



Casa abierta al tiempo

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA
Unidad Azcapotzalco

**EFFECTO DE LOS MUROS DE RELLENO EN LA RESPUESTA DE EDIFICIOS
DE CONCRETO CON IRREGULARIDAD TORSIONAL DAÑADOS DURANTE
EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA:

ALEXIA YOLANDA TOVAR HIDALGO

ASESORES:

DR. ALONSO GÓMEZ BERNAL

DR. EMILIO SORDO ZABAY

Resumen

Cada año las nuevas construcciones de alta y mediana altura tienen aún más ambiciones en el diseño arquitectónico ya que en estos tiempos lo que se busca es un diseño innovador, lo que implica un reto cada vez más grande en la cuestión de regularidad estructural, este problema no es exclusivo de edificaciones nuevas sino también de inmuebles antiguos debido a que en México, se consideró el efecto de la regularidad estructural después del sismo del 19 de septiembre de 1985, en las Normas Técnicas Complementarias de 1987, donde se establecieron diversos puntos que buscan reducir un mal comportamiento estructural, por ejemplo la formación de un piso débil o asimetría de rigidez aumentando los efectos de torsión. De acuerdo con los diferentes estudios estadísticos de daño realizados por Meli R. y Miranda E. (1986) post-sismo, clasificaron a las estructuras por grado de daño, por número de niveles, por tipo de estructuración, entre otras categorías, describiendo los tipos de fallas que presentaron los diferentes sistemas estructurales, además de abarcar una categoría nueva para ese entonces como la irregularidad estructural, algo que llamo la atención es que los edificios localizados en esquina sufrieron torsión por la irregularidad por rigidez que es proporcionada por los muros de relleno y que representaron para el sismo de 1985 el 42 % de los edificios dañados reportados por la Fundación ICA, A.C (1988).

Esta tesis busca proporcionar un diseño que aminore los efectos de torsión en edificios de esquina, que como ya se comentó representa un gran número de estructuras dañadas cada que existe un evento sísmológico, cabe mencionar que la Ciudad de México es una zona de alta sismicidad por lo que es relevante solucionar este tipo de irregularidad estructural. Para ello se realizaron levantamientos de datos de diferentes edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre del 2017 que se ubican en esquina. Estos edificios se concentran en las colonias Roma, e Hipódromo que se ubican en la zona III o zona de lago.

Con los datos de los edificios visitados se realizaron los modelos numéricos representativos para realizar el análisis lineal por medio de los métodos estáticos para cada uno de estos edificios en ETABS, por otro lado se decidió estudiar con mayor profundidad el edificio localizado en Av. Morelia 107 en la colonia Roma, donde además del análisis estático se realizaron los análisis dinámico modal y tiempo-historia, donde se revisó el comportamiento de la estructura ante fuerzas

espectrales y ante las aceleraciones registradas por la estación CO56 de la red acelerográfica de la Ciudad de México que se encuentra cerca de la edificación seleccionada, también se realizó el análisis no lineal en este edificio en el software Ruaumoko3D, para representar el comportamiento no lineal de los muros de mampostería por medio del módulo de los puntales equivalentes de Crisafulli (1997), que los modela por medio de cuatro puntales diagonales, su resistencia a compresión depende del ángulo de inclinación, de la resistencia a cortante y del coeficiente de fricción, estos valores se obtuvieron por medio de las ecuaciones propuestas en Crisafulli (1997), por otro lado, el modelo de histérico de esta teoría incluye la degradación de la rigidez, en cuestión de los elementos referentes a columnas y vigas se utilizó el modelo histérico de Takeda Modificado (Otani 1974). De este análisis se hace notar la influencia de los muros en los modelos TM y ME en las curvas de capacidad en función de la rigidez extra que aportan al sistema global alcanzando mayor magnitud de cortante basal, por otro lado se implementó un análisis dinámico no lineal donde se verificó el tipo de falla que se presentó en los muros de los tres primeros entresijos por medio del comportamiento histérico que de Crisafulli, además de que se revisó desplazamientos, distorsiones y resistencia de las columnas de cada modelo realizado.

Agradecimientos

Me gustaría que estas líneas sirvieran para expresar mi más sincero agradecimiento a todas aquellas personas que han colaborado en la realización de la presente tesis, en especial a mis asesores Dr. Alonso Gómez Bernal y Dr. Emilio Sordo Zabay y al Coordinador de la Maestría en Ingeniería Estructural Dr. Gelacio Juárez Luna, quienes me orientaron y supervisaron en el desarrollo de esta tesis, pero sobre todo por la motivación y apoyo recibido a lo largo de esta etapa de mi vida.

Quisiera agradecer de manera extensa a los profesores que integran al Posgrado de Ingeniería Estructural, por todos los conocimientos impartidos día con día y sobre todo por haber confiado y permitirme ser parte de este gran proyecto que es el Posgrado, y por supuesto a CONACYT por brindarme el apoyo económico durante estos dos años.

También quiero dar las gracias a mis compañeros del posgrado, donde siempre hubo apoyo, unión y una amistad que me llevo en mi corazón, sin ellos nada hubiera sido igual. A mi amigo Plácido que siempre estuvo cuando más lo necesitaba, compartiendo frustraciones y felicidades.

A mi novio Hiram, con quien compartí toda esta experiencia, que me ha brindado tanto amor, comprensión y apoyo incondicional en los días buenos y sobre todo en los malos. Y a mi madre por siempre confiar en mi y darme ese sustento emocional en cada paso que he dado.

A todos ellos, muchas gracias.

Índice general

Resumen	2
Agradecimientos	4
1. Introducción	13
1.1. Objetivos y alcance del estudio	16
1.1.1. Motivación	16
1.1.2. Objetivos	16
1.1.3. Alcance	17
1.1.4. Limitaciones	17
1.2. Metodología de la tesis	18
2. Estado del arte	20
2.1. Introducción	20
2.2. Estadísticas de daño después del sismo de 1985	20
2.3. Irregularidad Estructural	22
2.4. Problemas de Torsión en edificios de esquina	23
2.5. Muros de relleno y su efecto en la respuesta estructural	27
3. Revisión de daños después del sismo del 2017	34
3.1. Introducción	34
3.2. Estadísticas de daño zona Roma-Hipódromo	36
3.3. Edificios seleccionados	38
3.4. Edificios en esquina	39
4. Edificio seleccionado MOR107	41
4.1. Ubicación geográfica	41
4.2. Descripción del edificio	42

4.3.	Grado de daño	44
4.4.	Condiciones de regularidad	48
4.5.	Consideraciones para el modelado	51
4.5.1.	Propiedades de los materiales utilizados en el edificio.	52
4.5.2.	Cargas consideradas	53
4.5.2.1.	Cargas vivas	53
4.5.2.2.	Cargas muertas	53
4.5.3.	Método de análisis	54
4.5.3.1.	Método estático para el reglamento de construcción de 1976	54
4.5.3.2.	Método estático para el reglamento de construcción de 1987	55
4.5.3.3.	Métodos dinámicos para los reglamentos de construcción de los años 1976 y 1987	56
4.6.	Acelerogramas	57
4.6.1.	Comparación de los espectros	58
4.6.2.	Medición del periodo	59
5.	Modelos numéricos lineales	61
5.1.	Resultados	63
5.1.1.	Modos de Vibrar	63
5.1.2.	Desplazamientos	64
5.1.3.	Distorsiones	65
5.1.4.	Revisión de columnas a cortante	67
5.1.5.	Revisión de columnas por flexocompresión	69
5.1.6.	Excentricidad	70
6.	Modelo numérico para análisis no lineal	72
6.1.	Modelos Histeréticos	72
6.1.1.	Takeda Modificado Otani (1974)	73
6.1.2.	Histéresis de puntal de mampostería Crisafulli (1997)	73
6.2.	Representación de los muros por medio de puntales equivalentes	75
6.2.1.	Ancho equivalente	76
6.2.2.	No-linealidad de elementos estructurales	77
6.3.	Calibración	78
6.4.	Análisis estáticos no lineales	81
6.4.1.	Curvas de capacidad	82
6.5.	Análisis dinámicos no lineales	83

6.5.1. Resultados	84
6.5.1.1. Desplazamientos y Distorsiones	84
6.5.1.2. Flexocompresión	86
6.5.1.3. Cortante en columnas	87
6.5.1.4. Comportamiento de los muros	88
6.6. Efecto del tamaño de columnas	90
6.6.1. Descripción de modelos	90
6.6.2. Curvas de capacidad	92
7. Conclusiones	95
A. Galería de edificios dañados	99
A.1. Colonia Roma	99
A.2. Colonia Hipódromo	101
B. Refuerzo del Edificio Morelia 107	104
C. Modelos para análisis estático no lineal en RUAUMOKO3D	107
C.1. Archivo de entrada para Ruaumoko	107
Referencias	121

Índice de tablas

2.1. Estadísticas de edificios dañados en la zona V (Meli y Miranda,1986)	21
2.2. Estadísticas de edificios dañados en el sector 4 (Grupo ICA,1988)	21
2.3. Características que influyeron en la falla de las edificaciones (Wakabayashi y Romero,1988)	22
3.1. Edificios dañados de las colonias Roma-Condesa.	38
3.2. Características de los edificios de esquina analizados. Gómez-Bernal et. al. (2018)	40
4.1. Secciones transversales de columnas y vigas.	43
4.2. Porcentaje de las dimensiones en planta de las entrantes.	49
4.3. Peso de cada entrepiso, considerando carga viva accidental.	49
4.4. Área de cada entrepiso.	50
4.5. Porcentaje de excentricidades de cada entrepiso.	51
4.6. Rigidez al corte de cada entrepiso.	51
4.7. Materiales empleados en el modelo.	52
4.8. Cargas vivas del reglamento de 1976.	53
4.9. Cargas vivas del reglamento de 1987.	53
4.10. Cargas muertas de entrepiso.	54
4.11. Cargas muertas de azotea.	54
4.12. Valores de las ordenadas espectrales y periodos fundamentales del suelo del reglamento de 1976.	54
4.13. Valores de las ordenadas espectrales y periodos fundamentales del suelo del reglamento de 1987.	55
5.1. Modos de vibrar de los cuatro modelos analizados	64
5.2. Demandas a cortante de columnas de la planta baja	67
5.3. Cortante resistente de columnas de la planta baja	68
5.4. Cortante resistente sin afectación de factores de reducción	68

5.5. Porcentaje de excentricidad para cada tipo de modelo.	70
6.1. Propiedades del concreto utilizado	79
6.2. Propiedades de la mampostería utilizada	79
6.3. Fuerzas laterales para cada modelo analizado.	82
6.4. Demandas de carga axial y cortante en columnas	87
6.5. Revisión por cortante en dirección Z	88
6.6. Revisión por cortante en dirección Y	88
6.7. Propiedades de los materiales	91
6.8. Cargas vivas	92
6.9. Cargas muertas para entrepiso y azotea	92
6.10. Cortante basal para cada modelo con y sin muros	94
C.1. Parámetros de control	107
C.2. Nodos	110
C.3. Elementos	111
C.4. Propiedades de columnas	112
C.5. Propiedades de vigas	115
C.6. Propiedades de losas	116
C.7. Propiedades de muros	117
C.8. Pesos	119
C.9. Cargas laterales para el análisis pushover	119
C.10. Lectura de la excitación	119

Índice de figuras

1.1. Metodología para la revisión del comportamiento de los edificios de esquina ante carga sísmica.	19
2.1. Modelo estructural, Peng y Wong, 2008	25
2.2. Sistemas con a) Restricción a la torsión, b) Sin restricción a la torsión. Crisafulli et. al. 2004	25
2.3. Edificios analizados. Crisafulli <i>et. al.</i> , 2004	26
2.4. Representación de sistemas restringidos ante torsión, Miranda B. <i>et. al.</i> (2012)	27
2.5. Tipos de fallas que se presentan en la mampostería, Shing y Mehrabi,2002	28
2.6. Tipología de puntales implementados Fotakopoulos <i>et. al.</i> , 2013	28
2.7. Modelo de puntales equivalente diagonales Torrasi y Crisafulli, 2012	29
2.8. Geometría del puntal equivalente, NTCS-2017	31
2.9. Parámetros del puntal equivalente,Crisafulli,1997	32
3.1. Zonificación geotécnica (NTCC-2004).	35
3.2. Definición de los grados de daño según EME98. Gómez-Bernal <i>et. al.</i> (2018)	36
3.3. (a)Distribución de todos los edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 por grado de daño. b)Distribución los edificios dañados con Grado 3, 4 y 5 por el sismo del 19 de septiembre de 2017 contra número de niveles. Gómez-Bernal <i>et. al.</i> (2018).	37
3.4. (a)Porcentaje de los Edificios en esquina con algún tipo de daño. (b)Edificios con Grado 3, 4 y 5 y con irregularidad en planta, dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Gómez-Bernal <i>et. al.</i> (2018).	37
4.1. Multifamiliar localizado en Morelia 107.	42
4.2. Planos de la planta baja y pisos superiores	43
4.3. Armado de los tres tipos de columnas.	44
4.4. Armado de las nervaduras principales y vigas conexión.	44

4.5. Daños presentados en los muros de los departamentos.	45
4.6. Elevación de cubo de escaleras y fachada	46
4.7. Columnas detectadas con daño	47
4.8. Excentricidad estática. López, 2008.	50
4.9. Ejemplo de muros no estructurales y muros estructurales.	52
4.10. Espectros de diseño de los reglamentos de 1976 y 1987.	57
4.11. Aceleraciones registradas en dos diferentes direcciones.	58
4.12. Comparación de espectros de respuesta respecto a los espectros de diseño de cada reglamento.	59
4.13. Cociente de espectros en los puntos 141 y 331	60
5.1. Modelo numérico incluyendo muros diafragma y muros divisorios (ETABS).	61
5.2. Modelo numérico solo con muros estructurales (ETABS).	62
5.3. Modelo sin considerar ningún tipo de muro (ETABS).	62
5.4. Modelo considerando el daño presentado después del sismo del 2017 (ETABS)	63
5.5. Comparativa de desplazamientos para cada tipo de modelo(Método dinámico)	64
5.6. Comparativa de desplazamientos para cada tipo de modelo (Método estático)	65
5.7. Comparativa de distorsiones para cada modelo (Método dinámico)	66
5.8. Comparativa de distorsiones para cada modelo (Método estático)	66
5.9. Diagramas de interacción de las columnas de los primeros pisos para cada tipo de modelo	69
6.1. Modelos para análisis no lineal. Programa Computacional RUAUMOKO3D	73
6.2. Modelo histerético de Takeda Modificado Otani retomada del Manual de Ruaumoko Vol.5, 2016	74
6.3. Modelo Histerético para representar el comportamiento no lineal de los muros de mampostería (Crissafulli 1997).	75
6.4. Mecanismo representativo del comportamiento de los muros por medio de puntales Crisafulli (1997).	76
6.5. Configuración de articulaciones plásticas para elementos tipo Viga-Columna	77
6.6. Espécimen ensayado. Aguilar y Alcocer, 2001	79
6.7. Historia de carga del modelo M2 retomada de Aguilar y Alcocer, 2001	80
6.8. Curva de comportamiento histerético del marco analizado	81
6.9. Curvas de capacidad para cada modelo. Izquierda dirección corta, derecha dirección larga	83
6.10. Acelerogramas registrados en las estaciones CO56 y CJ03	84

6.11. Desplazamientos de los tres modelos para ambas direcciones del edificio	85
6.12. Distorsiones de los tres modelos para ambas direcciones del edificio	85
6.13. Desplazamientos de esquina por cada modelo	86
6.14. Revisión a flexocompresión de columnas para cada modelo	87
6.15. Comportamiento Carga Axial-Desplazamiento de los muros del modelo TM y ME .	89
6.16. Modelo tipo estudiado. Programa Computacional Ruaumoko 3D	90
6.17. Dimensiones de columnas de los cinco modelos	91
6.18. Dimensiones de vigas de los cinco modelos	91
6.19. Curvas de capacidad para ambas direcciones de cada modelo	93
6.20. Curvas de capacidad en función de distorsiones de cada modelo	93
A.1. Daños presentados en el edificio localizado en Chapultepec 444	99
A.2. Daños presentados en el edificio localizado en Cozumel 85	100
A.3. Daños presentados en el edificio localizado en Linares 43	100
A.4. Daños presentados en el edificio localizado en Morelia 107	100
A.5. Daños presentados en el edificio localizado en Sinaloa 93	101
A.6. Daños presentados en el edificio localizado en Viaducto 67	101
A.7. Daños presentados en el edificio localizado en Ámsterdam 107	101
A.8. Daños presentados en el edificio localizado en Av. México 55	102
A.9. Daños presentados en el edificio localizado en Av. México 105	102
A.10. Daños presentados en el edificio localizado en Ozuluama 20	102
A.11. Daños presentados en el edificio localizado en Tlaxcala 67	103
B.1. Distribución de contravientos en planta.	105
B.2. (a) Contravientos en los ejes A y D. (b) Contravientos en los ejes 1 y 3. (c) Contra-	
vientos en la planta baja en los ejes A y D	106
B.3. (a) Encamisado de columnas. (b) Espacios para muros divisorios. (c) Unión de columna-	
losa	106
B.4. (a) Muros divisorios. (b) Vigas de conexión en la azotea. (c) Balcones de rejilla	106

1. Introducción

La historia sísmica de México ha implicado pérdidas de vidas y materiales, principalmente en la ciudad de México, un ejemplo de esto el terremoto ocurrido en el año de 1985 con epicentro frente las costas de Guerrero y Michoacán, con una magnitud de 8.1 en escala de Richter, este fue uno de los terremotos más destructivos de la historia para México, dejando a su paso grandes daños en las estructuras llegando hasta el colapso. Algunos ejemplos de esta catástrofe fueron: la torre del conjunto Pino Suárez, Multifamiliar Juárez, Hotel Regis, El Centro Médico, entre otras grandes edificaciones reportados en Meli y Miranda (1986). De igual manera y con la misma importancia muchas casas quedaron derrumbadas dejando sin patrimonio a muchas personas.

Después de este sismo se observó una tendencia en la posición de los muros de relleno en los edificios localizados en esquina visitados, es decir, hay presencia de muros en las partes colindantes con otras estructuras; al no tener una asimetría de rigidez en planta estos inmuebles presentan problemas de torsión, es decir, son irregulares en planta, ocasionando que los elementos estructurales se vean más demandados ante una carga sísmica. Esta problemática ya se ha estudiado anteriormente, por ejemplo, De Stefano y Pintucchi (2008) hacen una revisión extensiva de diversos trabajos relacionados con los efectos de torsión, por ejemplo Peruš and Fajfar (2002, 2005), quienes realizaron la comparativa de la repuesta elástica con el efecto de la incursión al comportamiento no lineal del sistema en la respuesta torsional de un modelo de una sola planta, otro trabajo reportado es el de Stathopoulos y Anagnostopoulos (2005), donde se muestra la respuesta inelástica de modelos de tres y cinco niveles de marcos de concreto reforzado ante movimientos bidireccionales, obteniendo desigualdad de demandas en los lados rígidos y flexibles de los marcos. A pesar de que existen más investigaciones a las antes mencionadas aún se tienen limitaciones en la aplicación en campo, ya que en el sismo del 19 de septiembre del 2017 este tipo de tendencia se volvió a presentar.

En este trabajo lo que se busca es estudiar la respuesta sísmica de edificios con irregularidad en rigidez en planta, en específico inmuebles que cuenten con muros de relleno en sus periferias colindantes con otras estructuras, provocando que los efectos de torsión sean mayores en estos edificios que cuentan con esta condición de asimetría en rigidez. Con base en las características

estructurales (dimensiones de secciones transversales de columnas y vigas, espesor de losa y muros, tipo de sistema estructural, entre otros) obtenidas de los levantamientos realizados a los edificios dañados por el sismo de Chiautla de Tapia en Puebla el día del 19 de septiembre del 2017; se realizaron los análisis lineales y no lineales, donde se obtuvieron comparaciones entre los diferentes modelos realizados del edificio seleccionado, estos análisis se implementaron para verificar que tipo de modelado representa con mayor exactitud la respuesta sísmica en comparación con lo observado en campo, además contrastar los porcentajes de excentricidad para saber cuál modelo es menos propenso en presentar efectos de torsión.

En el diseño antisísmico se ha reconocido que es problemático ignorar los efectos de los muros de relleno en el comportamiento sísmico de los edificios. En muchos estudios (ver por ejemplo Semnani y otros, 2014) se recomienda que los muros de relleno de mampostería no deben utilizarse a menos que estén diseñados específicamente por los ingenieros para: 1) trabajar en conjunto con el marco para resistir las cargas laterales, o 2) permanecer aislados del marco. Sin embargo, muchos ingenieros no hacen caso a este consejo y se consideran solo como carga distribuida, que es una opción de para tener en cuenta estos elementos, ya que se tiene el pensamiento que no aporta la rigidez suficiente para formar parte del modelado de la estructura, o en su lugar, modelan marcos de concreto reforzado con paneles de relleno no aislados como marcos reticulares, ignorando así el relleno. Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería definen como muros diafragma aquellos que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales, y se establece que los muros diafragma deberán construirse de modo de garantizar su contacto con las columnas y vigas del marco, a todo lo largo de la junta.

En este trabajo se considera que los muros de mampostería dentro de un edificio de estructura de concreto son muros de relleno si se encuentran dentro del marco o si interactúan estructuralmente con el marco a pesar de estar situados fuera de las líneas del marco. Los muros que no están dentro del marco y que no interactúan con él se consideran particiones. En resumen, cualquier edificio con estructura de concreto reforzado con muros de relleno se considera como un “edificio de relleno”. Por el contrario, los edificios con muros de relleno que han sido diseñados intencionalmente como un componente integral del sistema de resistencia al terremoto se conocen como “edificios con muros diafragmas”, es decir, los muros de relleno no están diseñados para resistir cargas laterales sino que su ocupación es simplemente es darle funcionalidad al diseño arquitectónico, para este trabajo se denominan a los muros implementados como muros de relleno con el fin de acentuar que estos elementos no fueron diseñados para resistir las cargas laterales puesto que lo observado en campo muestra que estos elementos no contaban con algún tipo de refuerzo, pero dejando en claro que eso no implica que no se aumente la capacidad del sistema en cierto porcentaje.

Los muros de relleno aumentan la capacidad de un edificio para resistir las fuerzas laterales. Muchos edificios existentes que han sido diseñados de acuerdo con códigos más antiguos que no incluían requisitos específicos para el diseño dúctil, se comportan satisfactoriamente durante sismos intensos para los que se supone fallarían de acuerdo con los conceptos modernos (Moretti *et al*, 2013). Esto se debe a un margen de seguridad disponible para la resistencia lateral debido a la presencia de rellenos que no se tuvieron en cuenta en los cálculos iniciales.

En general, se podría considerar conservador el omitir la presencia de muros de relleno en el diseño de un edificio, puesto que los elementos resistentes como columnas y vigas aumentan de sección y armado, esto para el caso de un sistema de concreto reforzado. Aunado a esto, los diseños arquitectónicos suelen presentar una distribución irregular de muros de relleno de mampostería por lo que puede dar lugar a un aumento de la demanda de un edificio por una fuerte respuesta torsional, en términos de resistencia o desplazamientos, comparando esto con el caso donde el diseño de la estructura aislada sin rellenos.

En este trabajo se analizó la contribución de los muros de relleno de mampostería en la respuesta sísmica de un edificio con marcos de concreto reforzado con irregularidad de rigidez en planta, considerando diferentes configuraciones de distribución de muros de relleno que posteriormente se explica con más detalle para observar el comportamiento sísmico, en términos de resistencia y rigidez.

La edificación seleccionada se ubica en la Av. Morelia 107 en la Ciudad de México, el tipo de suelo donde esta desplantada es clasificado como zona III o zona de lago en la zonificación geotécnica de las Normas Técnicas Complementarias para el Análisis y Diseño para Cimentaciones de NTC-C, para realizar el análisis lineal se contemplaron diferentes los métodos estáticos y dinámicos de los reglamentos de los años de 1976 y 1987, ya que se buscó representar las condiciones de diseño de esos años, aunado a esto se realizó un análisis de tiempo-historia con un registro acelerográfico de una estación cercana al edificio, por otro lado, se efectuaron análisis no lineales estáticos y dinámicos y observar el efecto que tienen los muros en la respuesta sísmica de esta estructura, como ya se mencionó se optó por realizar tres modelos con diferentes densidades de muros y un modelo considerando la pérdida de rigidez en los muros dañados.

Para el análisis no lineal que se llevó a cabo en el software Ruaumoko3D desarrollado por Carr (2015) en la Universidad de Canterbury, se usó el modelo de puntales diagonales equivalentes creado por Crisafulli (1997) que representa el comportamiento no lineal de los muros de mampostería por cuatro puntales de compresión y un resorte interno para tomar en cuenta la respuesta no lineal de cortante. Para ambos tipos de análisis (lineales y no lineales) se revisan y se comparan parámetros como desplazamientos, distorsiones, revisiones de columnas, excentricidades, etc.

1.1. Objetivos y alcance del estudio

1.1.1. Motivación

La motivación para llevar a cabo esta tesis es proponer recomendaciones para aminorar los efectos de torsión en los edificios en esquina, ya que en este tipo de estructuras al tener una asimetría en rigidez por los muros de relleno de las fachadas, se obtienen valores de excentricidad mayores al 10 % permitido por las Normas Técnicas Complementarias, teniendo como consecuencia demandas mayores que pueden provocar daños importantes en las edificaciones.

1.1.2. Objetivos

Con este trabajo se busca cumplir los siguientes objetivos de investigación:

Objetivo General

Estudiar la respuesta de un edificio en esquina localizado en Av. Morelia 107 en la Ciudad de México con irregularidad torsional, con base en las características estructurales obtenidas de levantamientos después del sismo de Chiautla de Tapia en Puebla el día 19 de septiembre del 2017; usando análisis lineales y no lineales.

Objetivos Particulares

- Recopilar información de edificios dañados por el sismo de Chiautla de Tapia en Puebla el día 19 de septiembre del 2017 en la Ciudad de México.
- Realizar levantamiento de datos generales en campo (dimensiones de elementos estructurales visibles, tipo de piso, altura de entrepiso, distribución de elementos estructurales entre otros).
- Identificar tendencias de daño en cuanto a la configuración estructural y el tipo de irregularidad que tienen.
- Comparar la respuesta ante carga sísmica considerando diferentes configuraciones de distribución de muros diafragma y muros divisorios.
- Definir el modelo matemático representativo de los muros de relleno (Puntal Diagonal Equivalente), columnas y vigas (Takeda Modificado) para el análisis estático no lineal, y estudiar su comportamiento ante excitación biaxial.

- Comparar las demandas entre los modelos que incluyen los muros y los que no; en relación con las curvas de capacidad y el comportamiento de los muros.
- Determinar cuál es la configuración de densidad de muros más realista para representar los efectos de torsión en los edificios de esquina y con ello considerarlos de manera adecuada.

