14	0.639	0.279	0.0010	0.27



Según Metros Cúbicos (2019), la dimensión promedio de un departamento en la colonia Hipódromo-Condesa se encuentra alrededor de 114 m², con un precio de compra de 39600 MXN/m² en promedio. Teniendo en cuenta que el área neta de la planta tipo es aproximadamente 641 m², sumándole a esta medida el área de las losas del cuarto de máquinas, se calculó que el costo de venta del edificio puede ser de 283 millones de pesos. Se aproximó el costo de la estructura «desnuda», como el 20% del valor calculado, es decir, 56.5 millones. Para evaluar el Caso 1, se estimó el costo del reforzamiento (Tabla 4-8).

Por lo tanto, el costo del edificio luego del reforzamiento es de 288 millones de pesos. En este caso, el costo de la estructura corresponde a 56.5 millones más el costo del reforzamiento, es decir, 61.8 millones.

Los precios de los disipadores de la Tabla 4-8 fueron obtenidos a partir de una cotización realizada por Maurer® en el año 2018. Se consideró 1EUR = 21 MXN. Los costos de los bastidores se estimaron con la base de datos del Generador de Precios Cypecad (Cype, 2019); estos incluyen costos de mano de obra, material, herramientas menores y mantenimiento de los primeros diez años.

Figura 4.19. Intensidades versus FMEA.

a) Distribución de intensidades sobre curva de amenaza sísmica; b) intervalo de intensidades de Caso 0; c) intervalo de intensidades de Caso 1.

Tabla 4-8. Costo de reforzamiento.

Item	Medida	Cant	Unidad (\$)	Parcial (\$)
Disipadores				
VNL1 - c 165		12	6,520	€ 78,240.00
VNL2 - c 110	Unidad	10	5,200	€ 52,000.00
VNL3 - c 55		7	4,900	€ 34,300.00
Subtotal +10%				€ 180,994.00
Subtotal MXN				\$ 3,800,874.00
Bastidores				
IR 305x86.4		70,466.11	18.2	\$ 1,282,483.24
PTR 250x13	kg	10,540.30	18	\$ 189,725.40
PTR 150x6		2,468.83	18	\$ 44,438.94
Subtotal MXN				\$ 1,516,647.58
Total				\$ 5,317,521.58

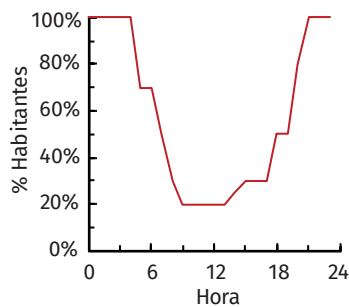


Figura 4.20. Distribución horaria de población.

4.3.3. Distribución de población

El número de habitantes del edificio fue estimado a partir de datos estadísticos de la Encuesta Intercensal, correspondientes a la delegación Cuauhtémoc (INEGI, 2015). La cifra media es de 2.8 habitantes por vivienda. Considerando un departamento promedio de 114 m², cada piso puede contener cinco viviendas, por tanto, un total de dieciséis habitantes por nivel. Equivalente a una densidad poblacional de 0.025 personas por metro cuadrado (0.025 hab/m²).

Para estimar el número de víctimas probables se empleó el valor de densidad poblacional especificado en el párrafo anterior, complementado con una distribución de población en el tiempo —propuesta en esta tesis— para simular la variabilidad de usuarios del inmueble en el transcurso del día. La curva de variación poblacional mostrada en la Figura 4.20, fue diseñada de acuerdo a las actividades habituales de una familia común. Se supuso la presencia del cien por ciento de los habitantes durante la noche, para empezar a desalojar el edificio alrededor de las cinco de la mañana; llegando a un mínimo del veinte por ciento de población al medio día, donde se espera que la mayoría de personas (niños y adultos) se encuentran en labores fuera de sus hogares. A partir de media tarde (16:00 horas, aproximadamente), se espera que empiece el retorno de los usuarios del edificio. La descripción del cálculo de víctimas mortales y como se relaciona con la curva de distribución poblacional, puede ser encontrada con mayor detalle en la metodología FEMA P-58-1 (2012).

4.3.4. Componentes

Los componentes empleados en el modelo de desempeño fueron estimados empleando la base de datos incluida en el programa PACT y la herramienta Normative Quantiy Estimation Tool (FEMA P-58-3, 2012). La segunda provee cuantías de contenidos y componentes según el tipo de uso de la edificación. El modelo de desempeño se alimentó con los elementos señalados en la Tabla 4-9, los cuales corresponden al tipo de uso residencial. Las funciones de fragilidad y de estimación de pérdidas de estos elementos se encuentran incluidas en la base de datos de la herramienta (FEMA P-58-3, 2012).

Tabla 4-9. Componentes empleados en el modelo de desempeño. Adoptado y traducido de FEMA P-58-1 (2012).

Elementos susceptibles a las distorsiones de entrepiso

Número de clasificación	Descripción	Cuantía	Unidad de medida
B1044.003	Muros de concreto de baja relación de aspecto de 8" de espesor o menor de 25' a 40' de altura con una capa de refuerzo	1	900 ft ²
B1049.041b	Losa plana de concreto reforzado con capiteles sin refuerzo de cortante $0 < V_g/V_o < 0.4$, con refuerzo de continuidad	33	1 ud
B1051.002	Muros ordinarios de mampostería reforzada con relleno parcial de celdas, dominados a cortante, 4" a 6" de espesor, de 12 ft de alto o más	3	225 ft ²
B2022.001	Muro cortina genérico de media altura; configuración: Monolítica; laminación: Desconocida; tipo de vidrio: Desconocido, Detalles: Relación de aspecto = 6:5, otros detalles desconocidos	36	30 ft ²
C1011.001a	Muro de partición; tipo: Yeso con batidores metálicos; altura completa, fijos arriba y abajo	9	100 ft
C2011.011b	Escalera de concreto prefabricada no monolítica, ensamblada con largueros y escalones de concreto, sin conexión sísmica	1	1 ud
C3011.001a	Muro de partición; tipo: Yeso con papel tapiz; altura completa; fijado arriba y abajo	3	100 ft

Elementos susceptibles a las aceleraciones de piso

Número de clasificación	Descripción	Cuantía	Unidad de medida
B3011.011	Láminas de techo de concreto, aseguradas a cumplimiento con UBC94	23	100 ft ²
D1014.012	Elevador de tracción – Aplica a la mayoría de instalaciones en California previas a 1976, muchos de las instalaciones de estados del oeste previo a 1982 y la mayoría de otras instalaciones en EEUU previas a 1998	1	1 ud
D2021.011a	Tubería de agua fría (diámetro > 2.5in), categoría de diseño sísmico A o B, fragilidad de tubería	0.11	1000 ft
D2022.011a	Tubería de agua caliente – diámetro pequeño de acero roscado – (2.5in de diámetro o menor). Categoría de diseño sísmico A o B, fragilidad de tubería	1.55	1000 ft
D2022.021a	Tubería de agua caliente – diámetro grande de acero soldado – (mayor a 2.5in de diámetro). Categoría de diseño sísmico A o B, fragilidad de tubería	0.22	1000 ft
D2031.011b	Tubería sanitaria de hierro fundido con juntas flexibles, categoría de diseño sísmico A o B	0.88	1000 ft
D3041.011a	Ducto de ventilación de metal galvanizado menor a 6 ft ² de área transversal, categoría de diseño sísmico A o B	0.36	1000 ft
D3041.031a	Ductos difusores suspendidos en techo – Dependiente de cables de seguridad, categoría de diseño sísmico A o B	5.84	10 ud
D4011.021a	Red de tubería contra incendios – red primaria y secundaria – conexiones antiguas – espesor delgado de acero – sin rigidizadores, categoría de diseño sísmico A o B	1.61	1000 ft

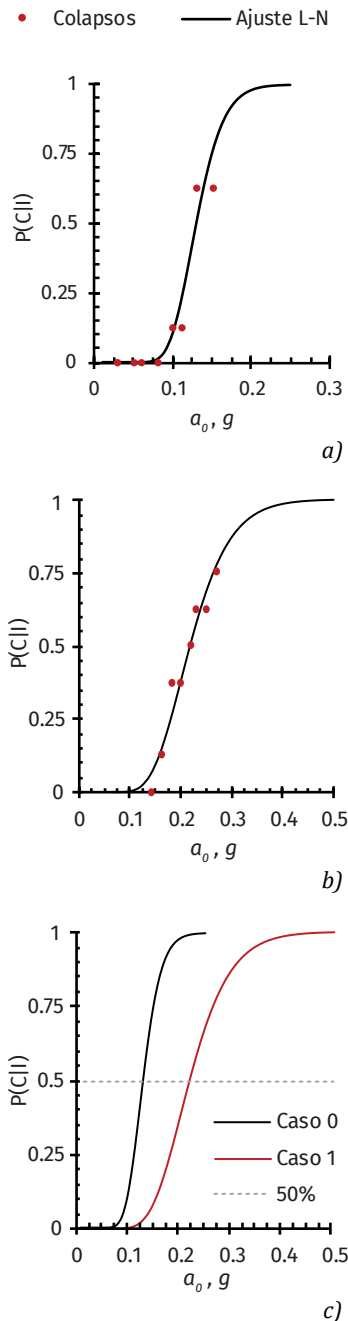


Figura 4.21. Ajuste lognormal de fragilidad de colapso. a) Caso 0; b) Caso 1; c) comparación.

4.3.5. Funciones de colapso

Con base en los resultados obtenidos en el ADI (Tabla 4-6), se realizó un ajuste lognormal de la dispersión de probabilidades de colapsos de cada caso evaluado (Figura 4.21), con media, μ y desviación estándar (también, dispersión), σ_{ln} , en función de la intensidad. Las estadísticas de estas aproximaciones se muestran en la Tabla 4-10. En la Figura 4.21 se muestran las curvas de fragilidad ajustadas a las dispersiones de colapsos obtenidos. La inclinación de las curvas se debe a la magnitud de la desviación estándar correspondiente a cada caso; la curva del Caso 0 —puede verse en la Figura 4.21a—, posee menor variabilidad entre las probabilidades de colapso y las intensidades donde estos se dieron, a diferencia del Caso 1 (Figura 4.21b). En términos estadísticos, los resultados de la evaluación del desempeño sísmico (EDS) del Caso 1 tienen mayor incertidumbre que los del Caso 0. En la Figura 4.21c, puede apreciarse mejor las diferencias de fragilidades de colapso entre los casos. Tomando como referencia una probabilidad de colapso del cincuenta por ciento [$P(C|I) = 0.5$], a la función del Caso 1 le corresponde una intensidad aproximada de $a_0 = 0.22g$, mientras que, al Caso 0, una magnitud de $a_0 = 0.13g$. En otras palabras, se requiere una intensidad 1.7 veces mayor para lograr una probabilidad de colapso del cincuenta por ciento en la estructura reforzada con DVNL, comparado con el Caso 0.

Implementar una metodología basada probabilidad implica que la naturaleza del problema es incierta. En casos en que el análisis de la estructura se encuentre respaldado por un tamaño muestral de análisis significativo (cientos), donde las propiedades y características simuladas sean variadas aleatoriamente, los parámetros relacionados con la dispersión de la muestra podrían ser calculados estadísticamente. Sin embargo, como se ha dicho con anterioridad, actualmente es impráctico llevar a cabo tal procedimiento. Para enfrentar esto, FEMA P-58-1 (2012) propone valores de dispersión basados en el juicio, considerando: incertidumbre del modelo matemático, la calidad de la construcción y la variabilidad de respuesta-a-respuesta determinada en el análisis. Se tomó como valor representativo de la variabilidad de respuesta-a-respuesta, σ_{ln} ; a pesar de que, fue determinada a partir de un tamaño muestral reducido. Esta adaptación se consideró respaldada por el enunciado a continuación:

Esta metodología, sin embargo, asume que la variabilidad de respuesta-a-respuesta y los coeficientes de correlación de demandas calculados usando muestras pequeñas de movimientos de suelo son suficientemente precisas para la evaluación del desempeño, mientras se aumenta con otras fuentes de incertidumbre. (FEMA P-58-1, 2012, pp. 5-13. Traducción propia)

Entonces, la dispersión total para las funciones de fragilidad es calculada como la raíz de la suma de los cuadrados de cada componente de variabilidad:

$$\beta = \sqrt{\sigma_{ln}^2 + \beta_c^2 + \beta_q^2} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

donde β_c considera la discrepancia entre las propiedades reales del edificio y aquellas supuestas en el diseño estructural (calidad de la construcción) y β_q es alusiva a la precisión de los modelos matemáticos empleados en la evaluación de la respuesta de la estructura. Los valores empleados en el análisis fueron de

0.4 y 0.25, respectivamente. Estos valores son recomendados por la metodología FEMA P-58-1 (2012) y dependen de las características de la estructura. Por lo tanto, la dispersión total del Caso 0 es $\beta_0 = 0.52$ y del Caso 1, $\beta_1 = 0.55$.