1.1.3. Alcance

En el presente estudio se desarrollan los análisis lineal y no lineal de un edificio de esquina localizado en la Colonia Roma Norte de la Ciudad de México con un modelado en base rígida, que sufrió daños después del sismo Chiautla de Tapia en Puebla de 2017 principalmente en los muros de las fachadas y divisorios. Estos modelos se desarrollaron en los softwares ETABS y RUAUMOKO3D, con diferentes densidades de muros, es decir considerando todos los muros de la estructura (de relleno y de partición), solo los muros de relleno y por último sin ningún muro, aunque para los análisis lineales se anexó un modelo adicional donde se redujeron las propiedades de los materiales para hacer semejanza con un modelo donde se considera la reducción de la rigidez de los elementos. Los resultados de estos ejemplares se enfocan en realizar recomendaciones para una propuesta de configuración de densidad de muros en el modelaje para representar la respuesta más cercana a la real de una edificación de esquina y con ello disminuir los efectos de torsión que comúnmente tienen este tipo de edificaciones.

1.1.4. Limitaciones

En este trabajo los análisis con más detalle se concentraron en un edificio denominado MOR107, donde se obtuvo más información por medio de un dictamen estructural donde se incluía pruebas de resistencia al concreto y distribución de acero en columnas, entre otras. Se buscaba realizar análisis completos de más edificios de los que se visitaron para tener un mayor número de comparativas y poder obtener resultados donde se pueda generalizar de este tipo de estructuras. Los edificios visitados estaban desplantados en las colonias Roma e Hipódromo que se encuentran en una zona geotécnica clasificada como zona III por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del 2017, es decir suelo blando, por lo que al adicionar la interacción suelo-estructura en el modelado pueden cambiar las respuestas globales del sistema, ya sea positiva o negativamente. Entonces, como ya se mencionó anteriormente, en los modelos realizados tanto lineales como no lineales se utilizó base rígida.

1.2. Metodología de la tesis

Para alcanzar los objetivos planteados anteriormente para esta tesis, se consideró en la metodología la revisión de la literatura técnica en cuestión de cómo las irregularidades estructurales presentes en casi todas las edificaciones contribuyen a que las demandas de esfuerzos de los elementos estructurales ante cargas sísmicas, sean mayores a la capacidad con la que fueron diseñados los elementos. Este trabajo se centra en específico en el problema de torsión de los edificios de esquina por la asimetría en planta de la rigidez que es proporcionada por los muros de relleno y el impacto que tienen éstos en la respuesta de las edificaciones ante carga sísmica. De igual manera se revisó lo especificado en los Reglamentos de Construcciones de los años de 1976 y 1987 ya que la mayoría de los edificios dañados por el sismo de 2017 fueron construidos con estos reglamentos.

La metodología utilizada se dividió en diferentes fases las cuales se muestran en la Figura 1.1.

En la fase I se engloba la recopilación de datos generales de los edificios seleccionados de la base de datos obtenida de los estudios realizados por Gómez Bernal *et. al.* (2018) enfocados en la Colonia Roma, estos datos se obtuvieron de levantamientos en campo realizados después del sismo del año 2017, esto se llevó a cabo debido a que no se tenían en la gran mayoría de los edificios los planos arquitectónicos y estructurales, es por esto que generaron planos generales de cada uno de los edificios, con esta información se hizo una clasificación por tipo de irregularidad y por tipo de daño presentado, además se reportan características generales de los edificios visitados como las dimensiones de los elementos estructurales, número de pisos, sistema estructural entre otros. Al no contar con toda la información necesaria de todas las edificaciones se tomó la decisión de seleccionar un edificio ubicado en la Av. Morelia 107, Colonia Roma, donde se obtuvo el dictamen estructural, desglosando la información necesaria para que el modelado de la estructura representara lo más aproximado la respuesta real. Las visitas a este edificio ayudaron a recopilar información de los daños que tuvo después del sismo de 2017 que se reportan en capítulos posteriores.

La fase II comprende la modelación y el análisis lineal de los edificios tomando en cuenta carga sísmica (acelerogramas registrados del sismo del 2017 de las estaciones más cercanas a la zona) y los métodos dinámicos y estáticos respectivos a los reglamentos de 1976 y 1985, estos modelos se realizaron en el software comercial ETABS, obteniendo resultados de desplazamiento, distorsiones, porcentaje de excentricidad, revisión de límites de falla de los elementos estructurales (columnas, losas y muros) y las condiciones para evitar el golpeteo del edificio seleccionado, para ver el efecto que tienen los muros, en la respuesta torsional, se generaron diferentes modelos con distintas densidades de muros, y para uno de ellos se obtuvieron los parámetros anteriores.

La fase III abarca la calibración de un modelo experimental de un marco de concreto reforzado con muro de mampostería, representando el comportamiento histerético del sistema. El compor-

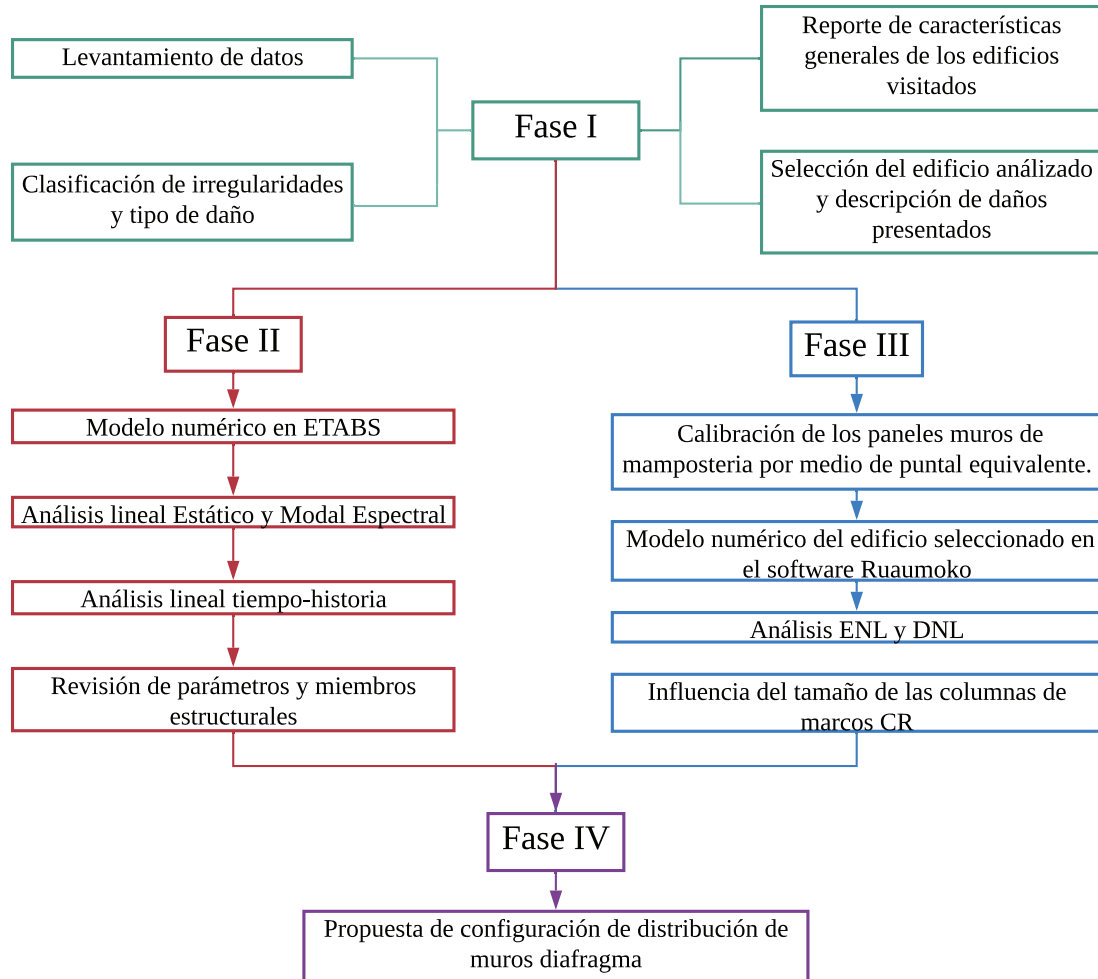


Fig. 1.1: Metodología para la revisión del comportamiento de los edificios de esquina ante carga sísmica.

tamiento no lineal de los muros de mampostería es incorporado por medio de la teoría del puntal equivalente de Crisafulli (1997) que permite observar el grado de daño que presentaban los muros por medio de articulaciones plásticas. Los diferentes modelos del edificio seleccionado se crearon en el software Ruaumoko porque cuenta con un apartado para la representación de los muros de mampostería utilizando la teoría antes mencionada. Además, se realizan los análisis estático no lineal (ENL) y dinámico no lineal (DNL), donde se obtuvieron las curvas de capacidad y de igual manera la revisión de los diferentes parámetros mencionados en la fase II.

La fase IV se propone una configuración de distribución de muros diafragma para tener simetría de rigidez, y evitar valores grandes de porcentaje de excentricidad para aminorar los efectos de torsión que es por lo que muchos de los edificios localizados en esquina presentan un grado de daño alto.

2. Estado del arte

2.1. Introducción

En esta sección se presentan estadísticas y estudios donde se muestran datos recabados del sismo del 19 de septiembre de 1985 sobre el grado de daño que tuvieron las estructuras en diferentes zonas de la Ciudad de México, así como modificaciones en las Normas Técnicas Complementarias, por ejemplo, el tomar en cuenta la regularidad estructural en la reducción del espectro de diseño, por medio de especificaciones que posteriormente se explicarán. Además, se explican algunos trabajos que se basan en problemas de torsión de los edificios localizados en esquina con diferentes configuraciones de paredes principales, y por último el efecto que tienen los muros de relleno en la respuesta sísmica de las estructuras.

2.2. Estadísticas de daño después del sismo de 1985

El sismo del 19 de septiembre de 1985 fue uno de los más destructivos de la historia de la Ciudad de México por su alta intensidad y magnitud, y porque en algunas zonas se generó resonancia afectando en gran medida a las estructuras.

Para este sismo los daños se concentraron en edificios de mediana altura que van de los 6 a 15 niveles ubicados en zona de lago. Para establecer grados de daño estructurales se realizaron diversos estudios sobre la revisión de los edificios afectados por el sismo del 19 de septiembre del año 1985, dos de estos fueron el de Meli y Miranda (1986) donde clasificaron zonas de daño de edificios altos y de mediana altura.

La zona V de esta clasificación es donde se encuentra la colonia Roma y las estadísticas que presentaron se encuentran en la Tabla 2.1, en la que se observa que el número total de edificios con grado de daño alto fue de 62, además los edificios que llegaron al colapso son los que tenían configuración estructural con base en marcos y losa plana.

El estudio estadístico de daño dirigido por diversas empresas del Grupo ICA (1988), dividió a la zona de afectación en 10 sectores limitados por colonias de la Ciudad de México encontrando que

las edificaciones más dañadas se concentraron en las que tenían de 6 a 12 niveles, teniendo un número total de edificaciones dañadas de 53,358.

En el sector cuatro donde se localizaron las colonias Roma (norte y sur), Condesa e Hipódromo entre otras, se observó que el número total de edificios es de 9893 y el total de edificios dañados es de 146, siendo este el 1.5 % del total. En cuestión de grado de daño se obtuvieron 57 edificios con grado severo, 41 con colapso parcial y 48 con colapso total, estos datos se indican en la Tabla 2.2.

Un dato representativo de los edificios dañados, en donde se vio el impacto de los muros de relleno en la respuesta estructural fue el 42 % de las edificaciones sondeadas que sufrieron daño se localizaban en esquina, además de que el 15 % tenía una asimetría de rigidez ya sea ésta en planta o en elevación, esta última condición se presenta con pisos flexibles, ya que en los inmuebles destinados a departamentos se acostumbra a utilizar la planta baja como estacionamiento dejando expuestas a las columnas de este nivel. Estos datos se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.1: Estadísticas de edificios dañados en la zona V (Meli y Miranda,1986)

Daño	Número de niveles			Estructuración				Año de construcción		
	5	6-10	11-15	C. R	L. P	Mamp.	Otro	<57	57-76	>76
Colapso	27	17	2	25	16	4	1	5	37	4
Grave	0	14	2	4	11	0	1	2	7	7
Total	27	31	4	29	27	4	2	7	44	11

Nomenclatura

C. R: Concreto Reforzado.

L. P: Losa Plana.

Mamp: Mampostería.

Tabla 2.2: Estadísticas de edificios dañados en el sector 4 (Grupo ICA,1988)

Niveles	Sector 4		
	Total dañados	Total de inmuebles	%
1-2	35	5928	0.6
3-5	44	3075	1.4
6-8	47	571	8.2
9-12	18	242	7.4
>12	2	77	2.6
Total	146	9893	1.5

Tabla 2.3: Características que influyeron en la falla de las edificaciones (Wakabayashi y Romero,1988)

Característica	%
Asimetría notable de rigidez	15 %
Edificio en esquina	42 %
Primer piso flexible	8 %
Columnas cortas	3 %
Sobrecarga excesiva	9 %
Hundimientos diferenciales previos	2 %
Problemas de cimentación	13 %
Choque con edificios cercanos	15 %
Daños previos por sismo	5 %
Punzonamiento de losas reticulares	4 %
Falla en pisos superiores	38 %
Falla en pisos intermedios	40 %

2.3. Irregularidad Estructural

Los edificios seleccionados están ubicados en la Colonia Roma, la mayoría de estas edificaciones fueron construidas en los años 70's y 80's por lo que fueron diseñadas tomando en cuenta lo establecido tanto por el reglamento de 1976 como por el de 1987. El tema de la regularidad estructural fue abarcado hasta las Normas Técnicas Complementarias de 1987, instaurando diversos criterios de regularidad que deben cumplir para evitar o aminorar diversos problemas como el piso suave, momentos de volteo altos y torsión, entre otros. Posteriormente se siguieron implementando en las normas del 2004 y las del 2017, con ciertas modificaciones. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 1985 consideran tres tipos de condiciones de regularidad (regular, irregular y muy irregular), siendo una estructura regular aquella que satisface los siguientes requisitos:

1. Ortogonalidad de los diferentes elementos sismorresistentes respecto a los ejes principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no exceda en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 70 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70 % de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas.
10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

En el diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones anteriores se multiplica por 0.8 el valor de Q' . Se tomaron en cuenta estas condiciones y no las más recientes porque se buscó que la recreación en los modelos fuera muy parecida al diseño original de las edificaciones.

Ahora los reglamentos tienen otros factores como el de sobrerresistencia, por redundancia y el de amplificación por comportamiento degradante), que se consideran en la reducción de las fuerzas espectrales, pero no se consideran en esta tesis por la razón ya comentada anteriormente.

2.4. Problemas de Torsión en edificios de esquina

El enfoque principal de esta tesis se basa en proponer metodologías para reducir el problema de torsión que presentan los edificios localizados en esquina, que tienen un valor de excentricidad superior al 10 % permitido por las Normas Técnicas Complementarias, generado por la alta asimetría de rigidez que es provocada por los muros de relleno.

Una de las opciones para tomar en cuenta los efectos de torsión en los modelos numéricos para análisis estáticos y dinámicos es por medio de la recomendación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del 2017, donde se expresa que el momento torsionante

debe ser al menos igual a la fuerza lateral que se aplica en cada entrepiso multiplicada por la excentricidad torsional (e_s), con la condición de que este momento torsionante sea mayor que al obtenido cuando se implementan las excentricidades de $1.5e_s$ o $e_s - e_a$, siendo e_a la excentricidad accidental que se calcula como se muestra en la ecuación 2.1, donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis y n el número de pisos.

$$(0.5 + 0.05(i - 1)/(n - 1))b_i \quad (2.1)$$

Para observar los efectos de torsión en edificaciones que presentan diversos tipos de irregularidad en análisis estáticos no lineales De Stefano y Mariani (2014) muestran métodos para llevar a cabo análisis estático no lineal (pushover), como el método del espectro de capacidad (la capacidad de una estructura con múltiples grados de libertad que se transforma en un sistema de un grado de libertad y se compara con la demanda sísmica por medio de un espectro de respuesta), el método N2 (modificación de en el método del espectro de capacidad pero en este caso se utilizan espectros inelásticos en lugar de elásticos con amortiguamiento para considerar el comportamiento histerético de la estructura), método del coeficiente de desplazamiento (se basa en obtener el desplazamiento objetivo por medio de coeficientes aplicados a la demanda con ayuda de espectros de desplazamiento), análisis de empuje modal (la demanda sísmica se determina combinando las demandas modales asociadas a múltiples modos por medio de los métodos SRSS o CQC) y el método extendido N2 (combinación de resultados de un análisis pushover simplista con un análisis modal dinámico para controlar la distribución del desplazamiento lateral debido a los efectos de torsión, por medio de un factor correctivo).

El método N2 extendido fue considerado por Bhatt y Bento (2012) como el más adecuado en comparación con el resto de los métodos mencionados porque se obtuvieron resultados conservadores respecto a los resultados promedio de un análisis tiempo historia de dos estructuras irregulares reales.

En el trabajo de Peng y Wong (2008) se desarrolla un modelo asimétrico de muros de concreto reforzado con una pared principal, con base rígida, excitada en una sola dirección horizontal. Este sistema presenta valores altos de excentricidad de rigidez y de excentricidad de fuerza, que se relacionan con las rigideces de los elementos que conforman la estructura y las fuerzas resistencias a cortante respectivamente. En la figura 2.1 se muestra el modelo analizado. Los resultados obtenidos de este análisis concluyen que la resistencia torsional de la pared principal es variable debido al desplazamiento rotacional ante carga sísmica y la supresión de la resistencia torsional del muro no da resultados conservadores en las demandas a cortante.

Como ya se sabe los efectos de torsión pueden modificar la respuesta sísmica de las estructuras, causando daños severos o hasta llegar al colapso como se demostró en el sismo de 2017 en la Ciudad

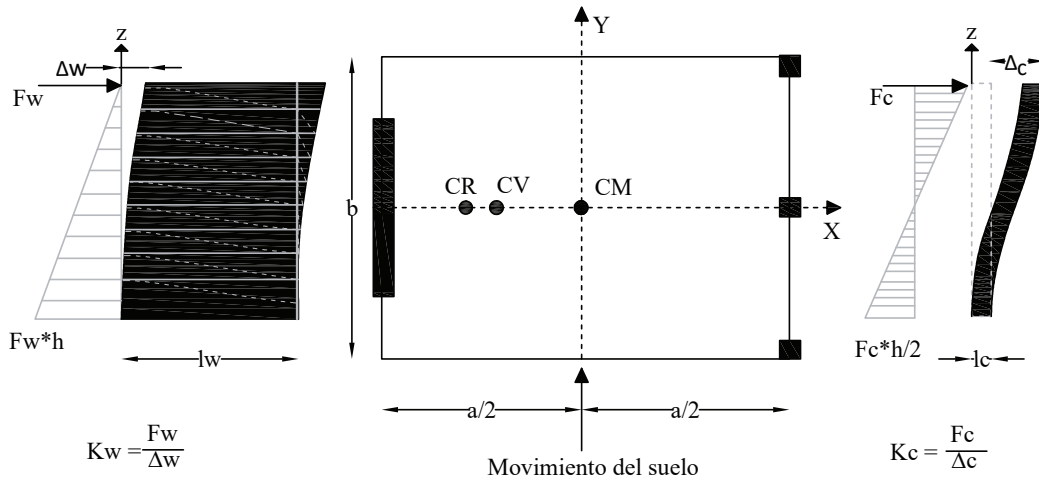


Fig. 2.1: Modelo estructural, Peng y Wong, 2008

de México, estos efectos se presentan principalmente por una mala distribución de rigidez o masa como los edificios visitados para este trabajo. En el estudio de Crisafulli *et. al.* (2004), clasifican dos tipos de sistemas, uno donde se restringe la torsión y el segundo donde no se restringe, estos se muestran en la Figura 2.2.

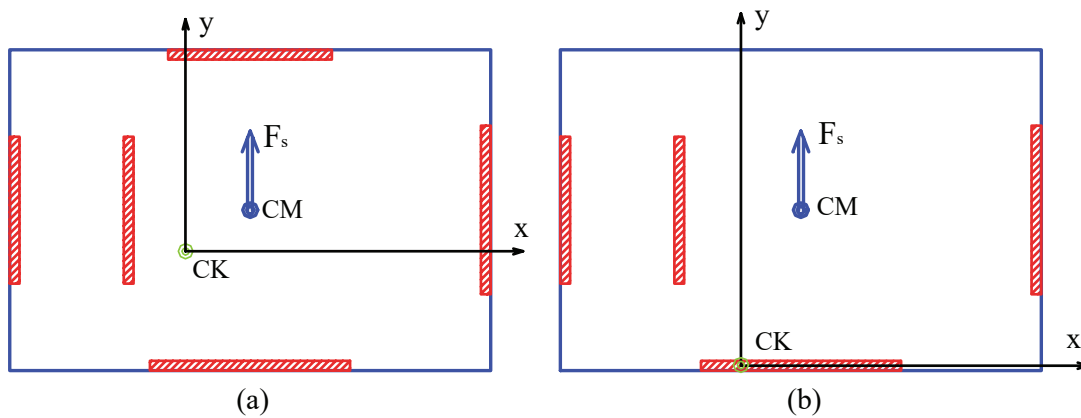


Fig. 2.2: Sistemas con a) Restricción a la torsión, b) Sin restricción a la torsión. Crisafulli et. al. 2004

El estudio se centra en el primer sistema, estudiando diversos edificios con diferentes configuraciones de distribución en muros pero el de interés en este caso es el edificio A, que se muestra en la Figura 2.3, incluyendo términos como la excentricidad de rigidez e_{kx} y excentricidad de la fuerza e_{vx} , creando cuatro casos de estudio para el Edificio A.

1. $e_{kx}=2.4$ y $e_{vx}=0$

2. $e_{kx}=0$ y $e_{vx}=2.4$
3. $e_{kx}=e_{vx}=2.4$
4. $e_{kx}=2.4$ y $e_{vx}=1.2$

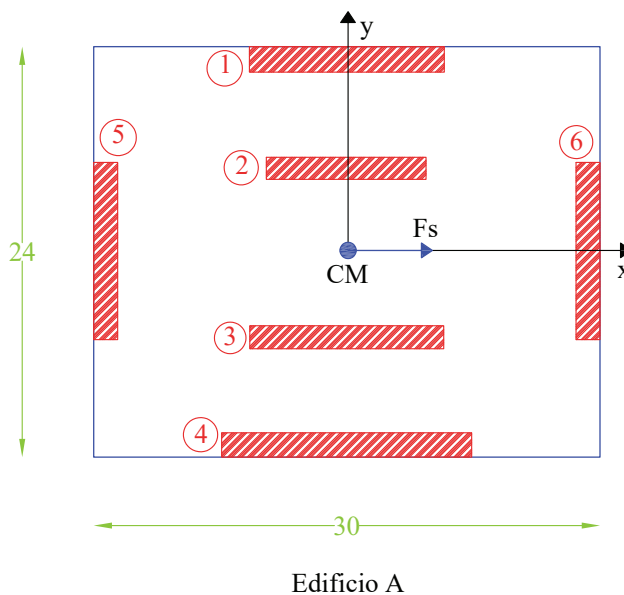


Fig. 2.3: Edificios analizados. Crisafulli *et. al.*, 2004

Los resultados de estos análisis explican que para el caso uno donde hace referencia a una irregularidad en rigidez, produce valores de rotaciones altas en el rango elástico y bajas cuando incurre en el comportamiento no lineal, en cambio para el caso dos los valores de las rotaciones son más altas en el rango inelástico, el caso tres y cuatro tuvieron la misma tendencia que el caso dos. Otro trabajo relacionado con sistemas restringidos a torsión es el que desarrollaron Miranda B. *et. al.* (2012), utilizando un modelo de dos grados de libertad considerando muros dentro y fuera del plano de la dirección de la excitación por medio de un análisis de 2D con las adaptaciones de elementos tipo resortes para representar la rigidez de los muros en el plano y un resorte rotacional en el centro para representar los muros fuera del plano, esto se muestra en la Figura 2.4, comparando los métodos propuestos por Beyer-Priestley y MacRae. En los sistemas restringidos ante torsión demostraron que con la variabilidad del coeficiente de reducción de la resistencia del sistema (R) y periodos de la estructura (T), el desplazamiento crítico de las paredes fuera del plano aumentan cuando aumenta R y T , siendo el método de MacRae el más conservador en el rango elástico. Por otro lado, el aumento de la masa rotacional causa una disminución en el desplazamiento del muro y de igual manera la propuesta de MacRae es conservadora utilizando un valor de masa rotacional más baja.

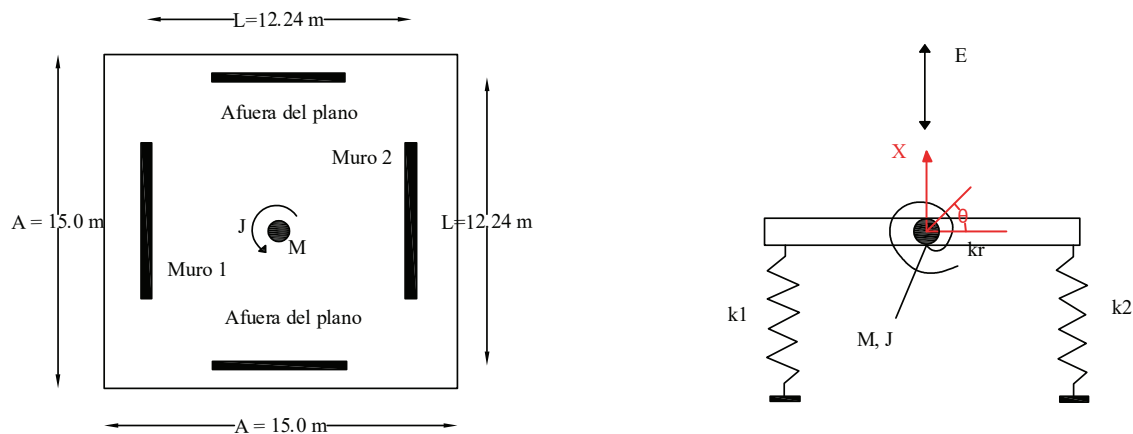


Fig. 2.4: Representación de sistemas restringidos ante torsión, Miranda B. *et. al.* (2012)

Los edificios de interés para este trabajo en su mayoría están constituidos por un sistema estructural basado en marcos de concreto reforzado con irregularidad en planta y elevación, donde los daños presentados están altamente relacionados con los efectos de torsión, es por ello que se necesitan propuestas para complementar lo previsto en los reglamentos de construcción en cuestión de rigidez torsional en la respuesta inelástica. Por ejemplo, Cosenza, Manfredi y Realfonzo (2000), realizan comparaciones de diferentes estudios con relación al comportamiento torsional de estructuras contrastando con lo establecido en el Eurocódigo, concluyendo que sí se tiene relaciones de $e/B < 0.3$ y un radio de inercia normalizado de la distribución de rigidez mayor que 0.3, las estructuras tienen una respuesta torsional adecuada. Por otro lado, Fox *et. al.* (2016) expone una metodología de evaluación sísmica de una planta irregular de un nivel basado en rigidez, considerando diferentes combinaciones de excentricidades de rigidez y resistencia, además asignaron rigideces efectivas a los muros para determinar la rotación del sistema, con ello obtuvieron un error máximo de 30% en la evaluación.