Corrigiendo el ajuste lognormal con los valores de dispersión total, se obtuvo la función de fragilidad para ambos casos. Como se muestra en la Figura 4.22, las líneas discontinuas se aprecian más «acostadas», comparado con los ajustes calculados inicialmente (líneas continuas). Esta es la representación gráfica de una mayor dispersión en los resultados. Además, nótese que, la intensidad correspondiente a la probabilidad media de colapso de ambos casos permanece invariable con el cambio de la desviación empleada. Con estas funciones se determinaron las probabilidades de colapso para cada caso durante la evaluación del desempeño sísmico, igualmente, se relacionaron con la distribución de población para estimar el número de víctimas consecuentes.

Tabla 4-10. Parámetros de funciones de colapso.

Caso	μ	σ_{ln}
0	0.13	0.21
1	0.22	0.28

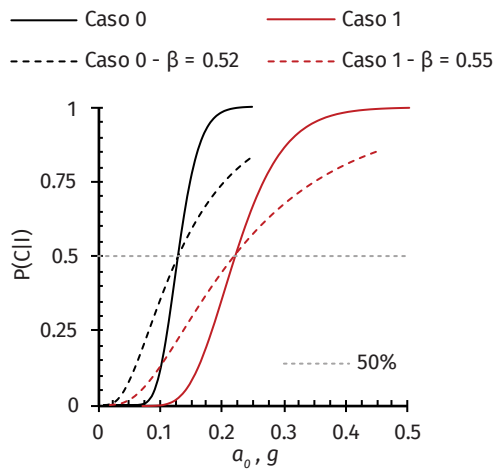


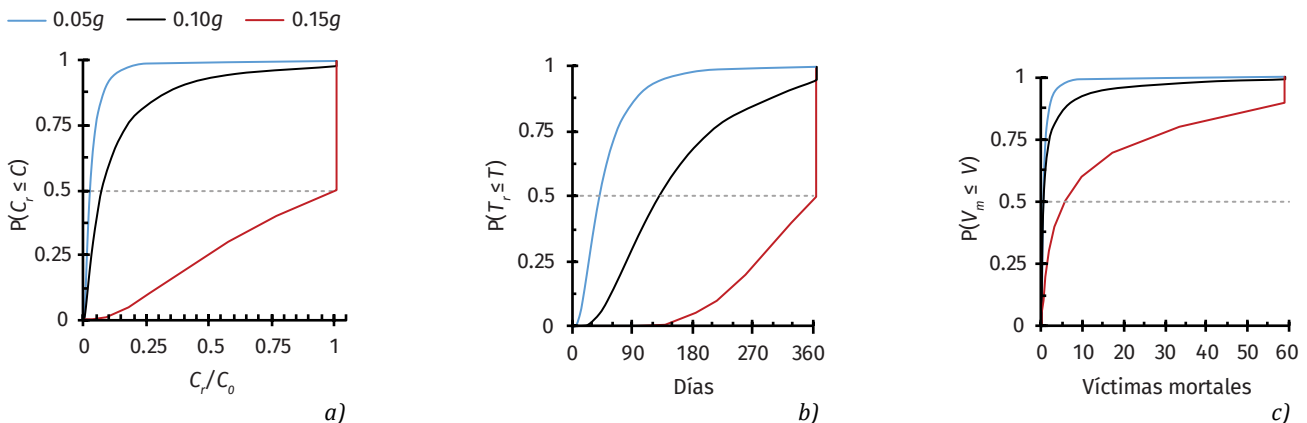
Figura 4.22. Funciones de fragilidad de colapso corregidas.

4.3.6. Resultados de desempeño sísmico

4.3.6.1. Análisis basado en intensidad

Los resultados del análisis del desempeño basado en intensidad (BI) se determinaron para las medidas de desempeño (MD) definidas en el objetivo de este estudio: el número de víctimas mortales (VM), costos de reparación (C_r) y tiempos de reparación (T_r). Se obtuvo la distribución de probabilidad acumulada (DPA) de estas variables para cada caso, en tres niveles de intensidad representativos del

Figura 4.23. DPA de análisis basado en intensidad de Caso 0. a) Costos de reparación; b) tiempos de reparación; c) número de víctimas mortales.



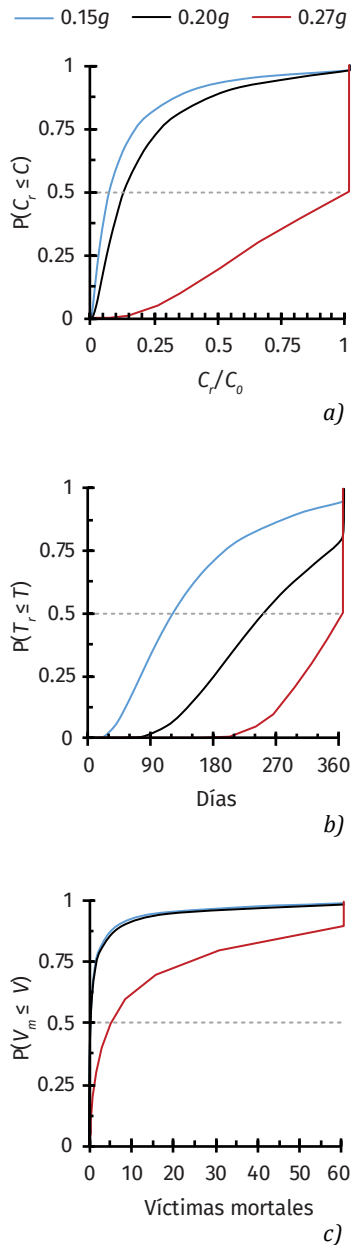


Figura 4.24. DPA de análisis basado en intensidad de Caso 1.
 a) Costos de reparación;
 b) tiempos de reparación;
 c) número de víctimas mortales.

intervalo empleado. De esta manera es posible apreciar cómo aumenta la probabilidad de obtener resultados mayores de las MD, con el incremento de la intensidad sísmica. En la Figura 4.23 se exponen las curvas del Caso 0 para los niveles de intensidad $0.05g$, $0.1g$ y $0.15g$. Los resultados del Caso 1 se muestran para los niveles de intensidad $0.15g$, $0.2g$ y $0.27g$ en la Figura 4.24. Los C_r fueron normalizados con respecto al costo inicial de construcción, C_0 . La interpretación de las gráficas mostradas es bastante sencilla; cada curva representa la probabilidad acumulada de que se presente un valor de la MD que corresponda, ante un evento sísmico de intensidad a_0 . Se sugiere revisar nuevamente la Figura 4.16, donde se muestran las demandas máximas de distorsiones de entrepiso, θ_{max} y aceleraciones de piso, a_{max} para cada caso. De esta manera, se facilita la relación entre la respuesta dinámica del edificio y los resultados del análisis del desempeño, lográndose una mejor comprensión e interpretación de los últimos.

Observando las DPA en la Figura 4.23, puede notarse que, la correspondiente a $a_0 = 0.05g$ posee los valores más bajos de las MD ante una probabilidad acumulada del 50%, coherente con el estado elástico de la estructura ante movimientos sísmicos de tal intensidad. Los costos de reparación no superan el 2.5% de C_0 . En tanto que, para una intensidad $a_0 = 0.1g$, las DPA de los costos y tiempos de reparación yacen en un término intermedio con respecto a las otras dos intensidades mostradas ($C_r \leq 7\%$ de C_0 y $T_r \leq 130$ días, respectivamente). Acorde con estas curvas, podría afirmarse —desde una perspectiva netamente técnica— que, el edificio resultó en un estado de daño que puede ser reparado y que, posiblemente el impacto en el sistema estructural no fue grave. En este nivel de intensidad, la respuesta del edificio empezó a perder la relación de proporcionalidad aparente, que existe entre las magnitudes de aceleración de piso de los diferentes niveles. Como fue mencionado en el título 4.2.6, esto está relacionado con la incursión en el comportamiento inelástico del sistema estructural. Las DPA para $a_0 = 0.15g$, sugieren que el inmueble pudo haber colapsado o resultado en un nivel de daño que no resulta rentable reparar.

Por último, para contemplar correctamente el número de víctimas mortales (Figura 4.23c), es necesario recordar que, las formas de colapso supuestas no involucran el edificio en su totalidad, sino fracciones del mismo. Los resultados para esta MD podrían parecer reducidas, especialmente considerando el estado de colapso ante una intensidad $a_0 = 0.15g$. Pero, comparando las DPA de las tres intensidades, puede deducirse que, la probabilidad de que al menos un modo de colapso pueda ocurrir es alta. Para una probabilidad media, las intensidades $0.05g$ y $0.1g$ resultaron en cifras menores a la unidad, mientras que, para $a_0 = 0.15g$ se presentarían al menos seis muertes.

Aunque la respuesta del edificio mejoró, luego de implementar el sistema de reforzamiento con DVNL, teniendo en cuenta que las magnitudes de los EDP son comparables entre los casos estudiados (y el intervalo de intensidades del Caso 1 es mayor), los resultados de la evaluación del desempeño BI pueden orientar sobre la contribución de los DVNL en el desempeño sísmico de la estructura.

Para el Caso 1, los costos de reparación se normalizaron con respecto a C_0 más los costos del sistema de reforzamiento estimados. Asumiendo una probabilidad de ocurrencia del 50%, de un evento sísmico con intensidad $a_0 = 0.15g$, se estimó que $C_r \leq 7\%$ de C_0 y $T_r \leq 120$ días. Considerando una intensidad $a_0 = 0.20g$, el valor de C_r asciende al 13% de C_0 , casi el doble. La diferencia más notable es en T_r , que resultan en aproximadamente 250 días. Ante la máxima intensidad evaluada en el intervalo, $a_0 = 0.27g$, los resultados obtenidos igualan o superan los valores de

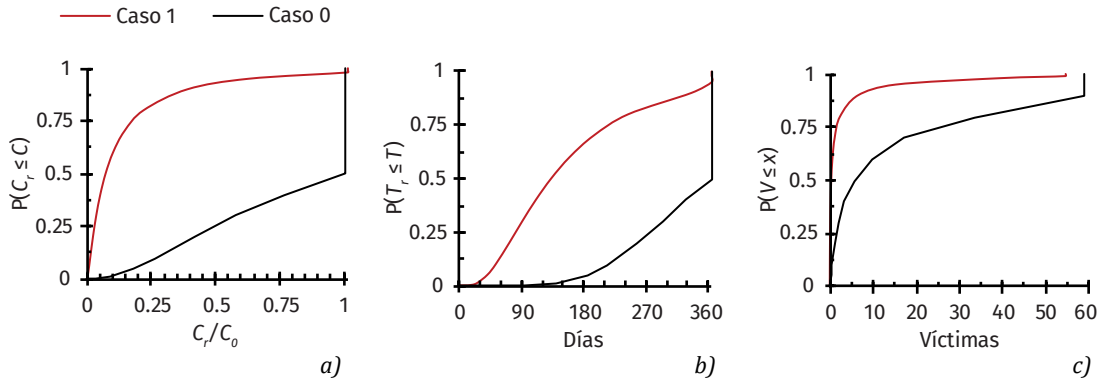
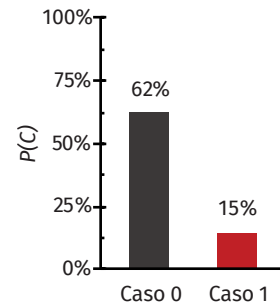