2.5. Muros de relleno y su efecto en la respuesta estructural

Comúnmente en el diseño de edificaciones los muros de relleno no se consideran en el modelo numérico por practicidad, aunque estos elementos proveen de rigidez lateral y pueden cambiar la respuesta sísmica de las estructuras. Lo que se busca en este trabajo es precisamente ver el efecto que tienen los muros de relleno que se utilizan en los sistemas de marcos de concreto reforzado.

Una manera para el modelado de los muros es el método del puntal equivalente (macromode-

lo) que de acuerdo con Fotakopoulos *et. al.* (2013) puede tener diferentes configuraciones ya sea considerando uno, dos o tres puntales equivalentes, en los cuales se concentran las resistencias a compresión y a corte de la mampostería, estas resistencias dependen del tipo de falla que se espera en el muro, algunas de ellas son las que se presentan en la Figura 2.5.

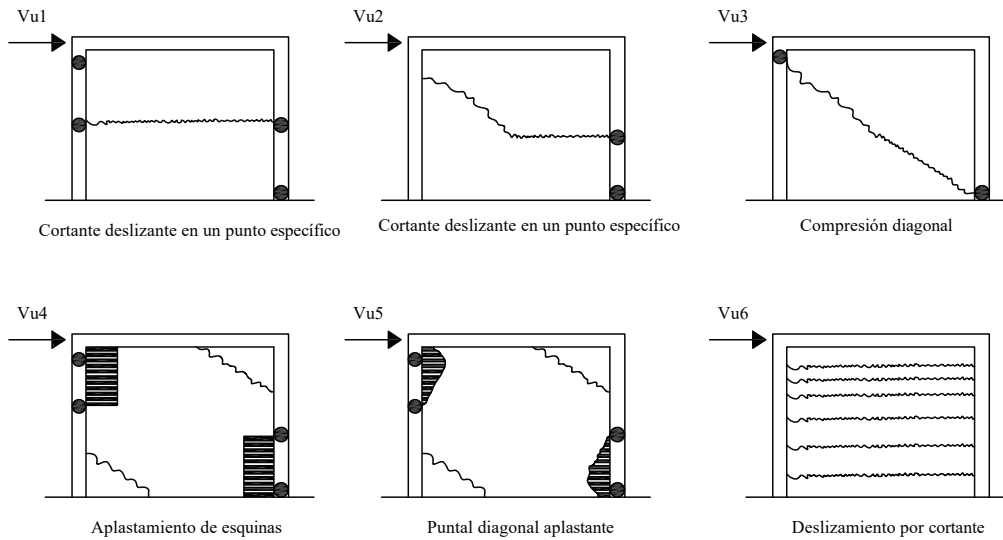


Fig. 2.5: Tipos de fallas que se presentan en la mampostería, Shing y Mehrabi,2002

En el trabajo realizado por Fotakopoulos *et. al.* (2013) presentan la aplicación de los puntales en tres tipos de modelos que consisten en marcos de concreto reforzado de una crujía con muros de mampostería de relleno. Para el primer modelo se consideró un marco flexible de un nivel, el segundo modelo un marco rígido de un nivel y por último un marco de dos plantas, en cada uno de éstos se probaron las tres tipologías elegidas de puntales, las cuales se muestran en la Figura 2.6, por otro lado, las propiedades de los materiales implementados en el modelado fueron las mismas para cada tipo marco.

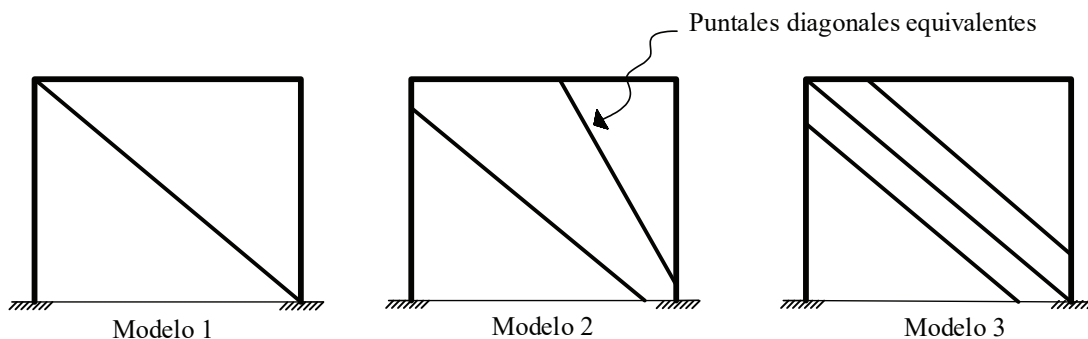


Fig. 2.6: Tipología de puntales implementados Fotakopoulos *et. al.*, 2013

Para el caso del modelo 2 se concluyó que no fue apto puesto que sobreestima considerablemente el desplazamiento a la carga máxima para los análisis lineales; los modelos 1 y 3 se utilizaron para realizar las pruebas pushover haciendo la comparativa con pruebas experimentales encontradas en la literatura. De acuerdo con las curvas de capacidad que presentan, el modelado de la mampostería con un solo puntal conduce a una mejor aproximación de los diagramas de fuerza-desplazamiento, pero no es tan certero al momento de comparar la curva de capacidad obtenida experimentalmente, ya que en los casos mostrados subestiman o sobrestiman la capacidad del sistema.

Un ejemplo del efecto de los muros se puede apreciar en el trabajo desarrollado por Moretti *et. al.* (2013), donde se utilizaron como especímenes edificaciones de uno y cuatro niveles, revisando su respuesta sísmica ante análisis estáticos no lineales y análisis tiempo-historia lineales y no lineales, donde realizaron dos tipos de modelos en los que se consideran los muros y cuando no (solo como cargas). De los resultados se observa que en estos modelos analíticos se aumentó la rigidez y la resistencia del sistema, además de que si no se consideran los muros en el modelado se observa que las juntas presentan mayores desplazamientos.

Otra aplicación de puntales diagonales equivalentes para la representación de los muros de relleno es el que se presenta en Torrisi y Crisafulli (2012), donde se utiliza un modelo a base de seis puntales diagonales, tres por cada dirección, utilizando la regla histerética propuesta por Crisafulli (1997), la comparativa de pruebas experimentales con lo obtenido del modelo propuesto se considera que es una buena representación del comportamiento de un marco de concreto reforzado con muros de relleno, algo que se puede resaltar es que en este trabajo también contrastan la curva de capacidad del sistema obtenida del software RUAUMOKO3D y la experimental y de igual manera tienen semejanza aunque subestima la capacidad a grandes desplazamientos.

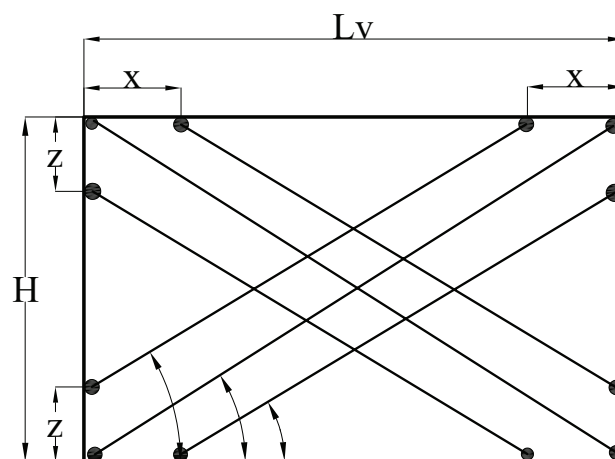


Fig. 2.7: Modelo de puntales equivalente diagonales Torrisi y Crisafulli, 2012

En el trabajo realizado por Carrillo y González (2007) presentan tres modelos de 3, 7 y 13 pisos,

considerando muros de relleno y sin muros de relleno. A partir de los resultados se hace un símil entre las curvas de capacidad de cada modelo. Los muros fueron representados por medio de un puntal diagonal equivalente implementando un comportamiento no lineal elastoplástico perfecto concentrando las articulaciones plásticas en el centro del puntal.

En las curvas de capacidad se indican que los modelos con los paneles de relleno aumentan su capacidad de resistencia lateral respecto a los modelos que no los toman en cuenta, las articulaciones plásticas se presentan inicialmente en los puntales, en cambio para el modelo sin muros las primeras articulaciones se presentan en las vigas ocasionando daño en elementos estructurales principales para la edificación. Otro parámetro que compararon fueron los desplazamientos; en todos los casos fueron menores con paneles de mampostería. También al aumentar la rigidez del sistema el periodo de la estructura disminuye y el amortiguamiento aumenta.

De acuerdo con los trabajos antes mencionados el método del puntal equivalente es una opción viable para el modelado de los muros, ya que, geoméricamente solo se necesita el espesor que en este caso es el mismo del panel de mampostería, la longitud equivalente del puntal, el ángulo de inclinación y el ancho equivalente que se muestran en la Figura 2.9, además de que se tienen buenos resultados comparando con pruebas experimentales Crisafulli (1997).

Para el cálculo del ancho equivalente se han propuesto diversas ecuaciones para la obtención de este valor, algunas de estas propuestas son las siguientes:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (2017), establece que el ancho de la diagonal equivalente es igual al menor de los valores que se muestran en la ecuación 2.2, las variables que involucra esta ecuación hacen referencia a las longitudes de contacto con la columna y viga, l_c y l_v respectivamente y a la longitud total de la diagonal equivalente l_d ; estas longitudes se muestran en la Figura 2.8 y se calculan con las ecuaciones 2.3, 2.4 y 2.5.

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{l_c^2 + l_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (2.2)$$

$$l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin(2\theta_2)} \right)^{1/4} \quad (2.3)$$

$$l_v = \pi \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin(2\theta_2)} \right)^{1/4} \quad (2.4)$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{1/2} \quad (2.5)$$

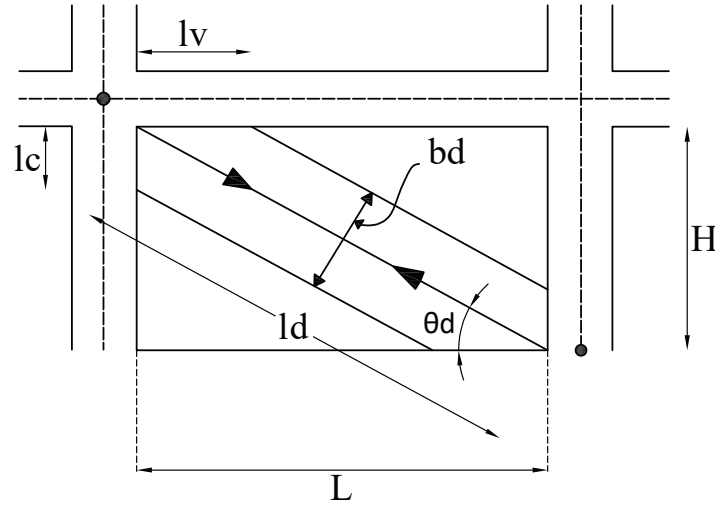


Fig. 2.8: Geometría del puntal equivalente, NTCS-2017

donde: E_f y E_m son los módulos de elasticidad del material que compone al marco envolvente y el tipo de mampostería empleada en el muro, respectivamente. I_c y I_v representan los momentos de inercia de la sección transversal de la columna y la viga que conforma el marco. H y L son la altura libre del muro y la longitud del muro. θ es el ángulo de inclinación del puntal diagonal respecto a la horizontal.

- Mainstone (1971), involucra las propiedades de los materiales del marco y el muro de mampostería por medio del parámetro λ y la longitud total del puntal equivalente d_m

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t h_m^3}{4 E_c I_c}} \quad (2.6)$$

$$w = 0.16 \lambda_h^{-0.3} d_m \quad (2.7)$$

donde: λ_h es el parámetro que relaciona las propiedades del marco de concreto reforzado, que en este caso es el módulo de elasticidad del concreto E_c y momento de inercia I_c , y las propiedades del muro de mampostería que de igual manera es el módulo de elasticidad E_m y el espesor (t), además de considerar la altura del panel h_m . w es el ancho equivalente del puntal que considera a λ_h y la longitud del puntal diagonal equivalente.

- Liauw y Kwan (1983)

$$w = \frac{0.95 h_m \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h}} \quad (2.8)$$

donde: λ_h es el parámetro que relaciona las propiedades del marco de concreto reforzado y la mampostería del muro y se obtiene de la misma manera propuesta por Mainstone, y h_m es la altura del panel de mampostería.

- Holmes (1961), propone que el ancho equivalente es la tercera parte de la longitud equivalente del puntal.
- Paulay y Priestley (1993), formularon que el ancho equivalente es el 25% de la longitud equivalente del puntal.
- Bazán y Meli plantean que el ancho equivalente de la mampostería se puede calcular con la siguiente expresión:

$$w = (0.35 + 0.22\beta)h \quad (2.9)$$

$$\beta = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} \quad (2.10)$$

donde: β es la relación de rigideces relativas entre el muro de mampostería y el marco de concreto reforzado y h es la altura entre ejes del marco. Esta ecuación solo es aplicable cuando se considera que el marco no está articulado en sus esquina y que $G_m = 0.4 E_m$, aunado a esto la relación de aspecto del muro debe oscilar en el rango de valores de 0.75 y 2.5 y por último β no debe ser menor a 0.9 ni mayor a 11.

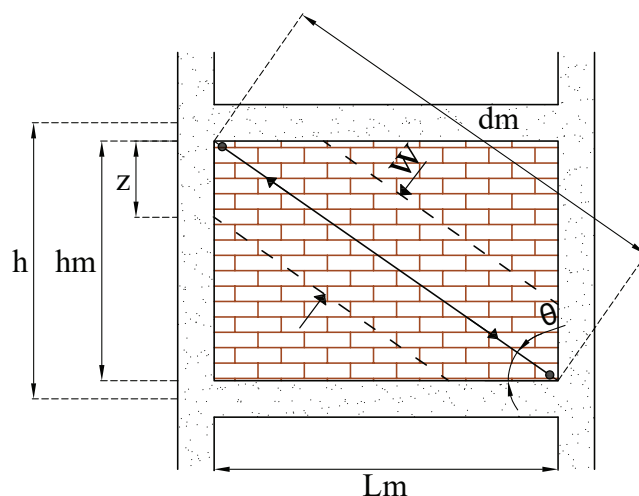


Fig. 2.9: Parámetros del puntal equivalente, Crissafulli, 1997

De acuerdo con las ecuaciones antes enlistadas se puede obtener el ancho equivalente del puntal diagonal, y junto con los parámetros mostrados en la figura anterior, que corresponden a la teoría

de Crisafulli (1997) se puede construir un modelo con comportamiento elástico representativo de los muros de mampostería por medio de puntales, pero la aplicación principal de este modelo es observar su comportamiento no lineal de estos elementos, debido a que son la primera barrera de una edificación ante un sismo. La información necesaria para representar el comportamiento no lineal se discute con detalle posteriormente.

3. Revisión de daños después del sismo del 2017

3.1. Introducción

La Ciudad de México es uno de los escenarios donde se presenta un grado de daño alto en la infraestructura después de un evento sísmico intenso, debido principalmente al tipo de suelo donde están desplantadas las construcciones. De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones se estipulan tres tipos de zonas geotécnicas que se presentan en la Figura 3.1, a saber: suelos firmes, transición y lago, siendo esta última la de mayor extensión territorial en la ciudad.

Este tipo de suelo no es favorable para una zona altamente sísmica, ya que, las ondas del movimiento se amplifican de tal manera que se puede llegar a la resonancia en algunos casos, por esto y con la combinación de estructuras con diseños que contribuyen a la irregularidad estructural se tienen mayores demandas de resistencia a las estructuras y por lo tanto mayor daño.

En el año 2017 se presentó un evento sísmico con epicentro a 8 km al Noroeste de Chiautla de Tapia en Puebla con una magnitud de 7.1 según lo reportado por el Servicio Sismológico Nacional. A su paso dejó grandes daños estructurales provocando pérdidas económicas y humanas, principalmente en municipios de Puebla, Morelos y en la Ciudad de México. Por parte de órganos públicos y privados se llevó a cabo el levantamiento de daños de los inmuebles afectados en diferentes zonas, principalmente en la Ciudad de México, algunas estadísticas de los datos recabados por medio de Profesores y alumnos de la Universidad Autónoma Metropolitana se muestran en la siguiente sección, haciendo referencia al grado de daño que presentaron los inmuebles, porcentaje de inmuebles con irregularidades estructurales altas y porcentaje de edificios de esquina con algún grado de daño.

El enfoque principal de este trabajo es estudiar la respuesta de los edificios de esquina y verificar que contribución tienen los muros de relleno tanto en resistencia como en rigidez ante una excitación.

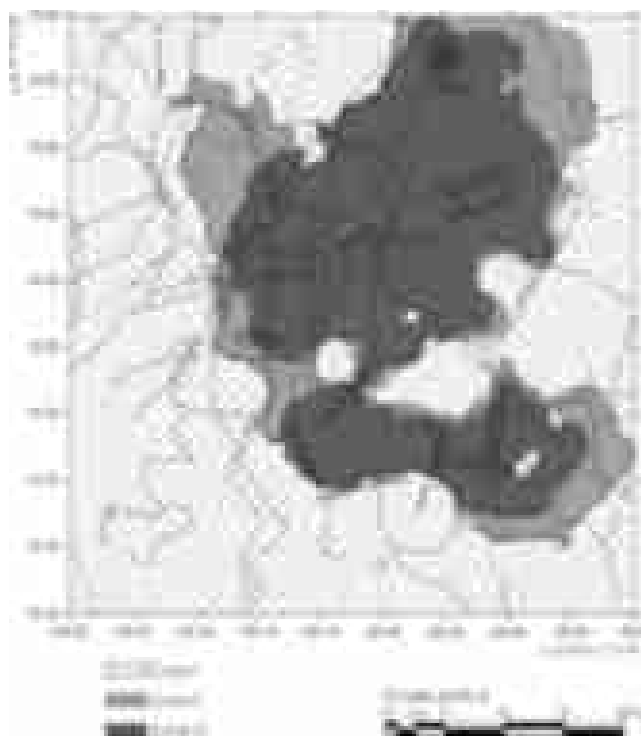


Fig. 3.1: Zonificación geotécnica (NTCC-2004).

En esta tesis los edificios a estudiar se ubican en las colonias Roma e Hipódromo que se encuentran en la Zona III o zona de lago, que a lo largo de la historia sísmica de México es una de las regiones donde se ha concentrado el daño en las estructuras, que va desde grietas en los elementos estructurales y no estructurales, hasta el colapso total. Además, esta área se ha estudiado ampliamente por parte de Gómez Bernal *et. al.* (2018), cuenta con una base de datos de diversos edificios.

Como ya se mencionó anteriormente días después del sismo del 19 de septiembre del 2017, se realizaron levantamientos de los tipos de daños, pero en este caso con énfasis en los edificios seleccionados y aledaños a la zona de estudio para recabar mayor información sobre estos y rescatar datos estadísticos, esta es una etapa importante ya que la representación en los modelos deben coincidir con lo observado en campo, tomando en consideración que no fue exacta la idealización de cada edificio, ya que en algunos no se obtuvo acceso por parte de los propietarios o por cuestiones de seguridad, por lo cual existieron ciertas incertidumbres.

3.2. Estadísticas de daño zona Roma-Hipódromo

Algunas estadísticas referentes a lo ocurrido en el sismo del 19 septiembre del 2017 son presentadas en Gómez-Bernal *et. al.* (2018) que se pudieron llevar a cabo por los levantamientos estructurales mencionados anteriormente. Estos datos engloban básicamente el daño presentado en los edificios de la zona de estudio para esta tesis, se clasificaron los grados de daños con base en la escala de daño de la Escala Macrosísmica Europea (EME98) que se muestra esquemáticamente en la Figura 3.2.

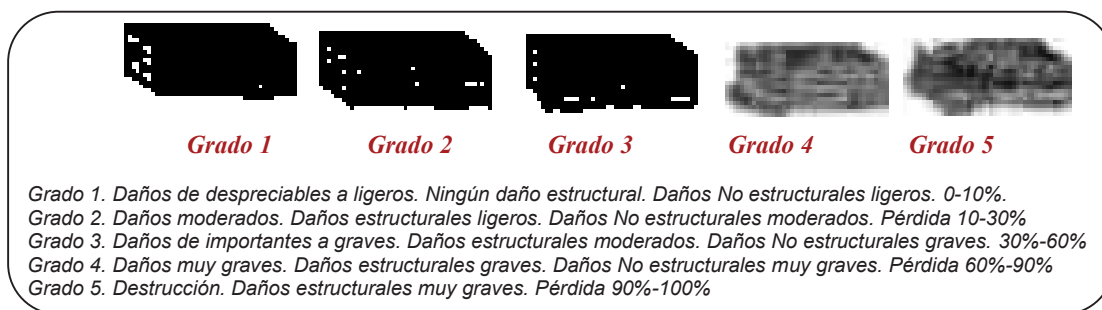


Fig. 3.2: Definición de los grados de daño según EME98. Gómez-Bernal *et. al.* (2018)

En la Figura 3.3 que muestran la tendencia de que 237 edificios fueron identificados con algún tipo de daño, teniendo 121 edificaciones clasificadas con daño de grado uno, 67 con grado dos, 36 con grado tres, ocho se le asignaron grado número cuatro y siete llegaron al colapso.

De acuerdo con el número de pisos se observó que las construcciones que resultaron con algún nivel de daño como consecuencia del sismo del 19 de septiembre fueron edificios entre 1 y 14 niveles, sin embargo, en los inmuebles de altura media, es decir, de cuatro a nueve niveles se concentró el daño, la información recabada mostró que ningún edificio con más de 10 niveles experimentó daños que alcanzaran los grados de daños tres, cuatro o cinco. Dentro de esta clasificación se identificó que 41 edificios se encontraron en el intervalo de grado de daño de tres a cinco. Los sistemas estructurales más afectados con grados de daño de tres a cinco fueron los conformados por columnas de concreto reforzado con losas sin vigas con 49.12%, el sistema estructural basado en mampostería no confinada con 19.3% y 14.04% para marcos rígidos de concreto reforzado.

En cuanto al año de construcción de los inmuebles no se detectó ninguna estructura con grado de daño mayor a dos que fuera construido después del año de 1985, esto quiere decir que la reglamentación de ese año fue suficiente para evitar un número mayor de estructuras con grados de daño altos.

Otra clasificación estadística fue por tipo de irregularidad, para el caso de edificios de esquina (irregular en rigidez por los muros de mampostería en las fachadas perpendiculares de la parte

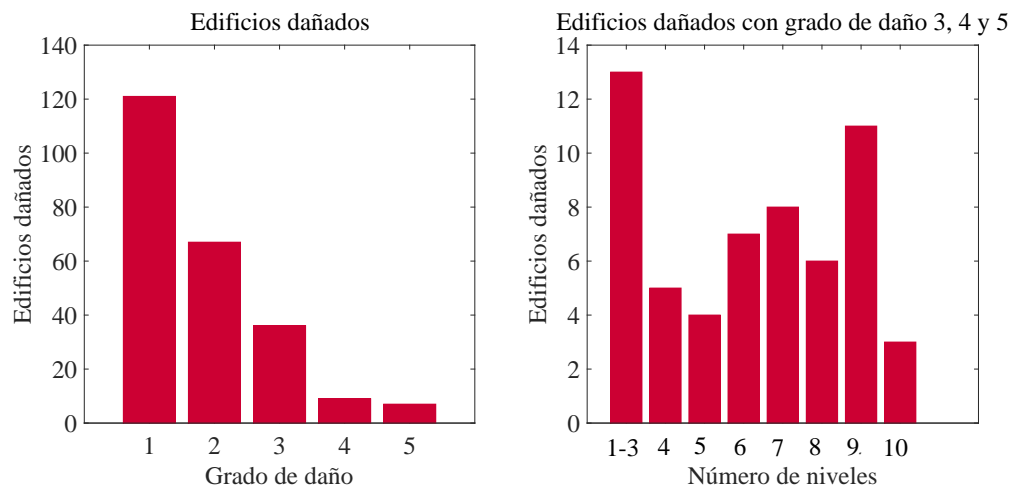


Fig. 3.3: (a) Distribución de todos los edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 por grado de daño. b) Distribución de los edificios dañados con Grado 3, 4 y 5 por el sismo del 19 de septiembre de 2017 contra número de niveles. Gómez-Bernal *et. al.* (2018).

posterior del edificio) se obtuvo que los porcentajes de edificios localizados en esquina con grado 3, 4 o 5 fueron de 36.11, 25 y 28.57% respectivamente, es decir 15 edificios de los 42 reportados con daño tres, dos de ocho con grado cuatro y dos de siete con grado cinco, se localizaban en esquina. Por otro lado, para edificios con irregularidad en planta se encontró que para grados de daño 3, 4 y 5 los porcentajes de los edificios con este tipo de irregularidad fueron de 37.04, 25, 42.85% respectivamente, estos datos se presentan en la Figura 3.4.

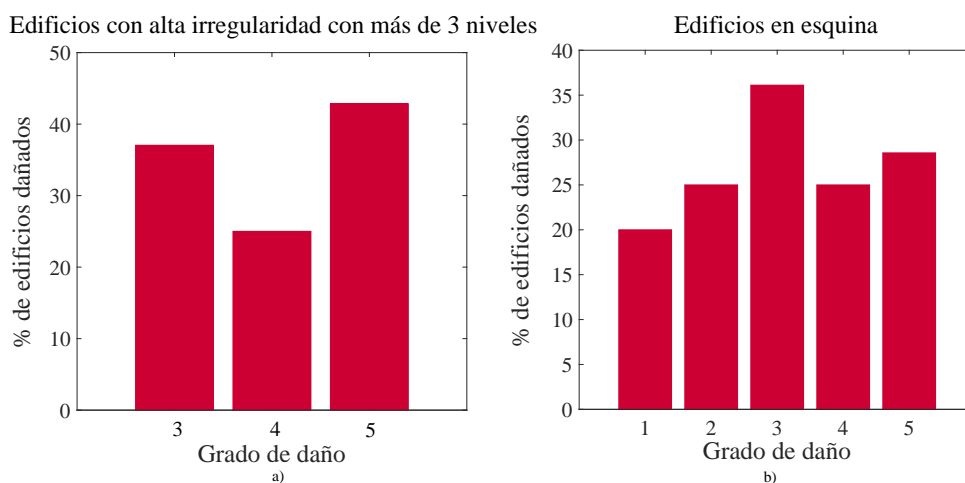


Fig. 3.4: (a) Porcentaje de los Edificios en esquina con algún tipo de daño. (b) Edificios con Grado 3, 4 y 5 y con irregularidad en planta, dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Gómez-Bernal *et. al.* (2018).