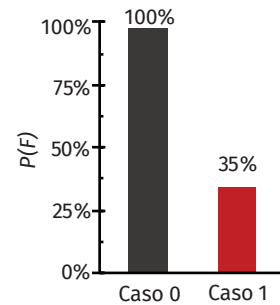
Figura 4.25. Comparación de DPA de medidas de desempeño para $a_0 = 0.15g$. a) Costos de reparación; b) tiempos de reparación; c) Número de víctimas mortales.

referencia iniciales (C_0 y T_0). Es interesante que, para el nivel de intensidad de $0.15g$, tanto C_r como T_r , se asemejan a los resultados de desempeño del Caso 0 estimados para la intensidad de $0.10g$. Como fue mostrado en el título 4.2.6.3, el sistema estructural del Caso 1 presenta resultados de θ_{max} para una magnitud de $a_0 = 0.15g$ similares a los del Caso 0, evaluado ante movimientos sísmicos escalados a una intensidad de $a_0 = 0.10g$. Por tal motivo, la magnitud de daños es parecida. En el caso de las víctimas mortales, incluso en la intensidad máxima evaluada para el Caso 1, la cifra es menor a la obtenida en el Caso 0, cinco fallecidos. Para los niveles de intensidad de $0.15g$ y $0.20g$, no se presentan víctimas mortales.

La contribución del sistema de reforzamiento en el desempeño sísmico del edificio se aprecia mejor en la Figura 4.25, donde se comparan las DPA de las medidas de desempeño de cada caso ante una intensidad $a_0 = 0.15g$. Como se ha hecho anteriormente, tomando una probabilidad del 50% como referente, en el Caso 0 los C_r igualan el valor de C_0 ; mientras que, para el Caso 1, C_r representa el 7% de C_0 . A pesar del costo del sistema de amortiguamiento, para esta intensidad, la inversión resulta un 90% más barata, si se compara con restaurar las capacidades mecánicas de la estructura a sus condiciones previas al sismo 19S. En términos de víctimas mortales, mientras el edificio con DVNL (Caso 1) salvaguarda la vida de los ocupantes, el ejemplar del Caso 0 dejaría un saldo estimado de seis muertes.



a)



b)

Figura 4.26. Probabilidad de colapso y pérdida de funcionalidad en cincuenta años. a) Probabilidad de colapso; b) probabilidad de pérdida de funcionalidad.

4.3.6.2. Análisis basado en el tiempo

A continuación, se presentan los resultados de la evaluación del desempeño sísmico basado en el tiempo (BT). Para este enfoque se estimó la probabilidad de colapso y pérdida de funcionalidad de la estructura correspondiente a un periodo de cincuenta años [$P(C)_{50}$ y $P(F)_{50}$, respectivamente], para ambos casos. Se considera pérdida de funcionalidad cuando un inspector calificado dictamina la clausura de un inmueble, porque los daños sufridos durante un evento sísmico representan un riesgo para los usuarios. Para estimar la probabilidad de que se presente esta clausura, se emplea el nivel de daño encontrado en los grupos de componentes y/o contenidos contemplados en el modelo de desempeño del edificio. Cada componente posee un nivel de daño, en el cual, se considera que es inseguro para los usuarios; dependiendo del número de componentes que presenten este estatus, en una realización, puede considerarse que el edificio pierde su funcionalidad o no. Mayor detalle en el cálculo de este resultado puede encontrarse en la metodología FEMA P-58-1 (2012), bajo el término *unsafe placard*.

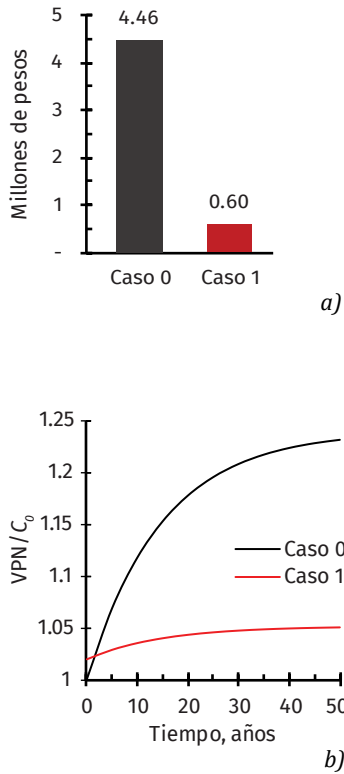


Figura 4.27. Evaluación de costos en el tiempo.
 a) Costos de reparación anualizados; b) variación del VPN en el tiempo.

Los resultados BT se muestran en la Figura 4.26, como un diagrama de barras donde se comparan las estimaciones $P(C)_{50}$ y $P(F)_{50}$ de cada caso. Como era de esperarse, los resultados del Caso 1 (edificio con DVNL) son significativamente menores, comparados con el Caso 0 (sin DVNL). En un plazo de cincuenta años, existe una probabilidad mayor al 50% de que el edificio colapse o sea clausurado, si este es restaurado a sus condiciones previas al sismo 19S. Se estimó que, para el Caso 1 las probabilidades de colapso y pérdida de funcionalidad son de $P(C)_{50} = 15\%$ y $P(F)_{50} = 35\%$, respectivamente.

Para asociar los costos en el tiempo se estimaron los valores anualizados de los C_r y el valor presente neto (VPN) de ambos casos. El VPN es una aproximación que facilita la apreciación del costo-beneficio de implementar el sistema de reforzamiento; esta cifra se calculó empleando la Ec. 4.21, con base en los C_r anualizados de cada caso, para un periodo de cincuenta años. A los resultados se le sumó el valor de C_0 y al Caso 1, los costos del sistema de reforzamiento (\$5,317,521), además.

$$VPN = A \cdot \left(\frac{1 - \frac{1}{(1+i)^t}}{i} \right) \quad (Ec. 4.21)$$

donde A corresponde al monto anualizado de reparación; i , la tasa de interés —considerada para este estudio como el 7%—; y t , el plazo de tiempo en el que se desea estimar el VPN.