3.3. Edificios seleccionados

Como ya se mencionó anteriormente, este trabajo está enfocado en resaltar el problema de torsión en edificios de esquina provocado por la asimetría en rigidez, por medio del análisis de un edificio considerando diferentes configuraciones de densidad de muros, es decir se hará una variación en las rigideces. El inmueble se localiza colonia Roma en la Ciudad de México. Además, para tener datos generales de otros edificios de esquina y edificios con un nivel alto de irregularidad se realizaron levantamientos para conocer el tipo de daño presentado, el tipo de estructuración con la que contaban, dimensiones de elementos estructurales y pruebas sencillas para obtener propiedades de los materiales, entre otros.

La selección de los edificios fue basada en tres aspectos, el tipo de irregularidad, el tipo de daño que presentaron por el sismo del 19 de septiembre del 2017 y el tipo de acceso a las edificaciones. En la cuestión de irregularidad para la estructuración de un edificio de acuerdo con De Stefano y Mariani (2014) se pueden dividir en dos clasificaciones, ya sean irregular en planta o en elevación. Estas dos categorías se relacionan con la distribución asimétrica de la masa o rigidez y la variación de las propiedades geométricas y estructurales a lo largo de la altura, respectivamente.

Los dos tipos de irregularidad que se observaron con más frecuencia son la asimetría en rigidez en planta (problemas de torsión) y plantas alargadas y/o entrantes con dimensiones considerables provocando momentos de volteo en estos edificios. En la Tabla 3.1 se muestra un listado de los edificios que se eligieron para el análisis de esta tesis, resaltando el edificio localizado en la calle de Morelia 107.

Tabla 3.1: Edificios dañados de las colonias Roma-Condesa.

Clave	Tipo de irregularidad	Tipo de daño	Niveles	Sistema de piso	Altura de entrepiso (m)	t losa (cm)
AMST107	IP&IE	CP	8	LP	2.50	33
MEX55	IE	DM&DC	9	LP	2.45	35
MEX105	IE	HD&DC	6	LM	2.80	35
CHA444	IP	HD&DC	6	LP	2.60	35
CIT45	IP&IE	DC&DM	7	LP	3.00	20
COZ52	IE	DC&DM&DL	10	LR	3.00	40
LIN43	IP	DC&DM	7	LM	2.50	37
MOR107	IP	DC&DM	10	LP	2.35	35
OZU20	IP	DC&DM	7	LP	2.27	30
SIN93	IE	HD&DM	6	LM	3.00	40
TLA67	IP	DC&DM	8	LP	2.90	35
VIA67	IP	DC&DM	8	LP	2.40	28

Nomenclatura

IP: Irregularidad en planta. **IE:** Irregularidad en elevación. **CP:** Colapso Parcial. **DM:** Daño en muros. **DC:** Daño en columnas. **HD:** Hundimiento diferencial. **DL:** Daño en losa. **LP:** Losa plana. **LM:** Losa maciza. **LR:** Losa reticular.

Se incluyen doce edificios seleccionados donde seis son localizados en la colonia Roma (Chapultepec 444, Cozumel 52, Linares 43, Morelia 107, Sinaloa 93 y Viaducto 67) y seis en la colonia Hipódromo (Ámsterdam 107, Av. México 55 y 105, Citlaltépetl 45, Ozuluama 20 y Tlaxcala 67), donde ocho de estos edificios están ubicados en esquina presentando un grado de daño alto. Estos edificios tienen un rango de número de niveles entre 6 a 10, esto concuerda con las estadísticas mostradas en la Figura 3.4, además se tiene un grado de daño en promedio de tres a cuatro excepto AMST107 que obtuvo un grado cinco, puesto que la pérdida en cuestión de elementos alcanza hasta más de 90 %.

En los edificios antes presentados se observó que los elementos estructurales que mayor daño presentaron fueron en los muros, en columnas y grietas visibles en las losas de los primeros pisos. También se tuvieron desplomes en algunos casos, como los edificios Sinaloa 93 y Chapultepec 444, además un colapso parcial donde solo quedó la planta baja del edificio Ámsterdam 107, en este edificio las columnas de la planta baja no continuaban en los pisos superiores y los muros no se encontraban confinados. Algunas evidencias fotográficas de los tipos de daño que mostraron los edificios antes mencionados se muestran en el **Apéndice A**, donde se puede observar que los muros de mampostería en cada uno de éstos fueron los más demandados, teniendo fallas por cortante principalmente en los primeros pisos, una de las causas de este tipo de falla fue por un mal confinamiento o por no reforzar la mampostería.

3.4. Edificios en esquina

Como ya se mencionó de los edificios visitados ocho de ellos eran de esquina (Ámsterdam 107, México 55, México 105, Citlaltépetl 45, Cozumel 52, Morelia107, Tlaxcala 67, Viaducto 67). El grado de daño que tuvieron en promedio fue clasificado como Grado 3, es decir, daños importantes, con daños a elementos estructurales moderados y daños a elementos no estructurales, con más de 50% de pérdida de estos elementos. Un estudio relacionado con este tipo de edificaciones es el de Gómez-Bernal *et. al.* (2018), donde se analizaron para estudiar las propiedades dinámicas y se estimaron las excentricidades. Todos los edificios tienen losa plana aligerada. En la Tabla 3.2 se resumen sus datos generales que incluyen las excentricidades torsionales en cada dirección, y el grado de daño asignado debido al sismo, este parámetro es tomado de la Definición de los Grados de Daño según EME98 (Escala Macrosísmica Europea 1998), que va desde Grado I (ningún daño estructural-daño a elementos estructurales ligeros) hasta Grado V (destrucción-daños a elementos

estructurales muy graves), presentadas en Gómez Bernal *et.al.*(2018).

Tabla 3.2: Características de los edificios de esquina analizados. Gómez-Bernal *et. al.* (2018)

Edificio	Niveles	Planta	Espesor de losa	L. C	T1	T2	T3	ex(%)	ey(%)	G.D
TNL2	8	14X24.5	40	2.9-6.5	1.1	0.97	0.69	8.4-9.4	6.8-10.4	3
TLL3	8	21.9X11.5	35	4.9-7.2	1.17	1.12	0.81	0.7-2.3	17.2-23.8	3
CITL6	6	18.3X22.5	20	3.6-6.0	1.22	0.94	0.59	18.3-26.2	17.3-22.4	3
MTY5	7	16.5X12.7	45	4-7.35	1.33	1.01	0.72	16.4-21.9	16.2-17.8	3
MRL1	9	16.35X23.5	35	4.8-5.9	1.46	1.13	0.73	12.2-23.1	11.5-19.4	3
NSJ9	11	29.1X18.2	35	3.1-5.5	1.62	1.4	0.89	10.2-22.0	9.0-16.5	2
CZL4-REP	10	20.5X22	35	4.5-7.0	0.78	0.74	0.66	6.4-5.6	1.5-1.5	3
CZL54	10	20.5X22	35	4.5-7.0	1.42	1.21	0.85	6.1-12.5	7.6-15.0	3

Nomenclatura

L. C: Longitud de crujía.

T1: Primer periodo de vibrar.

T2: Segundo periodo de vibrar.

T3: Tercer periodo de vibrar.

ex y ey: Excentricidad.

De la tabla anterior se puede comentar que las excentricidades torsionales en ambas direcciones para la mayoría de los casos son superiores al 10 % permitido por las NTC-S, alcanzando valores superiores al 20 %, además el grado de daño en casi todas las edificaciones mencionadas es de tres excepto el edificio denominado NSJ9 que comprende un grado de daño dos. Una tipología presente en estos edificios es que cuentan con muros de relleno en dos de sus periferias y con entrantes formando una forma de L como es el caso de los primero cuatro edificios presentados en la figura anterior.

4. Edificio seleccionado MOR107

En este apartado se proporciona información del edificio seleccionado, como su ubicación, descripción del daño observado después del sismo del 19 de septiembre del 2017 y descripción de elementos estructurales. Conjuntamente, se abarcan aspectos de regularidad estructural y los detalles del modelo para los análisis elásticos.

La motivación para la selección de este edificio se basó principalmente en que la información recabada no solo consistió en los levantamientos realizados anteriormente, que no engloban datos de propiedades de los materiales o armados de los elementos, sino en estudios realizados para la resistencia del concreto, verificación de armado de columnas y vigas, entre otras especificaciones que para el gusto de la autora son necesarias para el modelado y así representar con una mayor aproximación el diseño original de la estructura, cabe recalcar que estos estudios fueron realizados por la empresa Promotora de Servicios de Ingeniería S.A de C.V.

Posteriormente del sismo de Chiautla de Tapia en Puebla el día 19 de septiembre del 2017, como ya se mencionó se tuvo un número mayor de visitas a este inmueble, en las cuales se pudo inspeccionar detalladamente si los planos si correspondían con lo construido en el edificio y conjuntamente se ejecutó una prueba de vibración ambiental que ayudó para obtener el periodo fundamental de la estructura cuando ésta ya contaba con daños en los muros principalmente.

4.1. Ubicación geográfica

Uno de los edificios visitados para esta tesis fue el localizado en la Av. Morelia 107, Colonia Roma Norte en la Delegación Cuauhtémoc, que consiste en una edificación multifamiliar construida en el periodo de los 80's, constituido de columnas de concreto reforzado, losa aligerada y muros de relleno en sus perímetros, que se encuentra en esquina como se muestra en la Figura 4.1, esta edificación a simple vista cuenta con diversos tipos de irregularidades estructurales que se analizan con detalle en secciones posteriores, entre las cuales se encuentra la desigualdad de rigidez en planta, por los muros de relleno colocados en las fachadas posteriores, que es el tema de interés para este trabajo.

De acuerdo con la clasificación de zonificación sísmica de la Ciudad de México, del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-87), la estructura se localiza en la zona de lago (Zona III), que como ya se sabe este tipo de suelo puede amplificar las ondas sísmicas y causar un mayor daño en los inmuebles, para este trabajo no se consideró la interacción suelo-estructura pero para trabajos futuros se recomienda para observar y comparar los cambios en distorsiones y los elementos mecánicos de columnas, vigas y muros, de los obtenidos en este trabajo.



Fig. 4.1: Multifamiliar localizado en Morelia 107.

4.2. Descripción del edificio

La estructura cuenta con diez niveles, el último fue adaptado para pequeñas bodegas y rejas de tendido para cada uno de los departamentos, además del espacio destinado para tinacos de agua, estos entresijos tienen una altura de 2.8 metros con excepción de la planta baja que tiene una altura de 3 metros. El edificio está constituido por un sistema de marcos de concreto reforzado y muros diafragma de mampostería (barro recocido) con espesor de 12 cm ubicados en el perímetro de las fachadas colindantes con otras estructuras, se identificó una losa aligerada encasetonada de 35 cm de espesor y muros interiores igualmente de mampostería no confinada (bloque de concreto) con espesor de 12 cm.

Cada entresijo consta de cuatro departamentos excepto la planta baja que se utiliza como estacionamiento y lobby de recepción, y en la azotea que consta de rejas para tendido y bodegas para cada uno de los departamentos, en la parte central del edificio se localiza el cubo de elevador y el cubo de las escaleras. En la Figura 4.2 se muestran los planos de la planta baja y de pisos

superiores, donde se observa la distribución de los muros divisorios y aperturas para ventilación e iluminación.

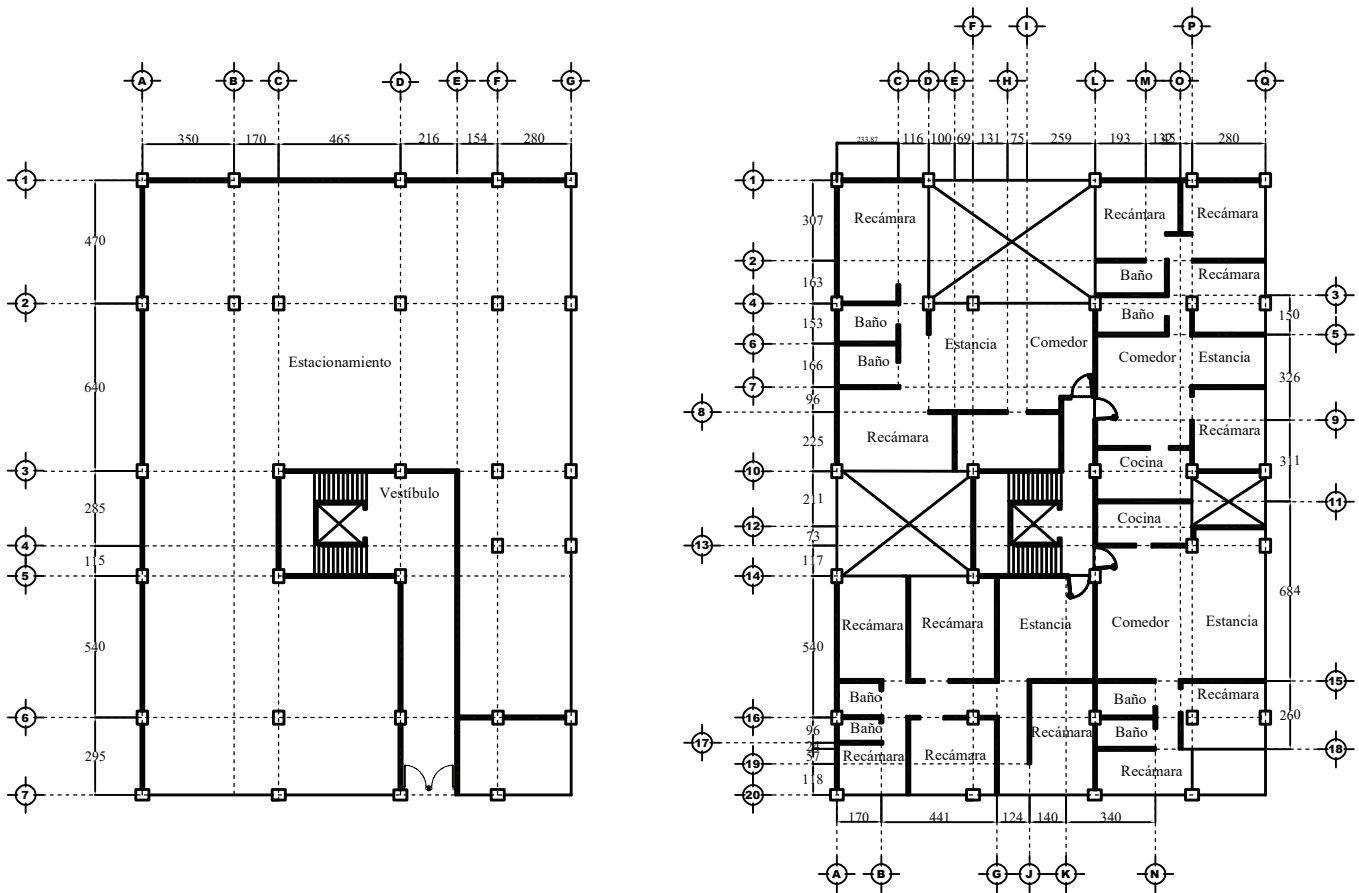


Fig. 4.2: Planos de la planta baja y pisos superiores

De acuerdo con los datos recabados se clasificaron diversas secciones transversales para columnas y vigas ya que en elevación se tenían diferentes dimensiones, las cuales se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Secciones transversales de columnas y vigas.

Elemento	Base (cm)	Peralte (cm)
Columna-PB-1-2	40	50
Columna-3-7	35	45
Columna-8-9	30	40
Viga-nervadura principal	30	35
Viga-conexión	20	35

En la Figura 4.3 se muestran los armados de cada tipo de columna con la que cuenta el edificio, estos armados fueron retomados de lo obtenido en las pruebas realizadas por la empresa Promotora de Servicios en Ingeniería S.A de C.V. para el dictamen de seguridad estructural que se realizó en el edificio de interés. Por otro lado, para las vigas se utilizaron los armados que se muestra en la Figura 4.4, al igual que en las columnas estos armados fueron obtenidos del dictamen de seguridad estructural.

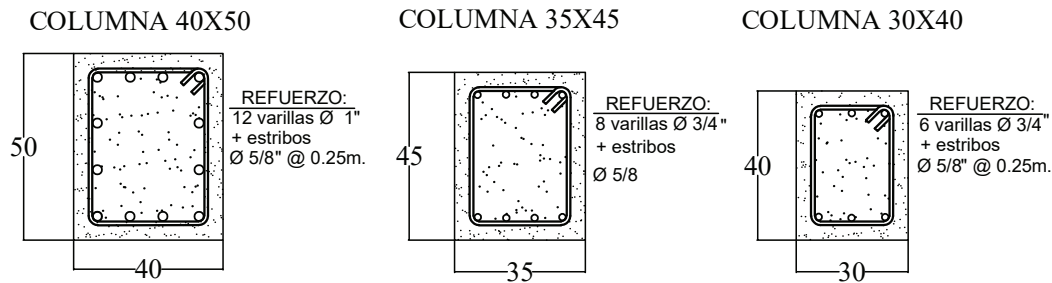


Fig. 4.3: Armado de los tres tipos de columnas.

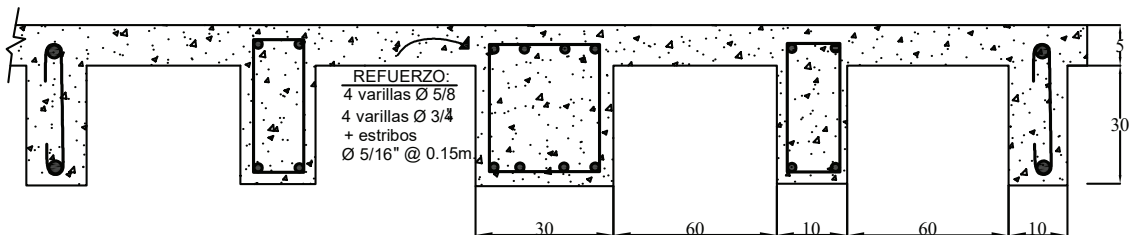


Fig. 4.4: Armado de las nervaduras principales y vigas conexión.

Como ya se mencionó el edificio cuenta con una losa aligerada, que tiene casetones de 60 cm y nervaduras principales de 30 cm de ancho y 35 cm de altura, además de cuenta con nervaduras secundarias de 10 cm de ancho y altura de 35 cm con un recubrimiento de 5 cm.

4.3. Grado de daño

En el exterior del edificio se observó daño en muros de la fachada de los primeros entresijos, el tipo de falla fue por cortante lo que ocasionó un agrietamiento diagonal, además de pequeñas fisuras en las losas, desprendimiento de recubrimiento de la fachada y ventanas rotas. En el interior, las columnas de la planta baja exhibieron grietas pequeñas provocadas por la deformación de los estribos, ya que la separación de este refuerzo era aproximadamente de 25 cm por lo que necesitaba

más acero que trabajara a corte, los muros del elevador manifestaron grietas en diagonal dejando expuesta las piezas de la mampostería e instalaciones con fallas pronunciadas por cortante en los primeros niveles.

Por otro lado, la mayoría de los muros divisorios de los departamentos del primer piso se cuartearon de manera que ya no tenían funcionalidad, además no contaban con confinamiento y la unión entre muros sufrió desprendimiento de piezas, ya que ésta solo se proporcionaba por el recubrimiento, es decir, una unión deficiente de mampostería. En la Figura 4.5 se ejemplifican los tipos de falla presentados en los muros divisorios, al no tener confinamiento ni refuerzo en la mampostería y al estar sometido a cargas laterales se produjeron esfuerzos de tensión en los elementos que no fueron posibles de soportar, ya que, la resistencia de tensión de la mampostería es baja a comparación de la resistencia a compresión.



Fig. 4.5: Daños presentados en los muros de los departamentos.

Los pretilos de los balcones sufrieron aberturas que provocaron el desprendimiento de estos con la estructura principal. De acuerdo con el dictamen estructural, el edificio presentó un desplomo máximo de 14.4 cm y 11.2 cm en sentido longitudinal y transversal respectivamente, por lo que cumple con el límite de movimientos verticales que es de 15 cm para una construcción que tiene colindancias y esta desplantada en la zona III, por lo tanto cumple con el estado límite de servicio, por otro lado el hundimiento diferencial tolerable para una estructura que tenga entre cuatro y catorce pisos se calcula con: $0.004(1.255-0.063n)$, donde n es el número de pisos en este caso son diez niveles por lo tanto el hundimiento diferencial es de 0.002476 m. De acuerdo con los estudios

topográficos las plantas no cumplen con este límite máximo permisible por lo que la edificación debe renivelarse. La información sobre la cimentación en el dictamen estructural menciona que es un sistema de contratrabes y que mandan la carga hacia pilotes de punta, además no revela daños en ésta. Al ver este tipo de daños se hace notar que los muros si trabajaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, y el no considerarlos en el modelado y el diseño tiene consecuencias como dejar sin operación el inmueble, aun cuando los miembros estructurales no hayan tenido daños importantes. En la Figura 4.6 se muestra la elevación de los ejes A-F-L y F-L-P que corresponden a los muros de mampostería del cubo de escaleras y la fachada principal del edificio respectivamente. En esta figura se hace la representación de los daños antes mencionados, de igual manera se exponen las fracturas en los pretilos y grietas notorias en el sistema de piso, resaltando que los muros de los primeros entresijos de la fachada presentaron el tipo de falla que se exhiben en la elevación, aunque posteriormente se retiraron en su totalidad por cuestiones de seguridad.

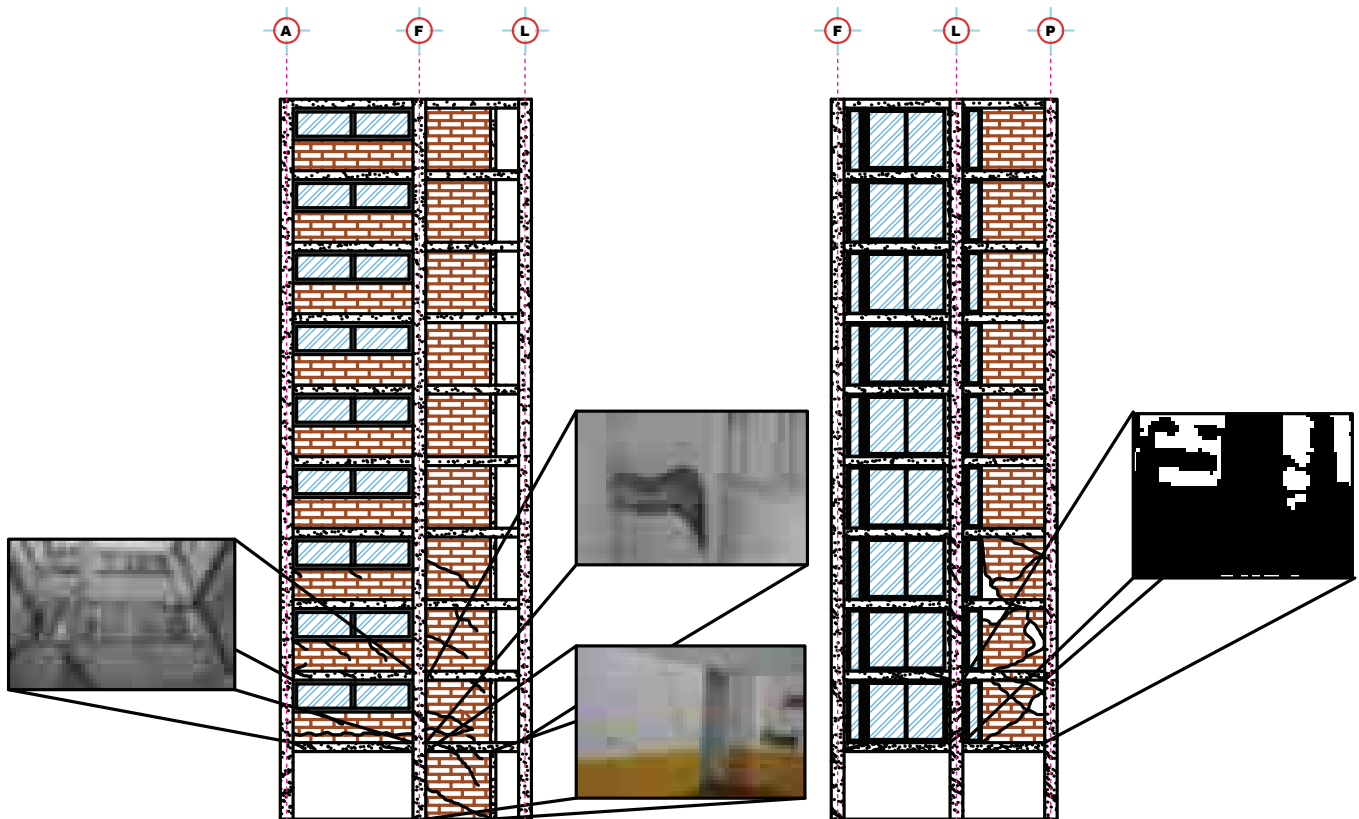


Fig. 4.6: Elevación de cubo de escaleras y fachada

El daño en columnas se vio reflejado en forma de grietas con cierta inclinación, por lo ya mencionado sobre la separación de estribos que provocó que este refuerzo sufriera deformaciones y con ello alteraciones en el concreto de las columnas, una representación del daño observado en

estos elementos se muestra en la Figura 4.7, donde las columnas encerradas con un círculo tuvieron las condiciones de daño ya explicado, además de evidencia fotográfica que se recabó.

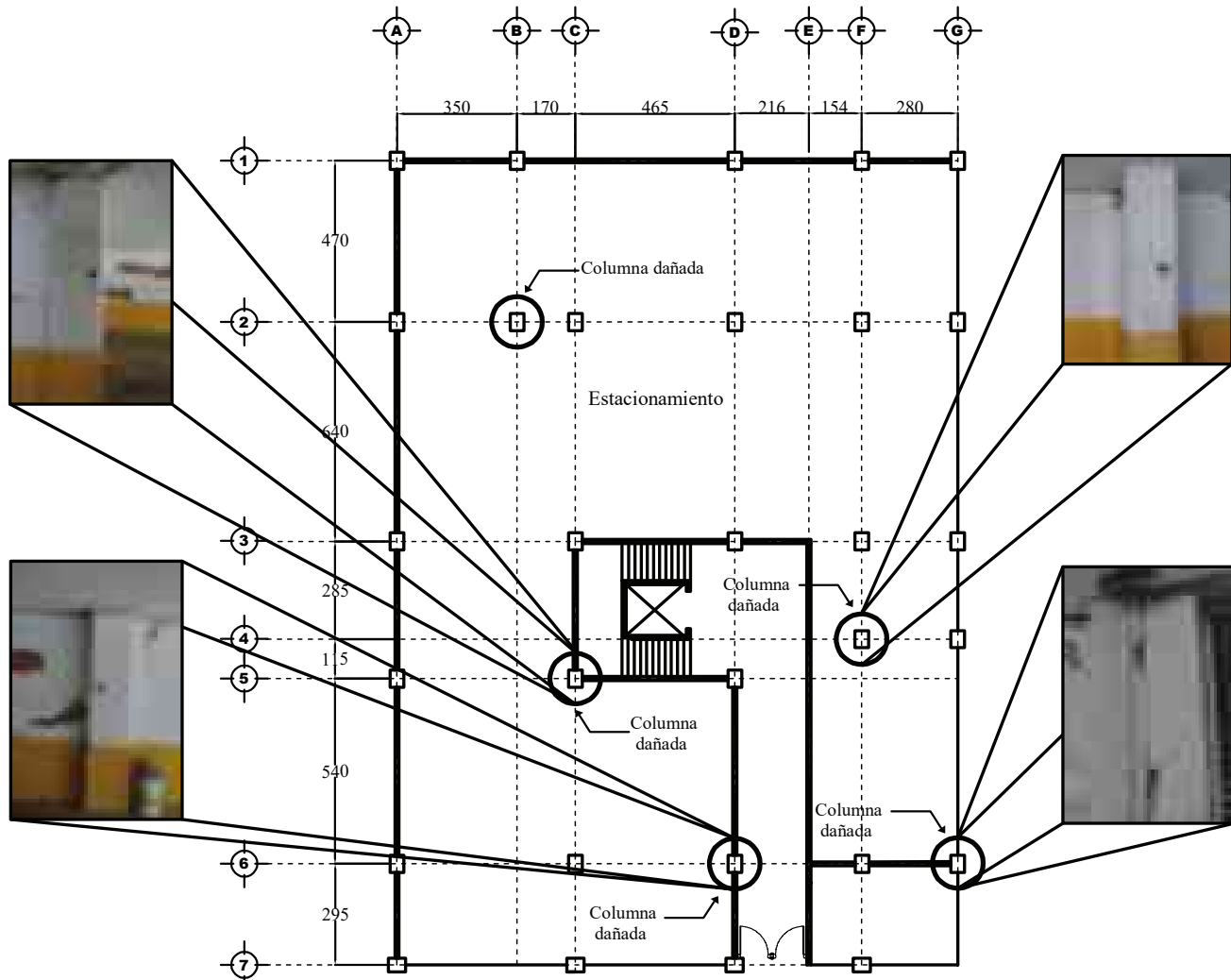


Fig. 4.7: Columnas detectadas con daño

Esta información recabada, se logró con la ayuda de uno de los propietarios que permitió la entrada al edificio, donde se pudo observar el daño que presentaba la planta baja y el primer nivel, posteriormente se consiguió un dictamen seguridad estructural para reforzamiento donde se hicieron estudios de la resistencia de los materiales y el detallado del acero, posteriormente profesores de la Universidad Autónoma Metropolitana realizaron pruebas de vibración ambiental con un acelerómetro para poder obtener el periodo de la estructura con cierto grado de daño, los resultados de esta prueba se describen posteriormente. Por otro lado en el **Apéndice B** se muestran algunas imágenes de las modificaciones de la rehabilitación y refuerzo de que se realizó a este edificio después de un año del sismo, en esta sección se explica un poco los cambios realizados

en esta edificación.

4.4. Condiciones de regularidad

Como se menciona en el capítulo dos, las edificaciones tienen que cumplir con ciertas condiciones de regularidad estructural, de lo contrario para el reglamento de 1985 se tiene que reducir el factor de ductilidad Q por un valor de 0.8. Dado esto se realizó la revisión de estas condiciones para ver con cuales cumple y con cuales no en el siguiente enlistado.

1. Los muros son ortogonales con los ejes principales, pero no existe una simetría en plana de estos elementos.
2. La dimensión menor en planta es de 16.35 metros y el largo de la planta es de 28.2 metros por lo tanto la relación entre estas dimensiones es de

$$\frac{\text{altura}}{\text{ancho}} = \frac{28.2}{16.35} = 1.72 \quad (4.1)$$

Este valor no sobrepasa el valor de 2.5 establecido, por lo que cumple la condición.

3. La relación largo ancho de la base tiene un valor de

$$\frac{\text{altura}}{\text{ancho}} = \frac{23.45}{16.35} = 1.43 \quad (4.2)$$

Al ser menor que 2.5, cumple con esta condición.

4. El edificio cuenta con tres entrantes en su planta de las cuales dos no se cumplen con esta condición ya que se sobrepasa el valor permitido de 20 % en cada dirección principal del edificio, las dimensiones y porcentajes se presentan en la Tabla 4.2.
5. El peso de cada nivel no debe ser mayor al 70 % del piso inferior por lo que esta condición no se cumple por los datos que se muestran en la Tabla 4.3.
6. Cumple con la condición de que ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, no es mayor que 70 % de la del piso inmediato inferior, ya que el área de todos los pisos es constante a lo largo de la altura del edificio como se presenta en la Tabla 4.4.
7. El edificio cuenta con una losa aligerada de 35 cm de peralte con 2.5 cm de recubrimiento, por lo que se podría considerar que es un sistema de piso flexible por lo que no cumple con esta condición.

Tabla 4.2: Porcentaje de las dimensiones en planta de las entrantes.

Ejes principales	Entrante 1	Entrante 2	Entrante 3
Eje X (m)	6,02	2,8	6,41
Eje Y (m)	4,25	2,55	4,7
Porcentaje eje X	36,82	17,13	39,20
Porcentaje eje Y	18,12	11,94	27,33

Tabla 4.3: Peso de cada entrepiso, considerando carga viva accidental.

Nivel	Peso (ton)	70 % peso inferior
10	469,30	328,51
9	383,64	268,55
8	409,40	286,58
7	409,40	286,58
6	409,40	286,58
5	409,20	286,44
4	413,02	289,11
3	416,95	291,86
2	416,95	291,86
1	383,45	268,42

8. En todos los entrepisos la excentricidad torsional (e_s), calculada estáticamente con las ecuaciones 4.3 y 4.4, excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

$$e_x \leq 0.1b_1 \quad (4.3)$$

$$e_y \leq 0.1b_2 \quad (4.4)$$

En la Tabla 4.5 se muestran los valores de excentricidad calculados, donde se observa que en la dirección X se sobrepasa el valor establecido del 10 % de la longitud de la planta a partir del cuarto entrepiso, en cambio para la dirección Y los valores son menores al permisible con un decremento de porcentaje del entrepiso uno al diez.

9. Se tienen aberturas en el sistema de piso para el cubo del elevador y para los cubos de iluminación que tienen un área de 50.99 m^2 , respecto al área total representa el 13.3 % por

Tabla 4.4: Área de cada entrepiso.

Entrepiso	Área (m^2)
10	332.72
9	332.72
8	332.72
7	332.72
6	332.72
5	332.72
4	332.72
3	332.72
2	332.72
1	332.72

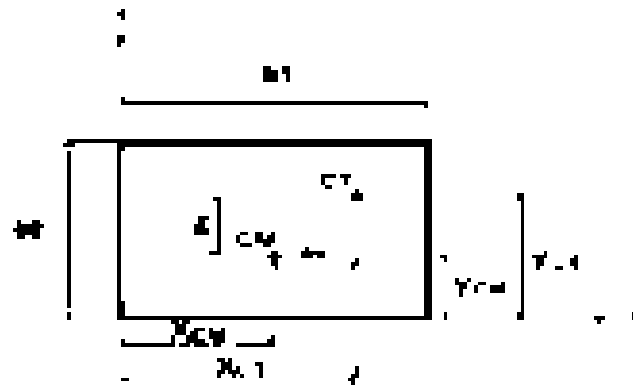


Fig. 4.8: Excentricidad estática. López, 2008.

lo que cumple con no rebasar el 20 %.

10. En cada piso las columnas están restringidas por losa aligerada, además de que el edificio consta de muros diafragma que están conectados a las columnas, por lo que cumple con esta condición.
11. Este parámetro no se cumple ya que la rigidez al corte de los primeros pisos es mayor al 100 % de la del piso inferior, se revisó en ambas direcciones del edificio y se obtuvieron los valores mostrados en la Tabla 4.6

Tabla 4.5: Poceraje de excentricidades de cada entrepiso.

Entrepiso	esx (m)	esy (m)	%esx	%esy
1	-1,5	1,6	9,02	8,23
2	-1,6	1,2	9,62	6,04
3	-1,6	1,0	9,86	4,90
4	-1,6	0,9	9,97	4,13
5	-1,6	0,7	10,05	3,48
6	-1,7	0,6	10,11	2,84
7	-1,7	0,5	10,14	2,21
8	-1,7	0,3	10,14	1,58
9	-1,8	0,3	11,29	1,27
10	-1,7	0,0	10,33	0,04

Tabla 4.6: Rigidez al corte de cada entrepiso.

Nivel	Rigidez X (ton/m)	Condición	Rigidez Y (ton/m)	Condición
10	57442,2	Cumple	57598,8	Cumple
9	93792,8	Cumple	75635,2	Cumple
8	114705,8	Cumple	90070,2	Cumple
7	130656,1	Cumple	102256,6	Cumple
6	144402,2	Cumple	112629,4	Cumple
5	156391,6	Cumple	122054,8	Cumple
4	181642,1	Cumple	135386,2	Cumple
3	190805,2	No cumple	145623,1	Cumple
2	186824,8	No cumple	157079,8	No cumple
1	88710,1	-	79517,0	-

4.5. Consideraciones para el modelado

Se realizaron cuatro diferentes modelos del edificio ubicado en Morelia 107, el primero fue considerando lo que denominamos muros estructurales que son aquellos que llegan de columna a columna y cubren toda la altura y también se consideraron los muros no estructurales que son los que no llegan de columna a columna o pueden no cubrir toda la altura de entrepiso como los que se muestran en la Figura 4.9.

El segundo modelo elaborado fue considerando solo los muros estructurales que en su mayoría

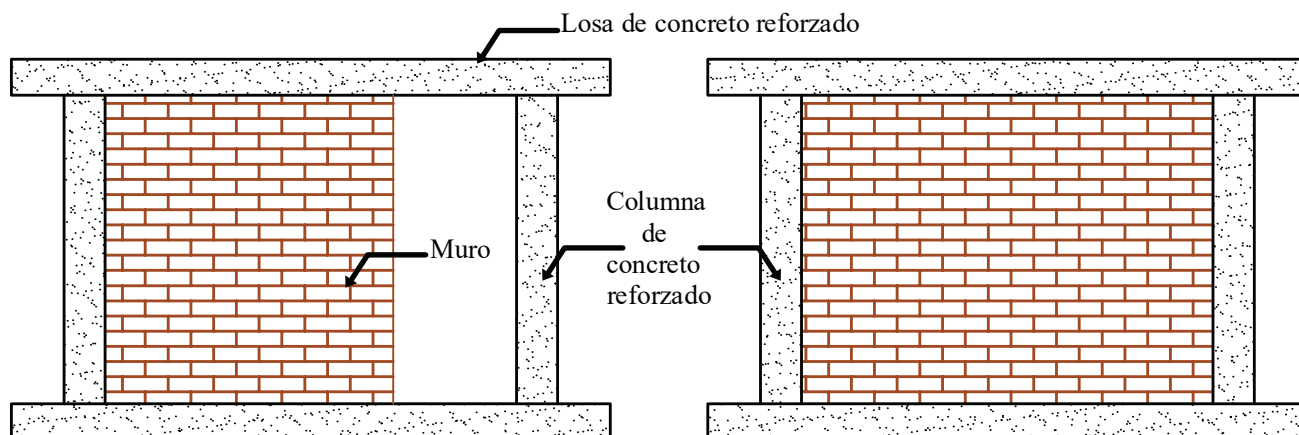


Fig. 4.9: Ejemplo de muros no estructurales y muros estructurales.

son los muros de colindancia con otros edificios, el tercer modelo se realizó sin ningún tipo de muro y en el último modelo se implementaron los dos tipos de muros y además se tomó en cuenta de cierta manera la degradación de la rigidez de los estos y el agrietamiento en las columnas y vigas, utilizando el factor proporcionado por las NTC-C. Estas modificaciones se hicieron en los primeros tres niveles, ya que son los que más daño presentaron. Es importante mencionar que en estos modelos se utilizaron las Normas Técnicas Complementarias de 1976 puesto que el edificio se construyó en 1981 y se quería llegar al diseño original de ese tiempo, por otro lado, se revisó también con el reglamento del año de 1987 para tener una comparativa de resultados de los dos reglamentos.

4.5.1. Propiedades de los materiales utilizados en el edificio.

Para representar el edificio con cierta exactitud se tomaron consideraciones en las propiedades de los materiales de acuerdo con lo medido en campo, lo obtenido del dictamen y complementando con lo estipulado por el reglamento se obtuvieron los valores registrados en la Tabla 4.7 donde se presentan los tipos de concreto y de mampostería que se utilizaron:

Tabla 4.7: Materiales empleados en el modelo.

Material	Elemento	γ (kg/m^3)	f'_c-f^*m (kg/cm^2)	E (kg/cm^2)	ν
Concreto	Columnas	2200	250	221359	0,2
Concreto	Vigas y losa	2000	200	113137	0,2
Mampostería	Muros estructurales	2200	15	5250	0,25
Mampostería	Muros no estructurales	2200	15	5250	0,25

4.5.2. Cargas consideradas

Se describen los tipos de cargas utilizados en el modelo con base en lo establecido en los Reglamentos de Construcción de 1976 y 1987.

4.5.2.1. Cargas vivas

De acuerdo con los reglamentos de construcción de 1976 y 1987 se tiene que las cargas vivas máximas, accidentales y medias para edificaciones de uso para departamentos son los que se muestran en las Tablas 4.8 y 4.9.

Tabla 4.8: Cargas vivas del reglamento de 1976.

Destino de piso o cubierta	W (kg/m^2)	Wa (kg/m^2)	Wm (kgm^2)
Habitación (casa habitación, departamentos, vivienda, dormitorios de hotel, internados de escuelas, cuarteles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	$120+420A^{(1/2)}$
Azoteas con pendientes no mayor de 5%	15	70	100

Tabla 4.9: Cargas vivas del reglamento de 1987.

Destino de piso o cubierta	W (kg/m^2)	Wa (kg/m^2)	Wm (kgm^2)
Habitación (casa habitación, departamentos, vivienda, dormitorios de hotel, internados de escuelas, cuarteles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
Azoteas con pendientes no mayor de 5%	15	70	100

4.5.2.2. Cargas muertas

Son los pesos de todos los elementos que ocupan una posición permanente en el edificio y que tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo. Las cargas muertas a utilizar para el diseño del edificio son las mostradas en las Tablas 4.10 y 4.11.

También se estimó una sobrecarga en las zonas de la fachada donde se encuentran los balcones esta se estimó de $100 kg/m$. Para los modelos donde solo se consideran muros estructurales y sin muros se calculó el peso de los muros divisorios de cada departamento para colocarlos como carga distribuida en la losa, estas cargas para los niveles 1 a 9 son de $289 kg/m^2$.

Tabla 4.10: Cargas muertas de entrepiso.

Cargas muertas de entrepiso (kg/m^2)	
Carga adicional por reglamento	20
Carga adicional por reglamento	20
Firme de mortero de 3cm	70
Recubrimiento	5
Instalaciones	35
Total	150

Tabla 4.11: Cargas muertas de azotea.

Cargas muertas de azotea (kg/m^2)	
Carga adicional por reglamento	40
Relleno e impermeabilización	135
Instalaciones	35
Tinacos	400
Muros	146
Total	756

4.5.3. Método de análisis

Para todos los modelos se llevó a cabo el método estático y el método dinámico, tanto con el reglamento de construcciones de 1976 como el de 1987, para ello se obtuvieron los espectros de diseño correspondientes con las ordenadas espectrales consideradas en cada reglamento. De acuerdo con las normas se tienen valores generales por zona como los que se muestran en las Tablas 4.12 y 4.13.

Tabla 4.12: Valores de las ordenadas espectrales y periodos fundamentales del suelo del reglamento de 1976.

Zona	ao	c	T1	T2	r
I	0.03	0.16	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.2	0.5	2	2/3
III	0.6	0.24	0.8	3.3	1

4.5.3.1. Método estático para el reglamento de construcción de 1976

Este método consiste en representar la fuerza del sismo por fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, es decir, fuerzas laterales que se aplican en cada punto donde se concentre la masa. Estas fuerzas se considerarán igual al peso de la masa correspondiente multiplicado por un

Tabla 4.13: Valores de las ordenadas espectrales y periodos fundamentales del suelo del reglamento de 1987.

Zona	c	Ta	Tb	r
I	0.16	0.2	0.6	0.5
II	0.32	0.3	1.5	0.67
III	0.4	0.6	3.9	1

coeficiente proporcional a la altura y revisando que la relación V_o/W_o sea igual a c/Q' pero no menor a a_o que es la ordenada espectral que corresponde a un periodo igual a cero. Para el cálculo de las fuerzas se necesita tanto el valor de c como de Q' , que de acuerdo con la ubicación de la estructura en las zonas de la Ciudad de México se sitúa en Zona III de terreno compresible donde el valor del coeficiente sísmico (c) es de 0.24. Por otra parte, se lleva a cabo una reducción de estas fuerzas representativas por medio del factor de reducción por ductilidad (Q') que depende de la ductilidad del sistema y del periodo fundamental de la estructura. Se optó por una ductilidad para el edificio de dos, puesto que las fuerzas laterales serán soportadas por marcos o por muros de mampostería confinados por dadas, castillos, columnas o traveses, el periodo fundamental de la estructura que se obtuvo del modelo del edificio es un valor mayor a T_1 , por consiguiente, se toma $Q' = Q$ conforme a lo estipulado en las NTC.

4.5.3.2. Método estático para el reglamento de construcción de 1987

Se toman las mismas consideraciones que lo descrito con el reglamento de 1976, pero se toma un valor de c igual a 0.4 y los periodos en el espectro en la rama ascendente y descendente son diferentes a los establecidos en las normas anteriores el valor de ductilidad se tomó igualmente con valor de dos, estos cambios se debieron a que dos años antes se presentó el sismo de septiembre de 1985, donde se realizaron diversas modificaciones a las Normas Técnicas Complementarias debido a los altos grados de daño que presentaron las estructuras, sobre todo en los edificios de esquina que representaron el 42 % de los edificios dañados según las estadísticas presentadas en Meli y Miranda (1986), es decir después del sismo del 19 de septiembre de 1985 una de las modificaciones que se realizaron en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo fue tomar en cuenta la irregularidad estructural por medio de diferentes parámetros relacionados con la geometría en planta y elevación, simetría de los elementos resistentes, pesos y rigideces en cada entrespaño.

4.5.3.3. Métodos dinámicos para los reglamentos de construcción de los años 1976 y 1987

Puesto que la mayoría de los edificios que tuvieron algún nivel de daño, fueron construidos antes del sismo que se presentó en septiembre del 1985 por lo que en estas edificaciones las memorias de cálculo no son fáciles de obtener o simplemente se tienen que hacer levantamientos de toda la edificación, es por esto que en los diferentes edificios visitados para esta tesis (con enfoque en uno de ellos) se consideraron los reglamentos de construcción de 1976 y 1985 en el análisis además de que se busca ver las diferencias en la respuesta dinámica de las estructuras.

Para el análisis realizado con el método dinámico explicado en el reglamento de 1976 se obtuvo el espectro de diseño siguiendo las ecuaciones propuestas en este año, obteniendo las ordenadas espectrales de la siguiente manera:

$$a = a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_1}, T < T_1 \quad (4.5)$$

$$a = c, T_1 \leq T \leq T_2 \quad (4.6)$$

$$a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r, T > T_2 \quad (4.7)$$

Identificando el tipo de zona en donde se encuentra la edificación y sustituyendo los valores de la Tabla 4.12 en las ecuaciones anteriores, para el caso particular de esta tesis se tiene que la zona de estudio que engloba las colonias Roma e Hipódromo que se localizan en la zona III y en conjunto con el periodo fundamental de la estructura analizada se obtiene tanto el espectro elástico como el espectro reducido por Q' , con ordenadas espectrales con valores máximos 0.24g y 0.12g para el espectro elástico y reducido respectivamente.

Por otro lado, para el reglamento de 1987 que se realizó después del sismo de 1985, se modificaron diversos apartados entre los que están las ordenadas espectrales, que aumentaron y se calculan con las ecuaciones 4.8, 4.9 y 4.10.

Para la reducción de estas fuerzas se considera el factor de Q' y el factor de regularidad estructural que se implementó por primera vez en las normas mexicanas, este valor depende de los puntos explicados en la sección de condiciones de regularidad, que en las diferentes edificaciones visitadas y en particular en el edificio analizado no se cumplen con varias de estas condiciones por consecuencia se tiene que multiplicar por 0.8 el valor de Q' .

Para ambos reglamentos, se obtuvieron los espectros de diseño elásticos y reducidos que se muestran en la Figura 4.10.

$$a = \left(1 + 3\frac{T}{T_a}\right)\frac{c}{4}, T < T_a \quad (4.8)$$

$$a = c, T_a \leq T \leq T_b \quad (4.9)$$

$$a = c\left(\frac{T_b}{T}\right)^r, T > T_b \quad (4.10)$$

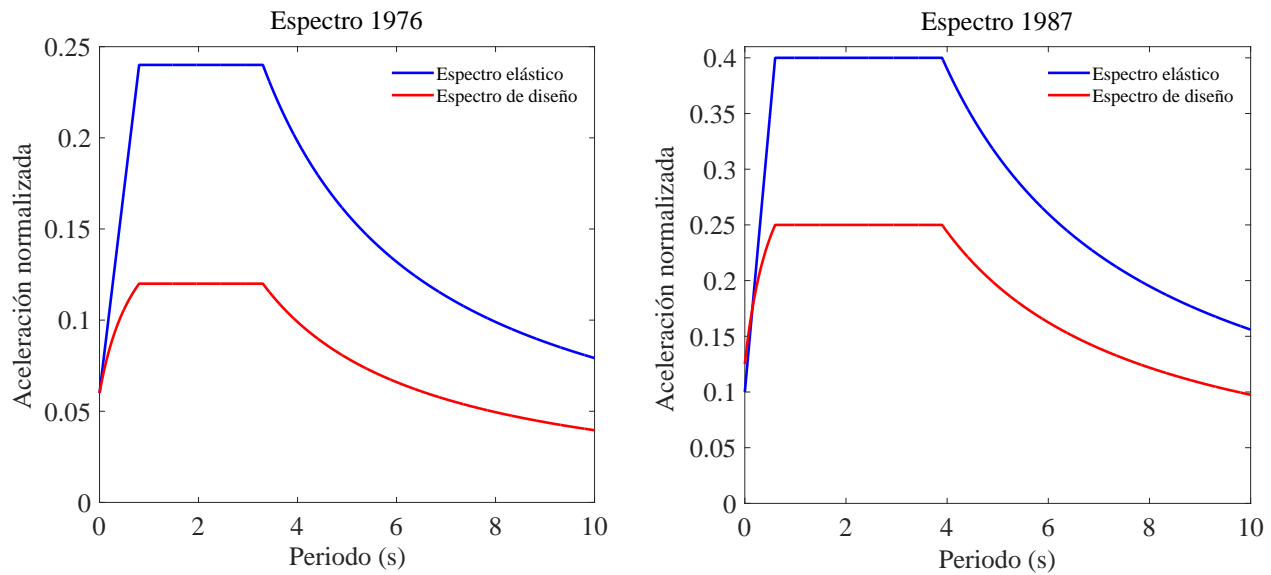


Fig. 4.10: Espectros de diseño de los reglamentos de 1976 y 1987.

4.6. Acelerogramas

Se eligió la estación CO56 para obtener los registros de aceleraciones del sismo de Chiautla de Tapia en Puebla. Esta estación está localizada en la Escuela Secundaria Técnica número 18 ubicada en la calle Córdoba, entre las calles Colima y Tabasco en la colonia Roma de la Ciudad de México.

La estación CO56 fue seleccionada por la cercanía al edificio estudiado, se obtuvieron los registros en dirección N90W Y N00E que se filtraron por medio del software Seismo Signal con el método de línea base, este acelerograma se utilizó en los modelos para conocer la respuesta del sistema ante carga sísmica con las diferentes configuraciones de densidades de muros utilizadas en los modelos.

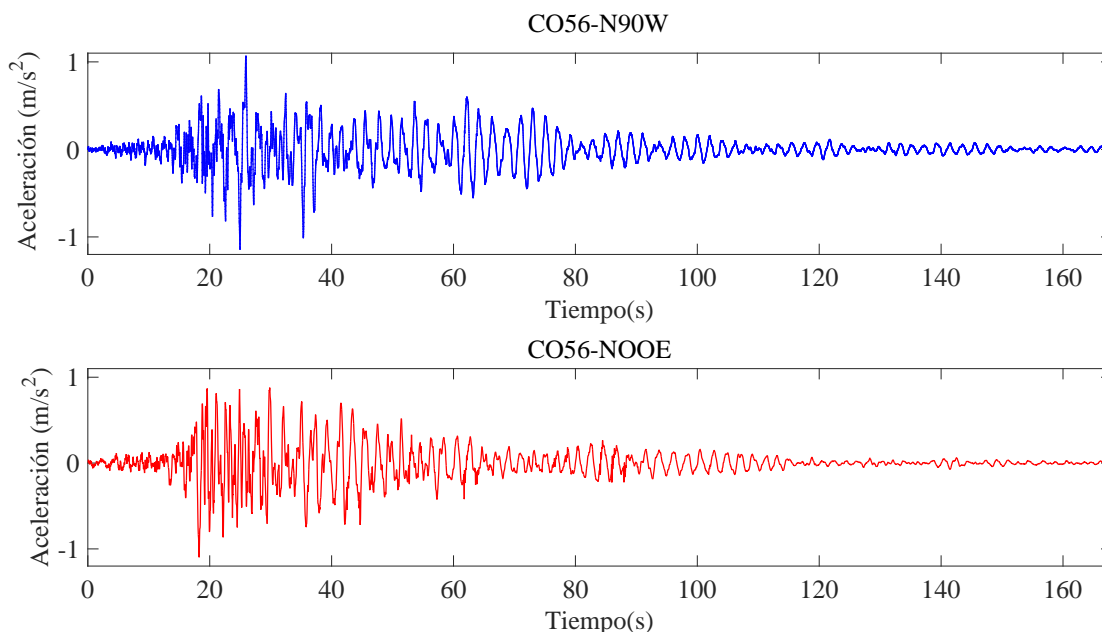


Fig. 4.11: Aceleraciones registradas en dos diferentes direcciones.