En la Figura 4.27 se muestran los C_r anualizados y la variación del VPN a través del tiempo (a partir del momento de reparación). De la Figura 4.27a, puede verse que el C_r anualizado del Caso 1 equivale al 13% del costo anual por concepto de reparaciones, en que incurriría la estructura sin el sistema de amortiguamiento pasivo (Caso 0). En la Figura 4.27b, puede verse que el gasto en el sistema de reforzamiento con amortiguadores se recupera en los primeros cinco años, justo en la intersección de las curvas y, en el plazo de cincuenta años, el VPN de la estructura sin DVNL supera en casi un 20% al de la estructura reforzada.

4.3.6.3. Criterio de evaluación de colapso

Como criterio de evaluación del colapso se consideró que, dada una intensidad correspondiente a un evento sísmico cuya intensidad tenga un 2% de probabilidad de ocurrencia en cincuenta años —evento con periodo de retorno de 2500 años—, la probabilidad condicional de colapso (PCC) debe ser menor al 10% (FEMA P-1050, 2015). Según la curva de amenaza sísmica empleada en este estudio (Figura 4.2), a tal evento le corresponde una intensidad equivalente a $S_a(T) = 0.83g$. Entonces, a partir de las curvas de fragilidad de colapso de los casos estudiados (Figura 4.21), ante la probabilidad acumulada del 10%, se dedujo que, las aceleraciones espectrales para cada caso corresponden a $0.24g$ y $0.37g$, para el Caso 0 y Caso 1, respectivamente. De estas cifras puede verse que, aunque el sistema de reforzamiento con DVNL incrementa en más del 50% la intensidad sísmica tolerada, no se satisface el criterio antes mencionado ($PCC \leq 10\%$).

Capítulo V

Discusión de resultados

La mediana de distorsiones de entrepiso máximas obtenidas del ADI son menores que el promedio de aquellas estimadas por Cueto et al. (2018), en aproximadamente un 2% para el caso no reforzado y 1% para el caso con DVNL. Esta diferencia está relacionada con los modelos no lineales empleados en esta tesis. Una mejor aproximación del comportamiento no lineal de los componentes estructurales —particularmente de los muros—, influyó en la convergencia matemática de la simulación ante intensidades sísmicas mayores que $0.15g$, limitando las distorsiones de los casos estudiados a magnitudes menores al 0.8%. Los valores obtenidos en este estudio son consistentes con las distorsiones de entrepiso máximas permitidas por la NTC-S (2017), correspondiente a sistemas que implementan mampostería estructural. Con valores de distorsiones mayores al 0.5% se espera un deterioro importante en este tipo de elementos, los cuales, contribuyen significativamente en la rigidez lateral del edificio analizado.

En el caso de la probabilidad de colapso, los resultados obtenidos poseen valores conservadores y dispersiones grandes. Esto está relacionado con el tamaño muestral de registros sísmicos empleados, y el criterio de colapso presentado con mayor frecuencia —ausencia de convergencia matemática—. Un mayor número de análisis, con más registros sísmicos son pertinentes para obtener una mejor aproximación de la fragilidad de colapso del edificio, que tendrá un impacto directo en los resultados del desempeño sísmico. La curva de fragilidad de la estructura reforzada con el sistema de amortiguamiento viscoso no lineal, dado un evento sísmico de 2% de probabilidad en 50 años, presenta una probabilidad de colapso del 100%. Sin embargo, comparado con la aceleración máxima del suelo, $a_o = 0.12g$ registrada en las estaciones más cercanas al edificio (UC44 y CI05) durante el sismo 19S, la probabilidad de colapso estimada disminuye al 2%.

A pesar de que, la probabilidad de colapso para el Caso 0 ante una $a_o = 0.15g$ es alrededor del 73%, el número de víctimas mortales puede parecer bajo, comparado con la población total que el edificio puede albergar. Esto está relacionado con los modos de colapso considerados en este estudio, los cuales, se concentran en los primeros niveles de la estructura y sólo abarcan fracciones de la planta típica.

Un estudio más detallado de las cantidades de los contenidos podría resultar en medidas de desempeño más críticas que posiblemente disminuirían los beneficios alcanzados con el sistema de reforzamiento. Lo anterior se debe a que, más componentes, incurren en mayor daño; costos; tiempos de reparación y número de víctimas. Por otra parte, las limitaciones de cómputo imponen un reto para analizar estructuras de varios grados de libertad en tres dimensiones, haciendo de este procedimiento una tarea poco eficiente en la práctica profesional, obligando a reducir el número de simulaciones sísmicas y, por ende, repercute en la precisión de los resultados.

Capítulo VI

Conclusiones y recomendaciones

6.1. Conclusiones

Se realizó la evaluación del desempeño sísmico de un edificio localizado en la zona lacustre de la Ciudad de México, empleando la metodología propuesta por FEMA P58-1 (2012). Se comparó el desempeño sísmico entre el caso de la estructura sin sistema de amortiguamiento suplementario (Caso 0) y la condición reforzada con disipadores viscosos no lineales (Caso 1). Se cuantificaron las consecuencias debidas a sismos probables para cada caso, llevando a cabo el análisis dinámico incremental, considerando el comportamiento no lineal de la estructura en el tiempo. De los resultados obtenidos se concluye que:

- + Al emplear el sistema de reforzamiento con disipadores sísmicos no lineales, para un periodo de 50 años, se redujo en un 57% y 64%, la probabilidad de colapso y pérdida de funcionalidad del edificio, respectivamente.
- + En un plazo de 50 años, la estructura reforzada con el sistema de amortiguamiento es más barata en un 23%, comparado con restituir la capacidad mecánica del edificio a sus condiciones previas al sismo 19S. Además, el retorno de la inversión se da desde antes del quinto año.
- + Ante la acción de un movimiento sísmico de intensidad $a_o = 0.15g$, empleando los DVNL, el C_r y el T_r correspondiente a una probabilidad acumulada del 50% se reduce en un 93% y 64%, respectivamente.
- + La estructura reforzada presenta una probabilidad de colapso superior al 90% para una aceleración espectral de diseño de 0.8g, correspondiente al espectro de aceleraciones elástico de diseño empleado en este estudio.
- + La estrategia de reforzamiento no satisface la probabilidad condicional de colapso menor al 10%, ante la ocurrencia de un evento sísmico de 2500 años de periodo de retorno. La $S_o(T)$ de este evento es de 0.83g, para el cual, el edificio reforzado con disipadores viscosos no lineales presentó una probabilidad de colapso mayor al 95%.