4.6.1. Comparación de los espectros

Con los espectros obtenidos de cada reglamento se hace la comparativa con los espectros de respuesta que se generan de los acelerogramas registrados en la estación CO56 para ambas direcciones. De acuerdo con las ordenadas espectrales de cada registro, para cada reglamento, se observa que el espectro de diseño elástico para el reglamento de 1976 en la zona de la rama ascendente y parte de la meseta no cubre adecuadamente la demanda exigida por el sismo. Por otro lado, para el reglamento de 1987 el espectro de diseño elástico cubre casi toda la demanda, exceptuando en la zona de la meseta dos picos superiores a los 392.4 cm/s^2 .

Otro dato importante para resaltar es que en la dirección Y del edificio se verá más solicitada en cuestión de fuerzas sísmicas ya que esta dirección corresponde al registro de NOOE. Además, ubicando el periodo fundamental de la estructura en las gráficas de los espectros, este se encuentra en la meseta para ambos reglamentos donde las ordenadas espectrales son mayores a las de diseño para el reglamento de 1976, por lo que teóricamente el edificio debió experimentar daños.

En cambio, para el espectro elástico del reglamento de construcción de 1987 las aceleraciones demandadas para el periodo de la estructura son cubiertas, aunque el espectro de diseño no lo hace, sobre todo para el espectro de respuesta del registro en la dirección NOOE que como ya se mencionó las aceleraciones obtenidas de este espectro de respuesta son mayores que las de la dirección N90W.

Si el edificio analizado en esta tesis hubiera sido diseñado con el reglamento del año de 1987, considerando las irregularidades estructurales y un mejor diseño en los elementos sobre todo en los muros, el daño de éste sería significativamente menor. Estas comparaciones se muestran en la Figura 4.12.

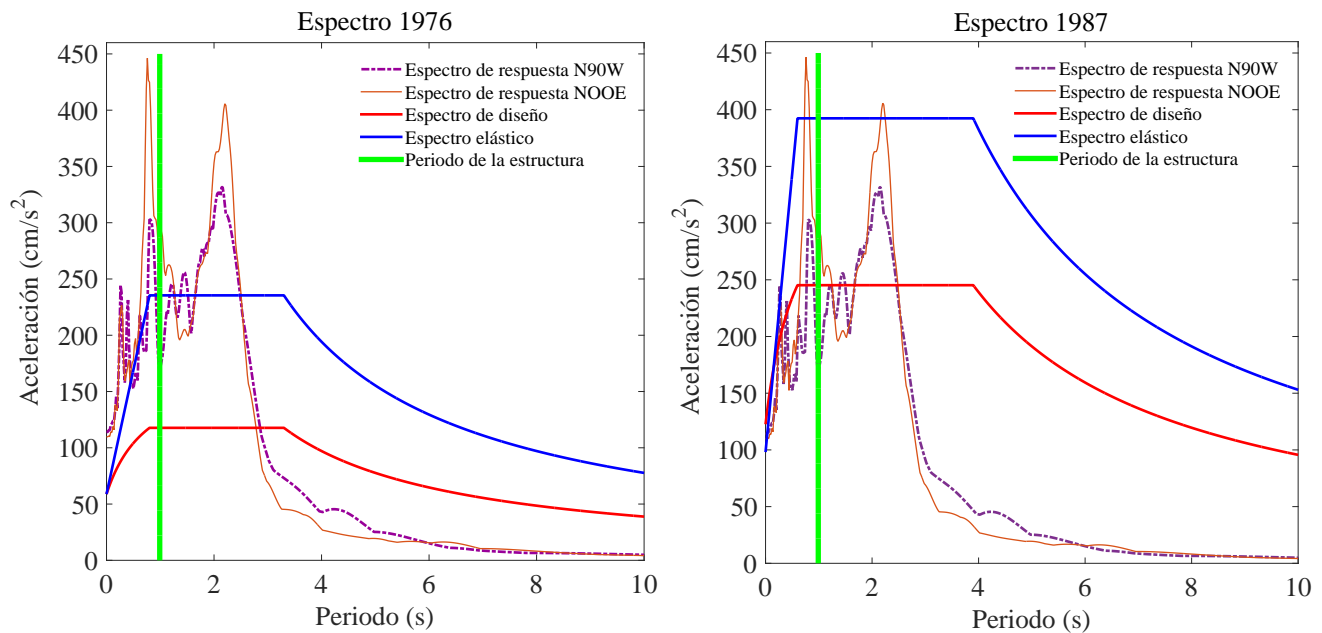


Fig. 4.12: Comparación de espectros de respuesta respecto a los espectros de diseño de cada reglamento.

4.6.2. Medición del periodo

Un parámetro importante para el análisis de una estructura es el periodo fundamental de vibrar para conocer qué tan flexible es la estructura, aunado a esto, el conocer el periodo de vibrar de la edificación nos da información sobre el posicionamiento dentro del espectro de diseño y saber la magnitud de aceleraciones a las cuales tendrá que ser diseñado.

Con ayuda de profesores de la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco y con autorización de la administración del edificio se realizó una medición de señales de tres canales (teniendo una señal vertical y dos horizontales) por vibración ambiental que se filtraron y se transformaron en espectros de Fourier.

Posteriormente se empleó el método de Nakamura que consiste en realizar un cociente de espectros (los horizontales entre el vertical) y observando de lo resultante de esta prueba que donde se ubica el pico máximo de los cocientes de espectros, corresponde al periodo fundamental de vibrar de la estructura.

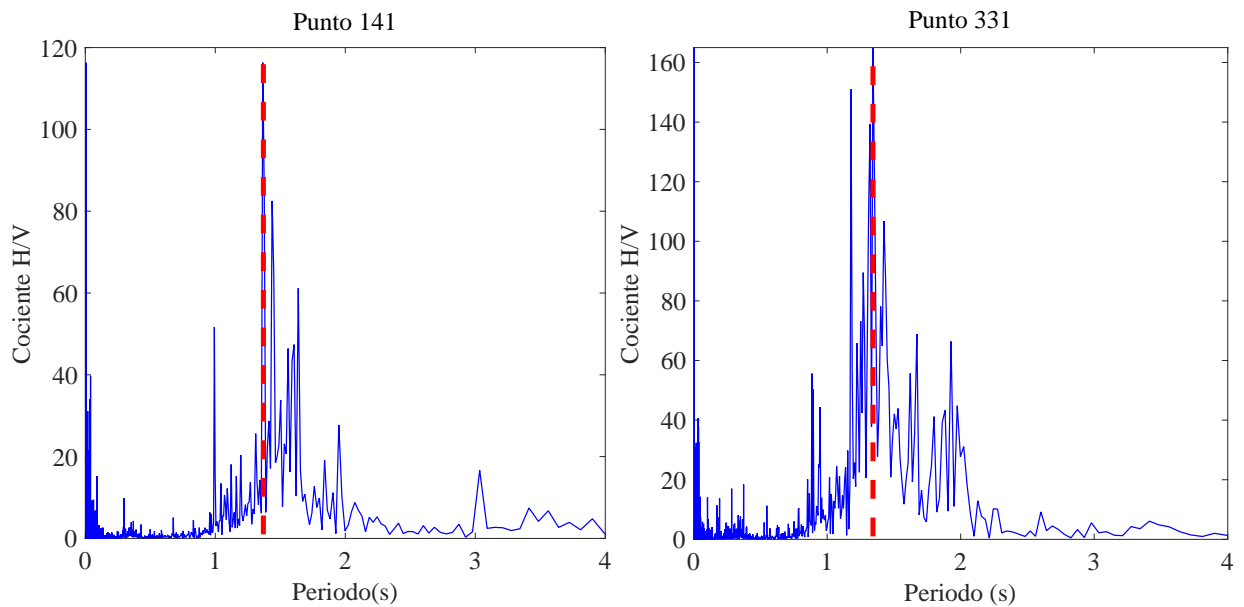


Fig. 4.13: Cociente de espectros en los puntos 141 y 331

En la figura anterior se muestran los cocientes de Fourier de dos puntos medidos en la estructura donde se observa que el periodo de la estructura oscila en 1.4 segundos, hay que considerar que este valor se obtuvo después del sismo del 19 de septiembre de 2017 por lo que el edificio ya no contaba con la rigidez inicial principalmente porque los muros de fachadas y divisorios de los primeros pisos se encontraban en muy mal estado, por lo que se supone que el periodo obtenido es mayor al que inicialmente tenía la estructura.

5. Modelos numéricos lineales

De los parámetros anteriores del edificio localizado en la calle Morelia 107, se realizaron cuatro tipos de modelos de este edificio, con diferentes configuraciones de densidad de muros, observando el efecto que tienen sobre la respuesta de la estructura ante carga sísmica. Además de revisar su comportamiento ante carga sísmica, se hace la revisión con los reglamentos de 1976 y 1987 si cumplen con los parámetros de diseño de los elementos estructurales.

- **Modelo considerando muros estructurales y muros no estructurales (TM):** El modelado de la estructura se realizó en el software ETABS, efectuando un análisis elástico. Para este modelo se consideraron todos los elementos estructurales y no estructurales del edificio, con las propiedades geométricas y de los materiales descritas anteriormente, para lograr el mayor parecido al real, la distribución de los muros en planta y en elevación se muestra en la Figura 5.1.

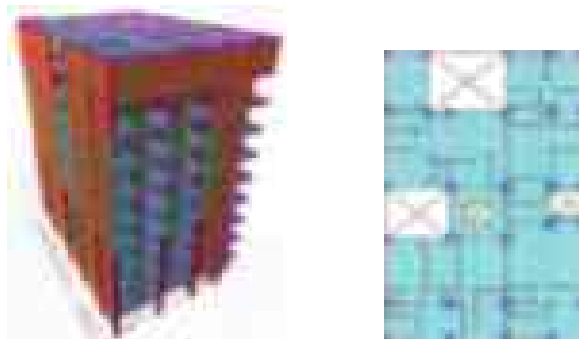


Fig. 5.1: Modelo numérico incluyendo muros diafragma y muros divisorios (ETABS).

- **Modelo considerando muros estructurales (ME):** Para este modelo se consideraron solo muros estructurales, para realizar la comparativa de que impacto tienen en la respuesta los muros divisorios de los departamentos. En la Figura 5.2 se observa que se tomaron en cuenta todos los muros que colindan con otros edificios, y algunos internos que cumplen con la condición de ser muro estructural. Los muros que se eliminaron del modelo se consideraron con cargas uniformes sobre la losa y se describen en secciones pasadas.

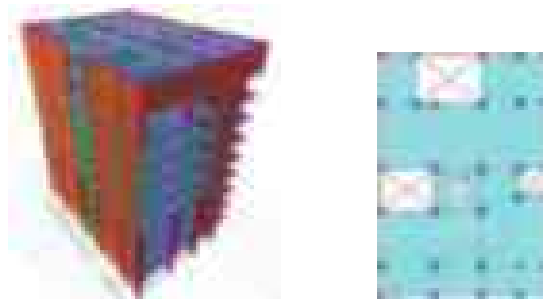


Fig. 5.2: Modelo numérico solo con muros estructurales (ETABS).

- **Modelo sin ningún tipo de muros (SM):** En la mayoría de los análisis el modelo numérico representativo de las estructuras no se considera tanto los muros estructurales y no estructurales, tal cual como un elemento wall o shell, sino que se consideran como cargas, principalmente por simplicidad, esto tiene un efecto en la rigidez del sistema y en su respuesta ante carga sísmica.

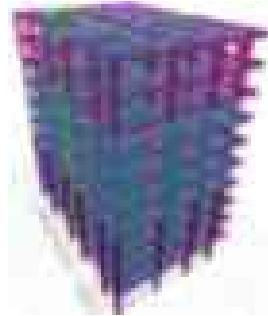


Fig. 5.3: Modelo sin considerar ningún tipo de muro (ETABS).

- **Modelo considerando el daño (D):** Para representar el edificio después del sismo se realizó un modelo considerando los daños que se presentaron, identificando en las visitas realizadas con las brigadas dirigidas por la UAM, y posteriormente visitas autorizadas por una de las propietarias que nos permitió observar y recabar evidencia del daño en la planta baja y primer piso. Igualmente se observó que el daño se concentró en los primeros tres niveles y planta baja, como ya se mencionó anteriormente. Para representar el daño provocado por el sismo se disminuyó el módulo de elasticidad de todos los muros de los pisos más dañados en un mínimo para que su módulo de rigidez disminuyera considerablemente, es decir el cortante soportado por estos elementos será menor, recordando que estos elementos tuvieron una falla a compresión diagonal que es básicamente una falla por cortante, también se disminuyó en un 30 % su módulo de elasticidad de los muros estructurales y de los muros no estructurales se redujo en un 45 % en los pisos superiores, además de que se consideraron secciones agrietadas

en las columnas y vigas como indica las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Esto se utilizó para alcanzar el periodo obtenido de las vibraciones ambientales registradas con un acelerómetro.

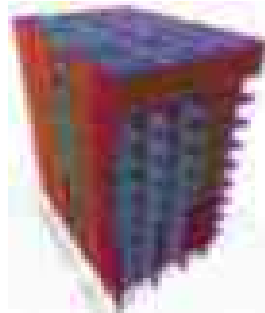


Fig. 5.4: Modelo considerando el daño presentado después del sismo del 2017 (ETABS)

5.1. Resultados

De acuerdo con cada modelo realizado de las diferentes configuraciones de los muros, se tienen las siguientes comparaciones en las que se observan el efecto que tienen los muros en la respuesta de la estructura modelada del edificio situado en esquina.

5.1.1. Modos de Vibrar

Para los cuatro modelos analizados, con todos los muros (TM), en el que se considera el daño (D), solo los muros estructurales (ME) y el último sin considerar ningún muro (SM), se obtuvieron los primeros cinco modos de vibrar que se muestran en la Tabla 5.1, se hace la comparativa entre ellos y se observa que éstos se incrementan de manera considerable cuando no se contemplan todos los muros, ya que la rigidez de la estructura es menor llegando a valores máximos de 1.959 segundos para el modelo SM. Para el caso del periodo del modelo donde se consideró el daño de la estructura, se obtiene un valor para el primer modo de 1.39 segundos que es aproximado con el periodo medido por vibración ambiental que se menciona anteriormente. Comparando los valores del periodo de los modelos TM y SM, se observa un aumento de más de 50 %, recordando que en el primero se consideran todos los muros (estructurales y no estructurales) y el segundo solo los marcos de concreto reforzado, es decir se hace notar la flexibilidad del modelo SM respecto al modelo TM, por otro lado la comparación entre los modelos TM y D se tiene un aumento de 29 %, dicho de otro modo las secciones agrietadas de columnas y vigas y la reducción del módulo de elasticidad generan una disminución de rigidez al sistema.

Tabla 5.1: Modos de vibrar de los cuatro modelos analizados

Modo	Tipo de Modelo			
	TM	D	ME	SM
1	0,985	1,399	1,539	1,959
2	0,891	1,254	1,329	1,906
3	0,8	1,063	0,976	1,692
4	0,32	0,431	0,496	0,632
5	0,297	0,399	0,427	0,624

5.1.2. Desplazamientos

Se examinaron los desplazamientos que se provocaron por las fuerzas espectrales del espectro del diseño, y se contrastan con los desplazamientos que se obtienen de las aceleraciones registradas para cada modelo realizado con base rígida. En estos datos se percibe que en la dirección X de la estructura los desplazamientos inducidos por las fuerzas espectrales (línea punteada) para los cuatro modelos y para ambos reglamentos son superiores a los que se producen por el movimiento medido (línea sólida) como se muestran en las Figuras 5.5 y 5.6.

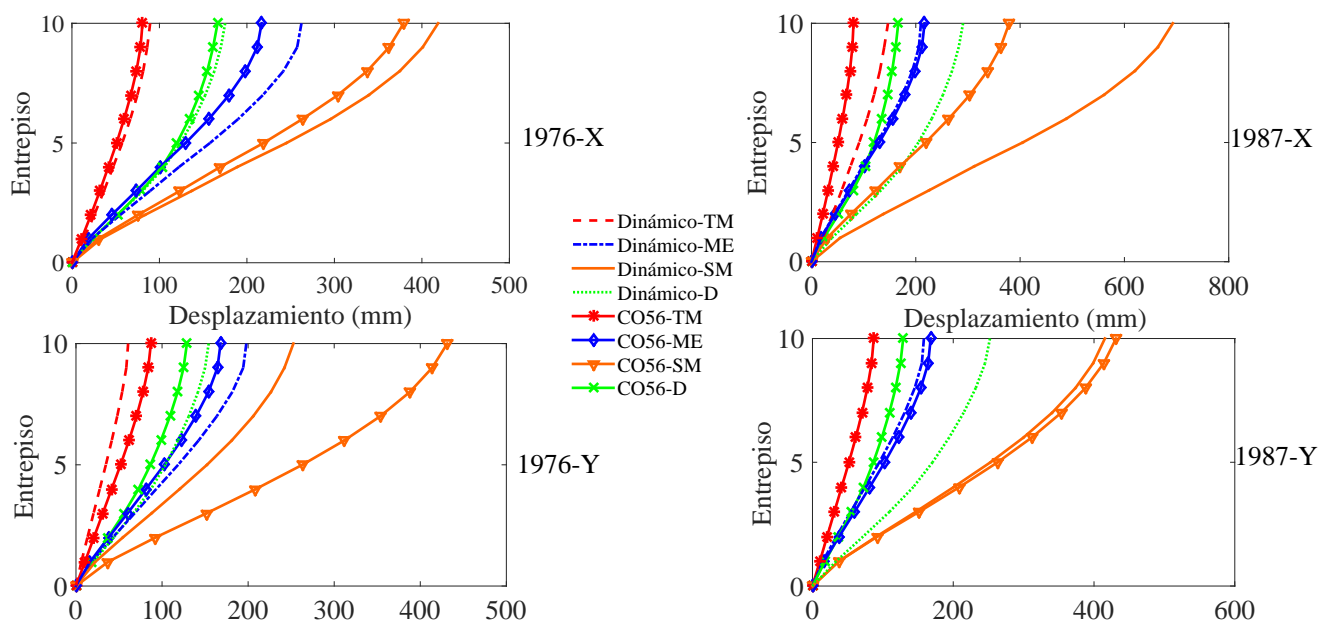


Fig. 5.5: Comparativa de desplazamientos para cada tipo de modelo(Método dinámico)

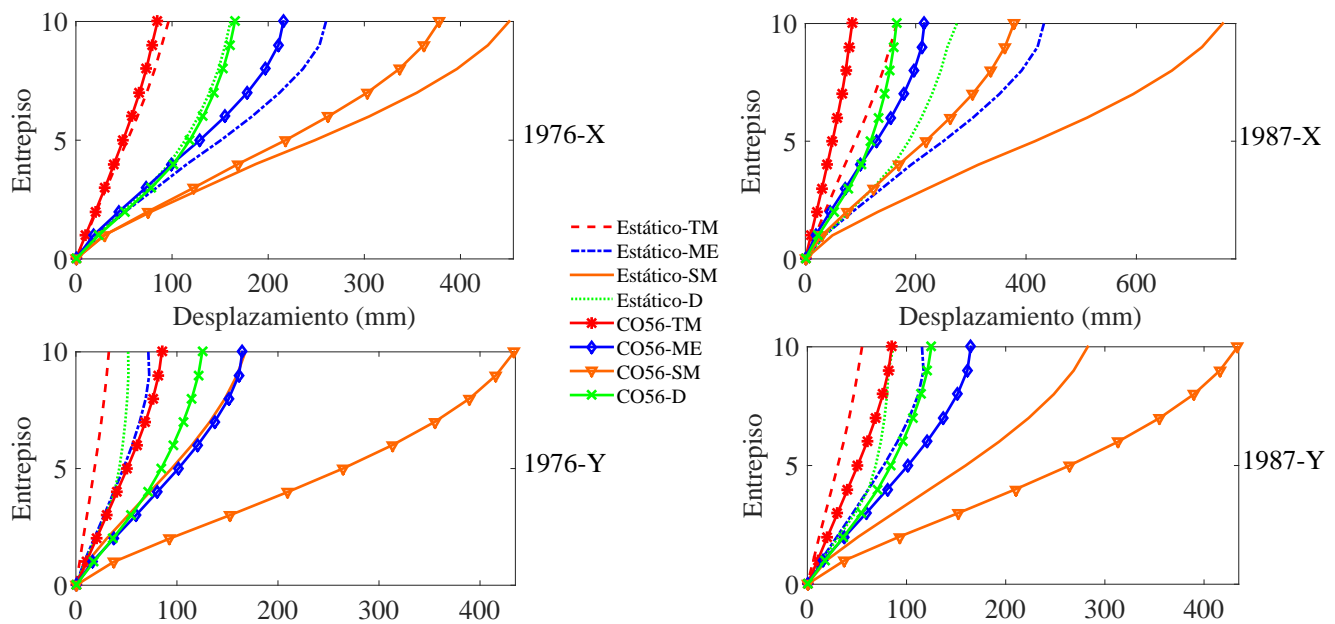


Fig. 5.6: Comparativa de desplazamientos para cada tipo de modelo (Método estático)

En la relación de estos desplazamientos es notorio que el modelo que contiene todos los muros es el que menos se desplaza en cada entrepiso, teniendo un desplazamiento de azotea de 8.8 cm, en cambio para el modelo que no contiene ningún muro tiene un desplazamiento de azotea de 26 cm (estos valores son para el método dinámico del año de 1976), por lo que este último es casi tres veces más grande. Para el eje Y del edificio los valores más altos de desplazamiento en los modelos que contienen todos los muros y el que no tiene ningún muro se produjeron por las aceleraciones del registro, con la diferencia de los valores máximos que son de 5 cm y 25 cm respectivamente. Para el método estático se tiene un comportamiento muy parecido con los desplazamientos anteriores. En los desplazamientos mostrados en las figuras anteriores se aprecia que la colaboración de los muros impacta de manera importante en la rigidez del sistema, al no modelar estos elementos se propicia a generar secciones de columnas y vigas más robustas para que se cumpla con las condiciones de desplazamiento lateral. Cabe mencionar que todos los desplazamientos para el reglamento del año de 1976 se multiplicaron por Q' y para el reglamento de 1987 se multiplicaron por Q' y por el factor de corrección de irregularidad.

5.1.3. Distorsiones

Se hizo una revisión de las distorsiones de entrepiso para cada método, y se verificó si se rebasaban los límites de distorsión provocados por las fuerzas cortantes para elementos ligados y no ligados a la estructura con valores de 0.008 y 0.016 respectivamente NTC (1976). Los modelos

con muros estructurales, sin muros y considerando el daño, superan los límites antes mencionados, en cambio el modelo con todos los muros está lejos de alcanzarlos en ambas direcciones por la gran rigidez proporcionada por los muros, en las Figuras 5.7 y 5.8 se muestran los valores de distorsiones alcanzados por cada modelo.

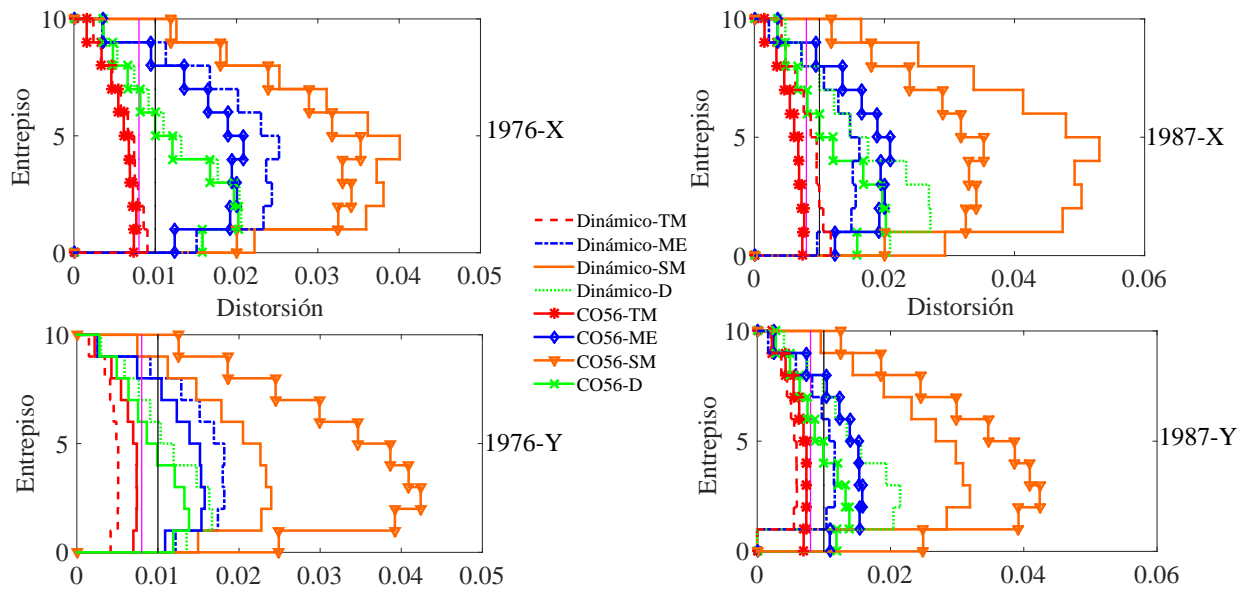


Fig. 5.7: Comparativa de distorsiones para cada modelo (Método dinámico)

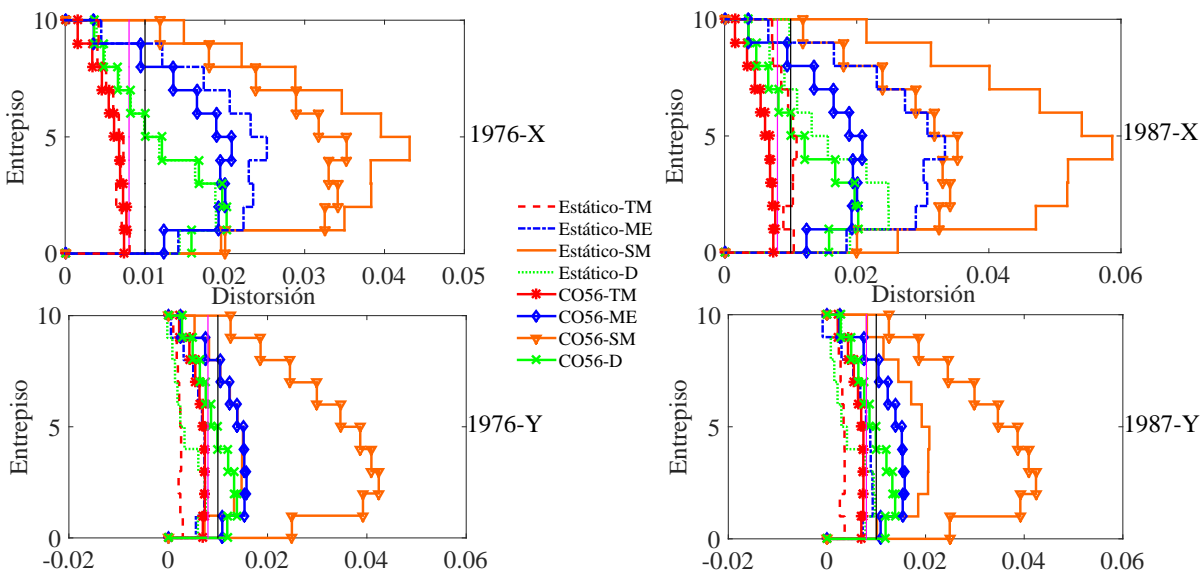


Fig. 5.8: Comparativa de distorsiones para cada modelo (Método estático)

Para los métodos dinámicos, las distorsiones al igual que en los desplazamientos en dirección X

no sobrepasan las obtenidas con los acelerogramas, en cambio en dirección Y si se rebasan. Para todos los modelos sobrepasan las diferentes distorsiones límites excepto el modelo TM que tiene distorsiones muy pequeñas, siendo la máxima de 0.0041 en X y 0.0021 en Y para el método dinámico del reglamento de 1976, por otro lado, las distorsiones máximas alcanzadas en el reglamento de 1987 se tienen valores de 0.0069 en X y 0.0034 en Y.

5.1.4. Revisión de columnas a cortante

Al notar que las columnas de la planta baja tuvieron cierto grado de daño en cuestión de deformaciones de los estribos, se realizó una revisión a cortante de estos elementos para cada elemento, de acuerdo con las demandas generadas por las cargas antes mencionadas en secciones anteriores y ante carga sísmica (CO56). En la Tabla 5.2 se muestran las demandas para cada modelo. Para el cálculo de los cortantes resistentes se utilizaron los criterios mostrados en el Reglamento de Construcción de 1987 para miembros sujetos a flexión y carga axial donde la cuantía de acero para los casos de estas columnas de planta baja es mayor a 0.01 por lo que el cortante resistente por el concreto (V_{cR}) se calcula por medio de la ecuación 5.1.

$$V_{cR} = 0.5F_R(bd)\sqrt{f_c^*} \quad (5.1)$$

La carga axial de P_u en estos elementos cumple con la condición $P_u = 0.7f_c^* + 2000A_g$ por lo que la ecuación 5.1 se tiene que multiplicar por $1 + 0.007\frac{P_u}{A_g}$. Al necesitar refuerzo por cortante ya que $V_u > V_{cR}$ se toma la separación de 25cm como se indica en los armados de las columnas descritas anteriormente. El cortante suministrado por los estribos (V_{sR}) se obtiene por medio de la ecuación 5.2.

$$V_{sR} = 0.75A_s f_y \frac{d}{s} \quad (5.2)$$

Tabla 5.2: Demandas a cortante de columnas de la planta baja

Grupo	TM			ME			SM		
	P_u (kgf)	V_x (kgf)	V_y (kgf)	P_u (kgf)	V_x (kgf)	V_y (kgf)	P_u (kgf)	V_x (kgf)	V_y (kgf)
C7	184782	29860	10560	172171	39458	15322	139618	48888	37629
C8	51250	28830	8820	47110	30888	17334	158834	42853	33375
C10	144661	21030	15688	142432	26932	11392	220406	38459	32002
C30	78320	17422	12450	176289	10596	7693	116158	29158	25772
C20	153101	2392	2776	170004	801	2265	89548	601	34955

Nomenclatura

P_u : Carga axial última kgf. V_x : Cortante demandado en la dirección X kgf. V_y : Cortante demandado en la dirección Y kgf.

Tabla 5.3: Cortante resistente de columnas de la planta baja

Grupo	TM			ME			SM		
	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)
C7	17575	21492	39067	17104	21492	38596	15888	21492	37380
C8	12587	21492	34079	12432	21492	33924	16606	21492	38098
C10	16076	21492	37568	15993	21492	37485	18906	21492	40398
C30	13598	21492	35090	17258	21492	38750	15012	21492	36504
C20	16392	21492	37884	17023	21492	38515	14018	21492	35510

Nomenclatura

VCR: Cortante resistente del concreto kgf. **VSR:** Cortante resistente por los estribos kgf. **VR:** Cortante total resistente (VCR+VSR)kgf.

Al obtener los cortantes resistentes en ambas direcciones y compararlos con las demandas antes presentadas, se puede observar en la Tabla 5.3 que en el caso del modelo SM las columnas denominadas C7 y C8 requieren de una mayor cantidad de refuerzo o disminuir el espaciamiento entre estos. En este caso solo se presentan cinco columnas que concuerdan con las especificadas en la sección de Grado de Daño donde se detalla el tipo de daño presentado en estos elementos. Por otro lado, para el modelo TM se cubre la demanda en su totalidad y en el modelo ME, el cortante resistente en casi todos los especímenes envuelve de manera satisfactoria la demanda excepto para la columna C7.

Al comparar los cortantes con factores de reducción y sin factores de reducción que se muestran en la Tabla 5.4, obtenidos del modelo TM que es el que cuenta con todos los elementos, se puede observar un aumento del cortante resistente en un 33 % para cada columna que se muestra.

Tabla 5.4: Cortante resistente sin afectación de factores de reducción

Columna	TM		
	VCR	VSR	VR
C7	23433	28656	52089
C8	16783	28656	45439
C10	21435	28656	50091
C30	18131	28656	46787
C20	21856	28656	50512

Nomenclatura

VCR: Cortante resistente del concreto kgf. **VSR:** Cortante resistente por los estribos kgf. **VR:** Cortante total resistente (VCR+VSR)kgf.

5.1.5. Revisión de columnas por flexocompresión

Se efectuó la revisión de las columnas de los primeros tres entrepisos, ya que en estos pisos se concentró la mayor parte del daño recibido, en éstos las columnas tienen dimensiones de 50x40 cm y tienen una altura de 2.8 metros excepto la planta baja que cuenta con 3 metros. De este conjunto de columnas las más afectadas fueron las localizadas en la planta baja, el daño a simple vista se relaciona con que los estribos sufrieron deformaciones que generaron grietas a lo largo del perímetro de las columnas.

De estos elementos se muestra la comparativa de las fuerzas axiales y los momentos flexionantes que se demandaron por las fuerzas espectrales del método estático y dinámico en la Figura 5.9, de igual manera las ocasionadas por la fuerza de las aceleraciones registradas en la estación de CO56 de la Red Acelerográfica de la Ciudad de México que se encuentra cerca de la estructura, para proporcionar el movimiento experimentado con precisión.

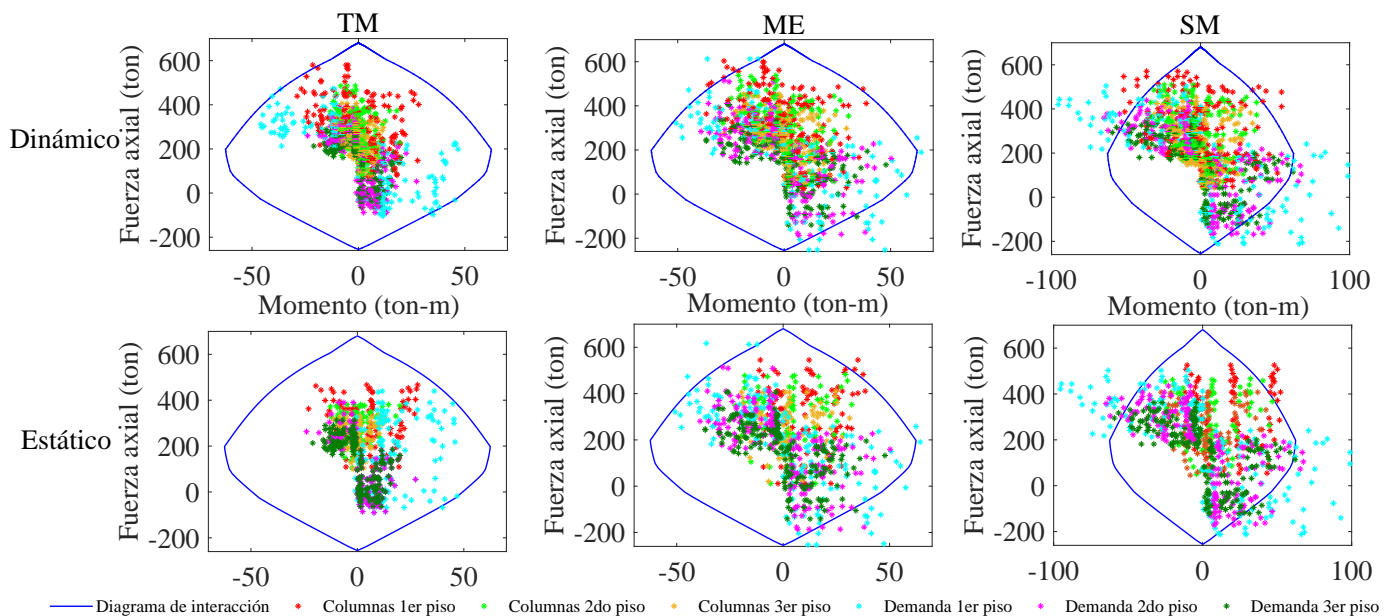


Fig. 5.9: Diagramas de interacción de las columnas de los primeros pisos para cada tipo de modelo

Se puede observar que para cada modelo realizado (TM, ME, SM) las columnas de la planta baja son las más demandadas en cuestión de resistencia pero con la diferencia de que para el modelo que tiene todos los muros las columnas quedan dentro del diagrama de interacción, en cambio para el resto de los modelos no solo las columnas de la planta baja tienen mayor demanda si no que algunas columnas del resto de los pisos analizados sobresalen de los límites de los diagramas de interacción, puesto que las fuerzas axiales recaen en su totalidad en las columnas. Por lo tanto,

para los diferentes modelos, al no considerar todos los muros, la demanda de las columnas aumenta considerablemente hasta llegar a no cumplir con los requisitos de resistencia y con ello se debe considerar un aumento en las secciones.

5.1.6. Excentricidad

Un parámetro importante que resaltar de edificaciones con irregularidades estructurales es la excentricidad que se provoca por la densidad de muros en éstos. Un claro ejemplo de grandes porcentajes de excentricidad son los que presentan edificios localizados en esquina, que como ya se mencionó en la parte inferior de éstos la cantidad de muros es superior, generando que el centro de masas y el centro de rigidez no coincidan provocando problemas de torsión. Para controlar este problema las NTC ponen como límite que la excentricidad en ambas direcciones sea menor al 10%. Para revisar este parámetro se obtuvieron los porcentajes de excentricidad de cada modelo en ambas direcciones principales y por cada entrepiso.

Tabla 5.5: Porcentaje de excentricidad para cada tipo de modelo.

Tipo de modelo Entrepiso	TM		ME		SM		D	
	%esx	%esy	%esx	%esy	%esx	%esy	%esx	%esy
1	9,02	8,23	14,85	11,43	2,74	6,58	5,51	8,70
2	9,62	6,04	16,55	11,62	0,25	5,13	9,17	9,27
3	9,86	4,90	16,95	11,24	0,64	4,39	11,12	9,74
4	9,97	4,13	17,33	10,98	1,05	3,90	11,89	9,62
5	10,05	3,48	17,57	10,73	1,22	3,46	11,67	8,38
6	10,11	2,84	17,76	10,39	1,35	3,15	11,33	7,19
7	10,14	2,21	17,88	9,96	1,44	2,88	11,06	6,13
8	10,14	1,58	17,92	9,45	1,52	2,64	10,83	5,16
9	11,29	1,27	18,62	9,00	1,62	2,40	11,73	4,58
10	10,33	0,04	17,34	7,31	2,12	2,06	10,67	3,16

Al relacionar los resultados obtenidos de las excentricidades de cada modelo, se puede observar que el modelo ME presenta la mayor excentricidad en el eje X, superando el valor permitido por las normas de 10% de la longitud en la dirección de estudio. Por otro lado, el modelo SM presenta la menor excentricidad por la ausencia de muros, algo que en el edificio no se cumple ya que la mayoría de los edificios localizados en esquina presentan problemas de torsión por la distribución en los muros de colindancia. Este un factor que se tiene que tomar en cuenta, puesto que afecta la respuesta del sistema ocasionando mayores demandas en los elementos estructurales.

Otro aspecto por resaltar es que para los modelos TM y D al contar con los muros diafragma y muros partición tuvieron porcentajes de excentricidad menores a los presentados por el modelo

ME, obteniendo porcentajes que apenas exceden el permitido por las NTC-S. Por otro lado, los valores muestran que para el modelo TM el considerar a los muros como parte de la estructura es benéfico en comparación con el ME, ya que la irregularidad de rigidez en planta es mucho mayor; respecto al modelo SM como ya se mencionó no se tiene un comportamiento aproximado a lo presentado en el edificio puesto que este modelo se puede considerar como una estructura regular en el sentido de rigidez en planta. Una conclusión general de estos datos es que los porcentajes más realistas son los del modelo TM, y en el diseño se debe de tener el cuidado en los entrepisos donde se sobrepasa esta excentricidad, estos resultados se muestran en la Tabla 5.5 para cada entrepiso de la estructura.

6. Modelo numérico para análisis no lineal

Se efectuó el análisis estático no lineal del edificio seleccionado anteriormente (Morelia 107) en el software RUAUMOKO3D, para esto se crearon tres tipos de modelos que utilizaron las mismas configuraciones que los modelos de análisis elástico (TM, ME, SM). Para revisar el impacto que tiene la implementación de los muros en el modelo sobre la curva de capacidad y la revisión de la respuesta en un análisis dinámico no lineal; para el modelo con todos los muros se obtuvieron las curvas de comportamiento histerético de los elementos donde se tuvo daño y se verificó si el comportamiento modelado fue correcto de acuerdo al grado de daño que se tuvo en el edificio.

Las secciones de los elementos estructurales, las propiedades de los materiales y las condiciones de carga son exactamente iguales al modelo que representa el comportamiento elástico, los datos que se anexaron a este análisis fueron el comportamiento histerético de cada elemento, las propiedades para representar las articulaciones plásticas y el patrón de carga distintivo de las fuerzas laterales de empuje. En el **Apéndice C** se muestran los archivos de entrada para el ejecutable de RUAUMOKO3D y la descripción de los parámetros para realizar el Análisis estático no lineal y el Análisis dinámico no lineal.

6.1. Modelos Histeréticos

Se utilizaron dos modelos histeréticos de Takeda Modificado para columnas y vigas equivalentes representando el comportamiento no lineal del concreto y el modelo de Crisafulli que se utiliza en los muros de mampostería para integrar el deterioro de rigidez y resistencia de estos elementos y verificar el daño observado después del sismo del 19 de septiembre de 2107 en los muros de la fachada para los primeros pisos y planta baja.

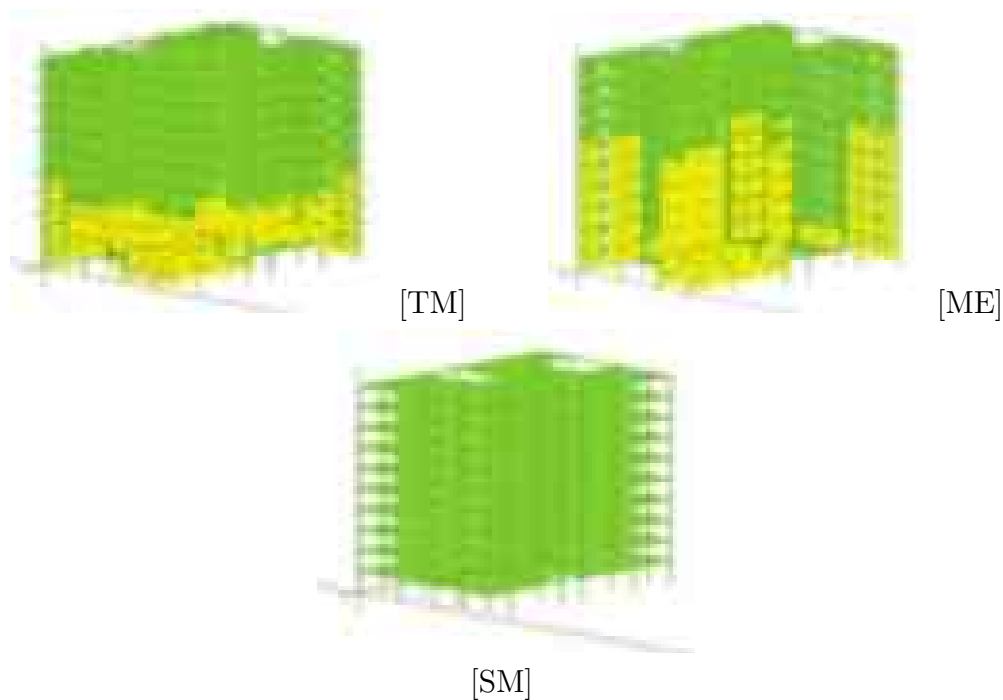


Fig. 6.1: Modelos para análisis no lineal. Programa Computacional RUAUMOKO3D

6.1.1. Takeda Modificado Otani (1974)

Este modelo es bilineal, que incluye la rigidez de posfluencia y además considera la degradación de la rigidez en la descarga y recarga que están englobados en los parámetros α y β respectivamente. Para el software que se utilizó, la degradación de rigidez de descarga se realiza por medio de dos tipos de modelos, ya sea el modelo DRAIN-2D o el modelo Emori y Schnobrich, siendo este último capaz de degradar la rigidez de descarga en función del desplazamiento máximo, por otra parte, el modelo DRAIN-2D se considera que la descarga se da un punto atrás de la descarga con pendiente elástica como se muestra en la Figura 6.2. Los valores utilizados de los parámetros α y β fueron de 0.5 y 0.6 respectivamente, es decir, se consideró una pendiente posfluencia del 5% y se empleó el modelo de degradación de rigidez para la descarga de Emori y Schnobrich. En la Figura 6.2 se indica el comportamiento antes descrito.

6.1.2. Histéresis de puntal de mampostería Crisafulli (1997)

Para este modelo se requieren parámetros específicos de la mampostería como esfuerzo a compresión, esfuerzo a tensión, deformación al esfuerzo a compresión, deformación última, deformación de cierre que define la deformación límite a la cual se cierran parcialmente las grietas que se generan por la falla a compresión diagonal donde se generan tensiones a lo largo de las grietas diagonales.

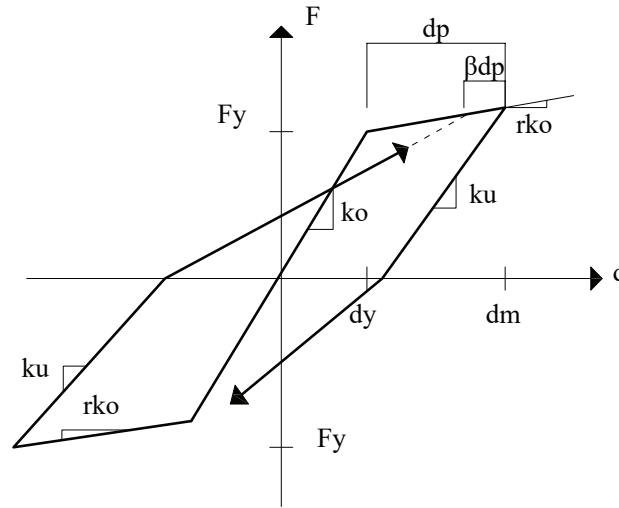


Fig. 6.2: Modelo histérico de Takeda Modificado Otani retomada del Manual de Ruaumoko Vol.5, 2016

Por otro lado, se debe ingresar el módulo de elasticidad que debe de cumplir con la condición de $E > F'C/\varepsilon$, el factor de recarga de rigidez que controla la pendiente de la rama de descarga y se toman valores mayores a uno pero generalmente varía entre 1.5 y 2.5, y el factor de recarga de deformación que define el punto donde las curvas de recarga alcanzan la envolvente de resistencia, para este caso se optó por un valor de 1.5 ya que, de acuerdo con lo recomendado en el Manual de Ruaumoko3D (2004) se modela de manera adecuada la respuesta cíclica de los muros de relleno. En la Figura 6.3 se muestra el comportamiento no lineal propuesto por Crisafulli (1997) para los muros de mampostería.

Para la obtención del esfuerzo a compresión se aplicó la ecuación propuesta por Crisafulli para la formulación del modelo analítico en el que se consideran los parámetros reducidos de la resistencia a corte, el coeficiente de fricción y el ángulo de inclinación a los que van a estar los puntales diagonales equivalentes, como se muestra en la ecuación 6.1.

$$F'_{m\theta} = \frac{\tau_o^*}{\sin \theta (\cos \theta - \mu^* \sin \theta)} \quad (6.1)$$

Para la obtención de los factores reducidos de resistencia al corte y el coeficiente de fricción, se utilizaron las ecuaciones modificadas por Mann y Müller, que introducen el coeficiente C_n que representa la variación de los esfuerzos normales y tiene un valor de dos.

$$\tau_o^* = \frac{\tau_o}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (6.2)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \quad (6.3)$$

Para el modelo de muros estructurales se utilizaron valores de 2.0 kg/cm^2 para la resistencia a corte propuesta en las Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería y un coeficiente de fricción de 0.7 que proponen Atkinson *et. al.* (1989) por medio de resultados de resistencia al corte para diferentes especímenes de mampostería, los parámetros b y d representan las dimensiones de alto y largo de las piezas utilizadas para conformar el muro.

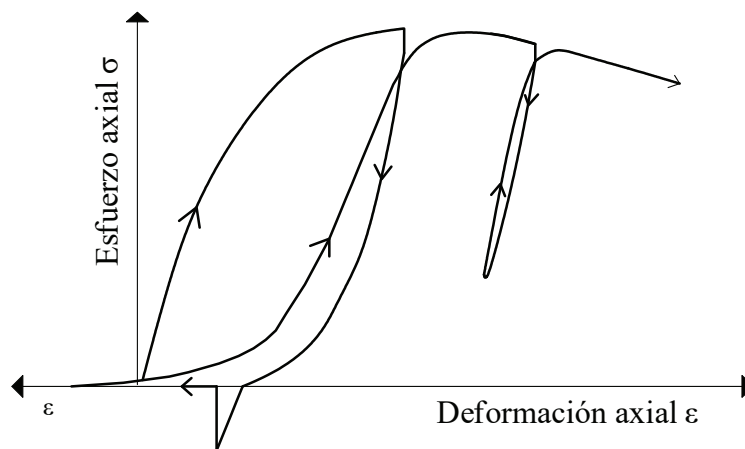


Fig. 6.3: Modelo Histerético para representar el comportamiento no lineal de los muros de mampostería (Crissafulli 1997).

6.2. Representación de los muros por medio de puntales equivalentes

Para conocer el comportamiento no lineal de los muros de mampostería se consideró el modelo de puntales equivalentes propuesto por Crisafulli (1997), este modelo presenta que un muro de mampostería confinada es representado de manera correcta por medio de cuatro puntales y un resorte, de los cuales son dos puntales paralelos en cada diagonal del panel de mampostería y el resorte que se encarga de transferir la fuerza de corte entre la parte superior y la parte inferior. En este modelo se considera que los muros de mampostería no están ligados con el marco envolvente de concreto reforzado, como es el caso de un muro diafragma, es por esto por lo que se debe proporcionar los valores de las coordenadas de los nodos internos y externos para dar continuidad a la estructura y con ello las fuerzas aplicadas se puedan transferir a los elementos del marco envolvente.

En la Figura 6.4 se muestra la descripción del mecanismo de los puntales diagonales que trabajan básicamente a compresión, estos puntales deben de contar con un área que puede ser constante o puede variar a lo largo de los puntales, si se elige un área constante esta debe ser pequeña para evitar un aumento considerable en la resistencia ante carga axial. Si es un área variable como lo es en este caso en el software RUAUMOKO3D efectúa dos tipos de áreas la inicial y la final, esta última toma un valor reducido del área inicial, esta se reduce desde el 10% hasta el 30%. El área inicial se calcula por medio de la multiplicación del espesor del muro y ancho equivalente del puntal.

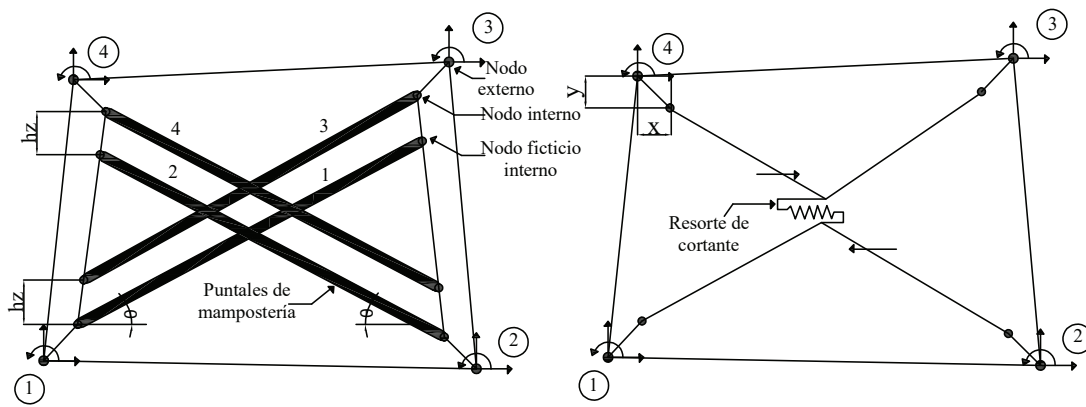


Fig. 6.4: Mecanismo representativo del comportamiento de los muros por medio de puntales Crisafulli (1997).

6.2.1. Ancho equivalente

Para este parámetro, como ya se mencionó anteriormente, existen diversas teorías con las que se puede obtener, sin embargo, para representar de una manera adecuada al muro de mampostería se implementó inicialmente lo propuesto por Paulay y Prestley (1993), quienes indican que el ancho equivalente consta del 25% de la longitud total del puntal, pero se optó por recomendación del Manual del software RUAUMOKO3D tomar solo el 10% para evitar que la estructura fuera más rígida. Se tomó el valor mínimo del ancho equivalente para no tener áreas grandes y con ello evitar una alta resistencia ante carga axial, puesto que el edificio en estudio tiene más de 30 años de antigüedad por lo que los elementos estructurales no cuentan con la resistencia de diseño.