Esta implementación dejó en evidencia que, una aproximación determinista al problema del diseño estructural de nuevos edificios, rehabilitación y reforzamiento de inmuebles afectados por sismos, puede no ser satisfactoria para reducir las consecuencias o cumplir con las medidas de desempeño esperadas por las partes interesadas y/o usuarios de la estructura. Si bien el cumplimiento de los lineamientos especificados en los códigos de construcción es requisito importante en el ejercicio profesional, estos no garantizan la minimización de las pérdidas probables ante una amenaza sísmica inminente. Por tanto, emplear un enfoque de diseño basado en el desempeño sísmico y la satisfacción de objetivos de desempeño en términos de las consecuencias probables, es ideal para proveer estructuras resilientes que satisfagan las demandas actuales de la sociedad.

6.2. Recomendaciones para estudios futuros

En esta investigación los muros no estructurales de particiones y/o fachadas no fueron incluidos en el modelo matemático; no se consideró la interacción suelo-estructura; no se representaron adecuadamente las conexiones entre los elementos de acero y concreto, tampoco las conexiones de los DVNL con los bastidores; y, como se detalló en el Capítulo IV, se emplearon modelos simplificados equivalentes para la losa plana y los muros de mampostería. Estas medidas afectaron la precisión del resultado y hacen parte de los límites de esta tesis. Por este motivo se exhorta a utilizar modelos de elementos y materiales que, en lo posible, representen con alto detalle el edificio, prototipo o sistema estructural real. De esta manera, los parámetros de demanda (EDP) serán más precisos y las estimaciones de daños serán más confiables.

Emplear el ADI para el edificio estudiado fue una de las etapas más tardadas de este trabajo. Por la complejidad del sistema tridimensional y los modelos no lineales considerados, fue necesario emplear hasta diez computadores en paralelo para ejecutar todos los análisis y reducir los tiempos dedicados al cómputo. Por esta razón se recomienda emplear tecnología de multiprocesamiento de alto rendimiento y cómputo avanzado. Por otra parte, usar programas como Opensees (McKenna, F., 2011) o Ruaumoko (Carr, A. J., 2008) podrían resultar más eficientes para realizar cálculos de este tipo.

Debido a las limitantes mencionadas anteriormente, el número de movimientos de suelo se redujo a ocho, el mínimo permitido por la NTC-S (2017), e igual número de intervalos de intensidad, acorde con FEMA P-58-1 (2012). Sin embargo, se sugiere emplear una mayor cantidad de movimientos de suelos e intervalos de intensidades. De esta manera la desviación lognormal en el ajuste de la curva de colapso podría reducirse; se tendría una mayor cantidad de EDP para emplear en el análisis de daño y, por lo tanto, obtener resultados más confiables de las medidas de desempeño.

En esta tesis se implementó la base de datos de fragilidades de componentes adjunta con el programa PACT (FEMA P-58-3, 2012), la cual, corresponde al contexto de los Estados Unidos, dado que, hasta la fecha no existe una de México. Se sugiere utilizar una base de datos de fragilidad de componentes que representativa del contexto geográfico del proyecto, si existe, sería ideal. Las variables costos y tiempos de reparación pueden variar de región a región; al implementar datos de fragilidades de componentes ajenos al entorno del proyecto, la utilidad de los resultados para la toma de decisiones puede verse comprometida.

Referencias

- ACI. (2014). *ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- ASCE. (2000). *FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- ASTM. (1911). *ASTM A15-11 - Standard Specification for Billet-Steel Concrete Reinforcement Bars*. Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Bazán, E., y Meli, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México: Limusa.
- Bertero, V. V. (2000). *Performance-based seismic engineering: conventional vs. innovative approaches*. In *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda.
- CANACERO. (2013). *Varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto - especificaciones y métodos*. Ciudad de México: Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero.
- Carr, A. J. (2008). *RUAUMOKO-Inelastic dynamic analysis program*. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- CENAPRED. (2017). *Mapa de edificios colapsados en la Ciudad de México (19 de Septiembre 2017)*. Consultado el 22 de noviembre, 2018, en <http://www.atlasmacionalderiesgos.gob.mx/archivo/sismos.html>
- Chaudhuri, S. R. A. Y., y Hutchinson, T. C. (2004). *Distribution of Peak Horizontal Floor Acceleration for Estimating Nonstructural Element Vulnerability*. En *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Christopoulos, C., y Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Dampig and Seismic Isolation*. IUSS Press (1st ed.). Pavia: IUSS Press.
- Computers and Structures Inc (CSI). (2017). *ETABS 2016 Integrated Building Design Software*. Berkeley, California: Computer and structures, Inc. (CSI).
- Computers and Structures Inc (CSI). (2008). *Technical Note Material Stress-Strain Curves*. Berkeley, California: Computer and structures, Inc. (CSI).
- Constantinou, M. D., y Symans, M. D. (1992). *Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Dampers*. Buffalo, New York: National Center for Earthquake Engineering Research.

- Cueto, F., García, F., Guerrero, H., y Escobar, J. (2018). Reforzamiento sísmico de un edificio ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México (pp. 1–10). Campeche, México: Congreso Nacional de Ingeniería Estructural 2018.
- Cype. (2019). Generador de Precios Cypecad. Consultado el 22 de mayo, 2019, en http://www.mexico.generadordeprecios.info/obra_nueva/Estructuras/Acero/Columnas/Acero_en_columnas_0_0_0_2_0_0_0_1_1.html
- Del Gobbo, G. M., Blakeborough, A., y Williams, M. S. (2018). *Improving total-building seismic performance using linear fluid viscous dampers*. Bulletin of Earthquake Engineering, 16(9), 4249–4272.
- Dowell R.K., Seible F., y Wilson E. (1998). *Pivot hysteresis model for reinforced concrete members*. ACI Structural Journal, 95, 607-617.
- FEMA 273/274. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehaul of buildings and commentaries*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA 283. (1996). *Performance based seismic design of buildings: an action plan for future studies*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 349. (2000). *Action plan for performance based seismic design*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA 445. (2006). *Next Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines*. Program Plan for New and Existing Buildings. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA P-1050. (2015). *NEHRP Recommended seismic provisions for new buildings and other structures*. Building Seismic Safety Council. Washington D.C.
- FEMA P-58-1. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings - Methodology* (Vol. 1). Washington, D.C.: Applied Technology Council (ATC).
- FEMA P-58-3. (2012). *Supporting Electronic Materials and Background Documentation* (Vol. 3). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- FEMA P-58-6. (2018). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Buildings* (Vol. 6). Washington, D.C.: Applied Technology Council (ATC).
- Flores-Estrella, H., Yussim, S., y Lomnitz, C. (2006). *Seismic response of the Mexico City Basin: A review of twenty years of research*. Natural Hazards, 40(2), 357–372.
- Gilani, A. S. J., Miyamoto, H. K., y Kohagura, T. (2006). *Seismic rehabilitation of a nine-story hospital building using fluid viscous dampers*. Proceedings of the Structures Congress and Exposition, 2006, 3.
- Gonzalez, D., Ash, C., Brown, W., Ahlport, J., y Abdi, M. (2013). *Seismic Retrofit of a 1960's Steel-Frame Industrial Building In Washington State Using Viscous Dampers*. En *Structures Congress 2013: Bridging Your Passion with Your Profession*, 1403–1414.

- Impollonia, N., y Palmeri, A. (2018). *Seismic performance of buildings retrofitted with nonlinear viscous dampers and adjacent reaction towers*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 47(5), 1329–1351.
- INEGI. (2015). México en Cifras. Consultado en mayo 22, 2019, en <https://www.inegi.org.mx/app/areasgeograficas/>
- Jeong, S.H., Lee, K.H., y Jang, W.S. (2019). *PRISM for earthquake engineering*. Department of Architectural Engineering, INHA University.
- Kostoglodov, V., y Pacheco, J. F. (1999). Cien años de sismicidad en México. Consultado en agosto 25, 2019, en <http://usuarios.geofisica.unam.mx/vladimir/sismos/100a%F1os.html>
- Krawinkler, H., y Miranda, E. (2004). *Performance-Based Earthquake Engineering*. Capítulo 9 de *Earthquake Engineering: Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. Bozorgnia y V.V. Bertero. CRC Press.
- Madan, A., Reinhorn, A. M., Mander, J. B., y Valles, R. E. (1997). *Modeling of masonry infill panels for structural analysis*. Journal of Structural Engineering, 123(Octubre), 1295–1302.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., y Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering (United States), 114(8), 1804–1826.
- MAVDT. (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10 (2010). Colombia.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. Computing in Science & Engineering, 13(4), 58-66.
- Metros Cúbicos, B. y R. (2019). Distrito Federal - Guía de precios en Hipódromo, Cuauhtémoc. Consultado en septiembre 28, 2019, en <http://www.metroscubicos.com/precios/distrito-federal/cuauhtemoc/hipodromo>
- Miyamoto, H. K., y Scholl, R. E. (2004). *Seismic rehabilitation of a historic non-ductile soft story concrete structure using viscous dampers*. Consultado en noviembre 20, 2019, en <https://www.taylordevices.com/wp-content/uploads/35-Seismic-Rehabilitation-.pdf>
- Moehle, J. (2014). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education. New York.
- NTC. (2017). Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID. Ciudad de México: Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-CA. (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Ciudad de México: Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-M. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Ciudad de México: Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-S. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Ciudad de México: Gobierno de la Ciudad de México.

- Ordaz, M., Aguilar, A., y Arboleda, J. (2007). *CRISIS - Program for computing seismic hazard*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería - Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ordaz, Mario, y Montoya, C. (2018). Programa DEGTRA v10.4.0. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons. New York.
- Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley y Sons. New York.
- Reinoso, E. (1995). Características sísmicas de la ciudad de México: Amplificaciones de las ondas sísmicas en el valle de México, características del movimiento del terreno y microzonificación de la ciudad. En Curso sobre seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra, (pp. 53-82). México: Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).
- Sánchez, M., y Islas, I. (2017). Recuento de los daños 7S y 19S: a un mes de la tragedia. Ciudad de México: Senado de la República.
- SEAOC, V. 2000. (1995). *Performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California.
- Steib, F. (2011). Aceleración de Piso en Edificios de Hormigón Armado Estructurados en Base a Muros Sometidos a Excitaciones Sísmicas (Tesis de Maestría). Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile, Chile.
- Susan, L., y Kleinhans, D. (2016). FHWA LTBP Summary - *National Changes in Bridge Practices for Reinforcing Bars*, (202).
- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., y McNamara, R. J. (2008). *Energy dissipation systems for seismic applications: Current practice and recent developments*. Journal of Structural Engineering, 134(1), 3-21.
- Taylor, D. P. (2002). *History, design, and applications of fluid dampers in structural engineering*. En *Passive Structural Control Symposium*, 13-14, Tokyo Institute of Technology, Japan, 17-34.
- Uriz, P., y Whittaker, A. S. (2001). *Retrofit of pre-northridge steel moment-resisting frames using fluid viscous dampers*. Structural Design of Tall Buildings, 10(5), 371-390.
- Vamvatsikos, D., y Allin Cornell, C. (2002). *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514.
- Yang, T. Y., Moehle, J., Stojadinovic, B., y Der Kiureghian, A. (2009). *Seismic performance evaluation of facilities: Methodology and implementation*. Journal of Structural Engineering, 135(10), 1146-1154.
- Youssef, N. (2001). *Viscous dampers at multiple levels for the historic preservation of los angeles city hall*. Structural Design of Tall Buildings, 10(5 SPEC. ISS.), 339-350. <https://doi.org/10.1002/tal.198>

Zúñiga Cuevas, O., y Terán Gilmore, A. (2012). Control De Aceleraciones De Entre-
piso Para Sistemas Estructurales Con Aislamiento Sísmico De Base.
Revista de Ingeniería Sísmica, 45(87), 25.