El valor del área inicial se obtiene por medio de la siguiente ecuación que depende del espesor y el ancho del puntal.

$$A_{inicial} = (t)(w) \quad (6.4)$$

$$A_{final} = 70\%A_{inicial} \quad (6.5)$$

Se generaron diferentes tipologías de muros debido a que en la edificación se tenían diversos claros y con ello el área y la resistencia a compresión calculada con la ecuación 6.1 es única para cada muro.

6.2.2. No-linealidad de elementos estructurales

Se realizaron análisis no-lineales, tanto estáticos como dinámicos paso a paso usando el programa RUAUMOKO3D, con la finalidad de obtener resultados de la respuesta del modelo representativo del edificio MOR107 y poder asociarlos con los daños observados. Para los análisis no-lineales se requiere de las curvas momento rotación de los elementos estructurales involucrados en el análisis.

- Columnas: el momento de inercia considerado para las columnas fue el momento de inercia de la sección total, considerando que la presencia de carga viva y muerta elimina el agrietamiento de la sección (Sordo y otros, 1989). Las curvas de interacción Momento-Carga Axial, P-M, se determinaron con una estimación de las fuerzas reales obtenidas con ayuda de las especificaciones de las NTCC-2017. Este tipo de elemento se modela considerando un elemento BEAM-COLUMN que permite la posibilidad de desarrollar articulaciones plásticas en ambos extremos como se muestra en la Figura 6.5. Al estar sujeto a carga axial con una interacción con el momento flexionante se ocasiona la fluencia del elemento por lo que al software RUAUMOKO3D se le debe indicar valores de la superficie de interacción en ambas direcciones transversales de la sección, es decir solo se requieren los momentos de fluencia en ambas direcciones asociados al estado de falla balanceada y los obtenidos ante carga axial nula, esto se describe en el Manual de RUAUMOKO3D desarrollado por Carr (2004).

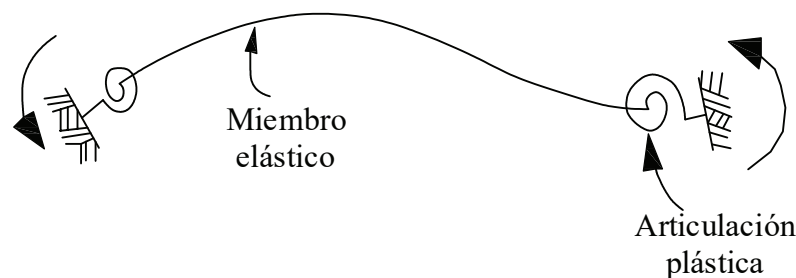


Fig. 6.5: Configuración de articulaciones plásticas para elementos tipo Viga-Columna

- Vigas equivalentes: debido a que el edificio seleccionado para modelar y estudiar de manera inelástica tiene una losa plana aligerada y no cuenta con través que se conecten con las columnas, por simplicidad en el análisis se decidió usar vigas equivalentes, para las cuales deben de definirse las propiedades de inercia y las del comportamiento no-lineal (curvas momento rotación). La sección equivalente para la viga se definió al considerar un ancho igual a $C+3H$ (RCDF, 1987), donde C es el ancho de la columna perpendicular al marco y H el peralte total de la losa, estudios previos realizados a edificios con este tipo de losa (Sordo y otros, 1989; Gómez-Bernal, 1989), que resultaron dañados por el sismo del 19 de septiembre de 1985, han mostrado resultados satisfactorios al usar este criterio de viga equivalente. Es importante señalar que en el caso de los daños observados en el edificio MOR107 por el sismo de 2017, no se detectaron grietas o daño a la losa.

El comportamiento inelástico de un elemento tipo viga se define en RUAUMOKO3D por medio del miembro denominado como componente de Giberson, que comparte el desarrollo de articulaciones plásticas como se muestra en la figura anterior. La rigidez de la articulación plástica está dada por la Ecuación 6.6 que depende de la relación momento-curvatura ($M = fEI\Phi$) y la longitud de la articulación (H), los datos requeridos se basan en la asignación de los momentos de fluencia positivo y negativo respecto a cada uno de los ejes de la sección transversal del elemento (Ochoa Valdés ,2015).

$$K_{resorte} = \frac{EI}{H} \left(\frac{f}{1-f} \right) \quad (6.6)$$

donde: \mathbf{E} es el módulo de elasticidad del material del que este hecho el elemento, en este caso de concreto reforzado, \mathbf{I} es el momento de inercia, \mathbf{H} la longitud de la articulación plástica y $f < 1$.

- Muros de mampostería: las propiedades no-lineales de los muros de mampostería utilizados como relleno se definieron en la sección 6.1.2 y sus propiedades geométricas en la sección 6.2.

6.3. Calibración

En los análisis no lineales realizados se implementó un módulo de puntales diagonales equivalentes representativos de los muros de mampostería por medio del Software RUAUMOKO3D. Para verificar que los resultados obtenidos tuvieran validez se representó un modelo experimental realizado por Aguilar y Alcocer (2014) que denominaron como M2, las características de los materiales utilizadas para los castillos y para el muro se muestran en las Tablas 6.1 y 6.2 respectivamente.

Tabla 6.1: Propiedades del concreto utilizado

Elemento Estructural	M2 (kg/cm^2)
Castillos	280
Losa	275

Tabla 6.2: Propiedades de la mampostería utilizada

Parámetro de diseño	M2 (kg/cm^2)
Resistencia en compresión f^*_m	27
Resistencia a fuerza cortante v^*	2.6
Módulo de elasticidad E	7285
Módulo de cortante G	4850

El modelo consta de un marco de una crujía con un nivel con dimensiones de 2.5 metros tanto para altura de entrepiso como largo de la crujía, consta de dos castillos de 15x12 cm y una viga de 12x25 cm con una pequeña losa de 80 cm de ancho por 10 cm de espesor, esta losa se coló para transmitir las cargas verticales impuestas por dos gatos hidráulicos de manera uniforme con separación de 80 cm entre ellos, en la Figura 6.6 se muestra la geometría del espécimen ensayado.

El esfuerzo aplicado por los gatos hidráulicos fue de $5 kg/cm^2$, además se aplican diferentes ciclos de carga lateral por medio de otro gato hidráulico, estos ciclos carga se representan en los modelos por medio de una historia de carga que se muestra en la Figura 6.7, estas cargas tienen control por carga o por porcentaje de distorsiones con un aproximado de 350 pasos.

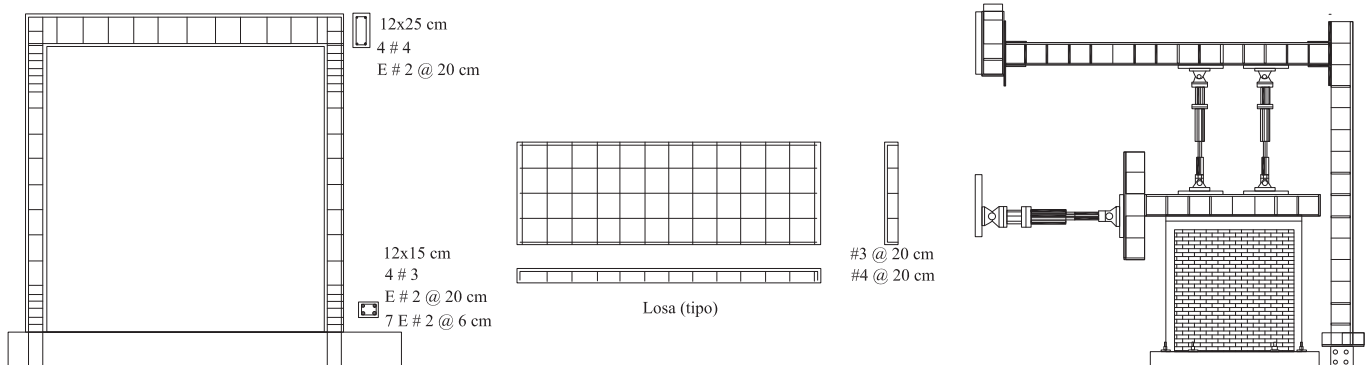


Fig. 6.6: Especimen ensayado. Aguilar y Alcocer, 2001

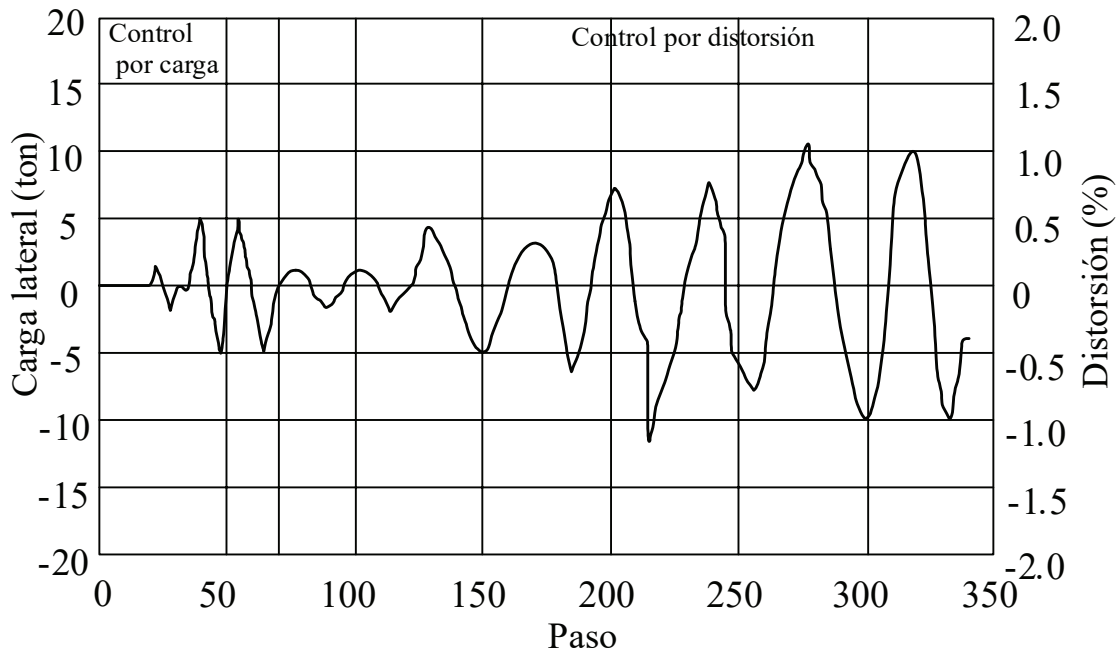


Fig. 6.7: Historia de carga del modelo M2 retomada de Aguilar y Alcocer, 2001

El marco se modeló de acuerdo con las características antes mencionadas implementando la no linealidad en el muro de mampostería, la comparativa entre el modelo experimental y el modelo realizado en RUAUMOKO3D se muestra en la Figura 6.8.

En esta figura se puede apreciar que no es exactamente el mismo comportamiento, pero tiene una buena aproximación, ya que alcanza los valores máximos de esfuerzo cortante y en cuestión de distorsiones se tienen porcentajes muy cercanos a los experimentales que tuvieron magnitudes de $\pm 1.2\%$ aproximadamente.

La degradación de rigidez es menor en el caso del modelo realizado en RUAUMOKO3D pero con tendencias similares al experimental, por lo tanto se considera que el utilizar los modelos histeréticos de Takeda Modificado para columnas y vigas y la teoría de puntales diagonales equivalentes de Crisafulli para la representación de los muros de mampostería se tiene un buen acercamiento al comportamiento de los elementos ante alguna excitación.

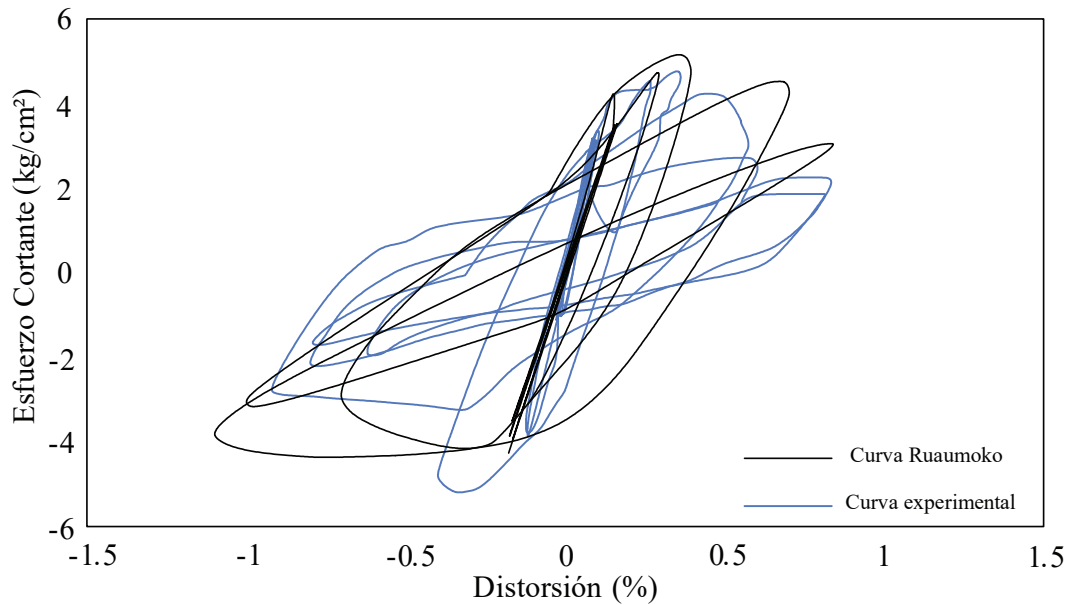


Fig. 6.8: Curva de comportamiento histerético del marco analizado

6.4. Análisis estáticos no lineales

Para este tipo de análisis se consideró un patrón de carga de forma triangular invertida inversa, estas fuerzas fueron calculadas por medio de los cortantes en cada uno de los entrepisos de la estructura, por medio de la ecuación 6.7 que es utilizada en el método estático de las NTCS.

El coeficiente sísmico y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas dependen del periodo de la estructura. Revisando en el espectro de aceleraciones reducido del reglamento de 1976 el periodo de la estructura se obtienen valores de 0.12 y 2 para c y Q' , respectivamente.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (6.7)$$

Las magnitudes de las fuerzas dependieron del peso por entrepiso para los tres modelos, con la diferencia del peso de los muros, éstas se muestran en la Tabla 6.3.

En el software RUAUMOKO3D para realizar un Pushover convencional se necesita incrementar las fuerzas linealmente por medio de una rampa que va de cero a uno con una duración mínima de 10 segundos tradicionalmente.

Tabla 6.3: Fuerzas laterales para cada modelo analizado.

Nivel	Hi (m)	Fuerzas aplicadas		
		TM	ME	SM
10	28.2	52.2	44.9	42.4
9	25.4	30.3	23.6	21.4
8	22.6	27.0	21.0	19.1
7	19.8	23.6	18.4	16.7
6	17	20.7	16.2	14.8
5	14.2	17.3	13.6	12.3
4	11.4	13.9	10.9	9.9
3	8.6	10.7	8.5	7.7
2	5.8	7.2	5.7	5.2
1	3	3.1	3.1	2.7

6.4.1. Curvas de capacidad

De acuerdo con el análisis estático no lineal, se generó la comparativa de las curvas de capacidad correspondientes a cada modelo estudiado, tanto para la dirección corta como para la dirección larga del edificio, este contraste se muestra en la Figura 6.9, donde se puede resaltar que la capacidad del sistema del modelo que contiene todos los muros aumenta tanto en resistencia y en su rigidez, representado un aumento aproximado del 10% para la dirección corta y 20% para la dirección larga del edificio, en comparación con los resultados del modelo SM, esta diferencia se debe a que hay mayor densidad de muros en la dirección larga.

Además de tener un aumento en la capacidad del sistema, en el modelo SM los elementos que presentan la primera fluencia del sistema son las columnas, en cambio para los modelos TM y ME los muros representados por puntales diagonales equivalentes son los elementos que primero fluyen, sirviendo como defensa antes de que las columnas desarrollen deformaciones plásticas.

De acuerdo con el coeficiente sísmico, el factor de reducción de fuerzas sísmicas y el peso considerado en cada modelo los cortantes basal de diseño que se representan con las líneas punteadas en cada curva de capacidad tienen valores de 202, 166 y 152 toneladas para los modelos TM, ME y SM respectivamente, alcanzando valores máximos de cortante basal respecto al cortante de máximo alcanzado de 1.86, 2.25 y 2.27 para la dirección corta y 1.87, 2.24 y 2.28 para la dirección larga, correspondiendo estos valores para TM, ME y SM.

Estos cocientes representan la sobrerresistencia de los diferentes sistemas y de acuerdo con esto el modelo TM tiene menor sobrerresistencia ya que el peso total considerado para este modelo es de 3432 toneladas, en cambio el modelo SM solo cuenta con 2536 toneladas, es decir los muros representan casi 900 toneladas, en otras palabras, el peso del modelo TM es 35.33% más que el de

SM.

De manera aproximada y de acuerdo con las curvas de la Figura 6.9 las ductilidades globales de los edificios se pueden estimar como el cociente de los desplazamientos, es decir, el desplazamiento último entre el desplazamiento de fluencia como se muestra en la siguiente expresión, obteniendo valores de 2.67 para la dirección corta y 2.25 en la dirección larga.

$$U_{max} = \frac{U_{ultimo}}{U_{fluencia}} \quad (6.8)$$

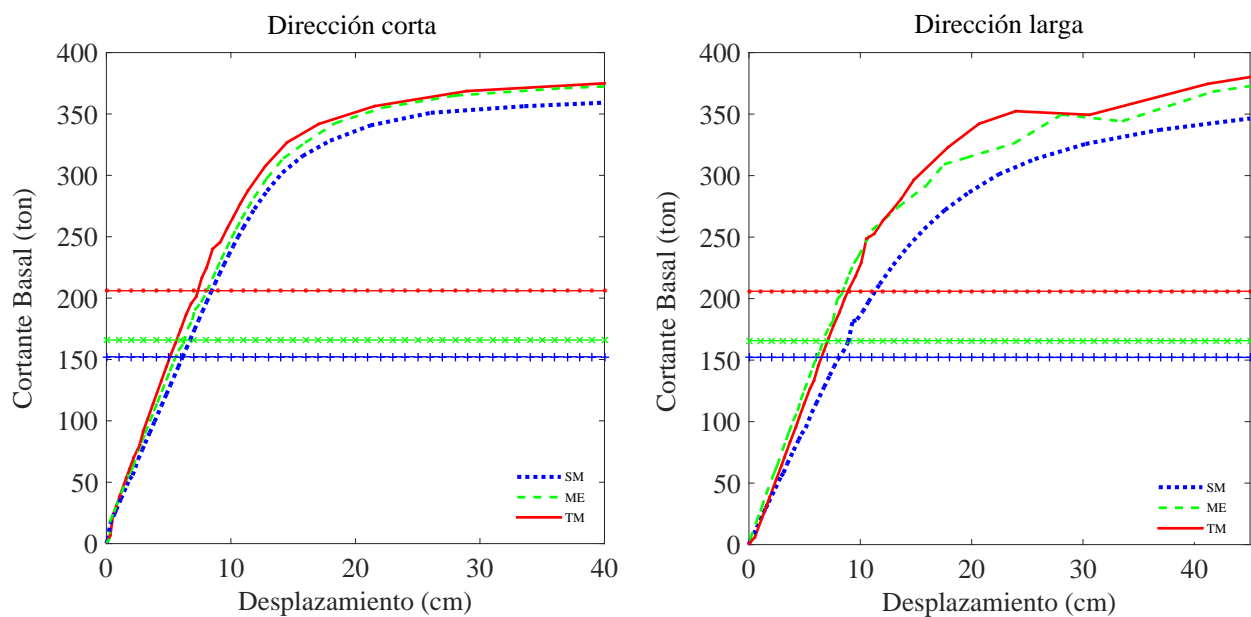


Fig. 6.9: Curvas de capacidad para cada modelo. Izquierda dirección corta, derecha dirección larga

6.5. Análisis dinámicos no lineales

Para este tipo de análisis se implementaron las mismas propiedades no lineales para columnas, nervaduras y muros que en los análisis estáticos no lineales. Puesto que lo que se buscó en este estudio fue representar el comportamiento del edificio tan semejante como fuera posible respecto a su respuesta ante el sismo de Chiautla de Tapia en Puebla el día 19 de septiembre del 2017.

Se manejaron solo dos registros de las estaciones CO56 y CJ03, que son Córdoba 56 y Centro Juárez respectivamente, ambas se encuentran en un radio de un 1 km del edificio de interés. En la Figura 6.10 se muestran las dos direcciones horizontales de cada registro, ya que, para este análisis se utilizó una excitación bidireccional.

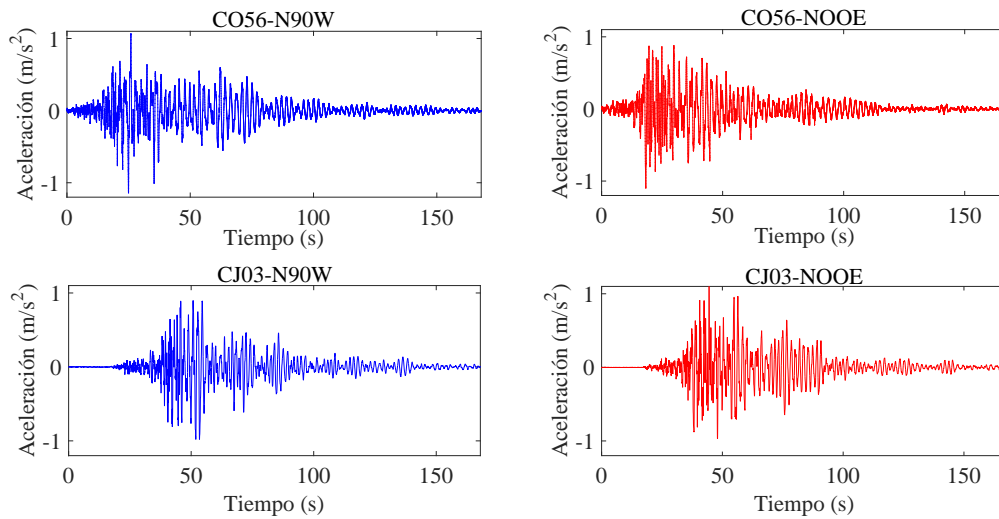


Fig. 6.10: Acelerogramas registrados en las estaciones CO56 y CJ03

6.5.1. Resultados

Se realizaron las comparaciones de la respuesta de los modelos TM, ME y SM, estos resultados engloban desplazamientos, distorsiones, curvas de histéresis de los muros donde se presentó daño en el edificio que principalmente son los de la planta baja y muros de la fachada en los primeros pisos, revisión de columnas por medio de flexocompresión y cortante para ambos registros antes mencionados, estos resultados buscan representar los daños vistos en campo de este edificio.

6.5.1.1. Desplazamientos y Distorsiones

Para los desplazamientos se obtuvo que para la dirección corta para el registro CO56 el modelo más rígido fue el TM y el más flexible SM como era de esperarse alcanzando valores máximos de azotea de 17 cm, 25 cm y 28 cm para TM, ME y SM respectivamente, en cambio para el registro CJ03 el modelo TM fue el más demandado en comparación con los modelos ME y SM excepto en la azotea.

En el caso de la dirección larga los desplazamientos obtenidos por los modelos ME y TM para el registro CO56 tienen magnitudes muy semejantes en cada entrepiso, para el acelerograma de la estación CJ03 presentó un comportamiento parecido al que se tuvo en la dirección corta, es decir, el modelo TM es más demandado, esto se muestra en la Figura 6.11.

En cuestión de distorsiones para los tres modelos tanto para la dirección corta como para la dirección larga ningún ejemplar cumple con la distorsión máxima permisible para muros que es de 0.006, para ambas direcciones con las aceleraciones registrados en la estación CO56 el modelo TM tiene menores magnitudes de distorsiones, con cierta similitud con el modelo ME sobre todo en la

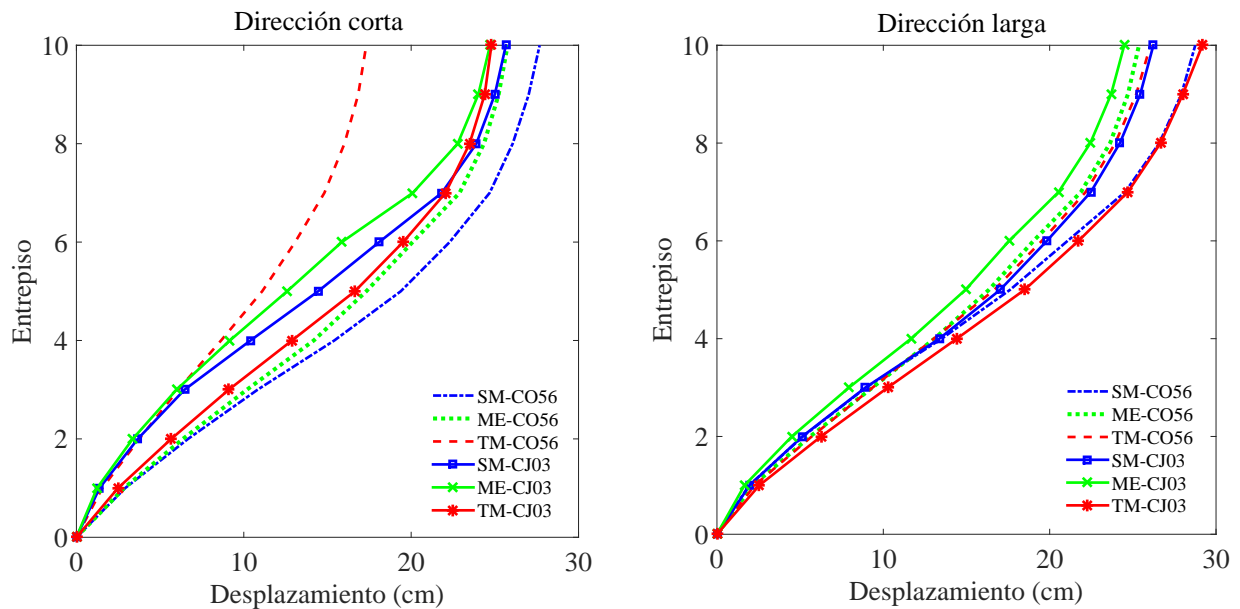


Fig. 6.11: Desplazamientos de los tres modelos para ambas direcciones del edificio

dirección larga.

Por otro lado, para CJ03 en la dirección corta el modelo TM no cumple en siete entrepisos con la distorsión permisible ya mencionada, pero siendo el que presentó valores menores en comparación con ME y SM, en cambio para la dirección larga el modelo ME es el menos demandado y el SM con mayores distorsiones. Para ambos registros se puede observar que al sobrepasar la distorsión de 0.006 se puede intuir que los muros presentarán daños.

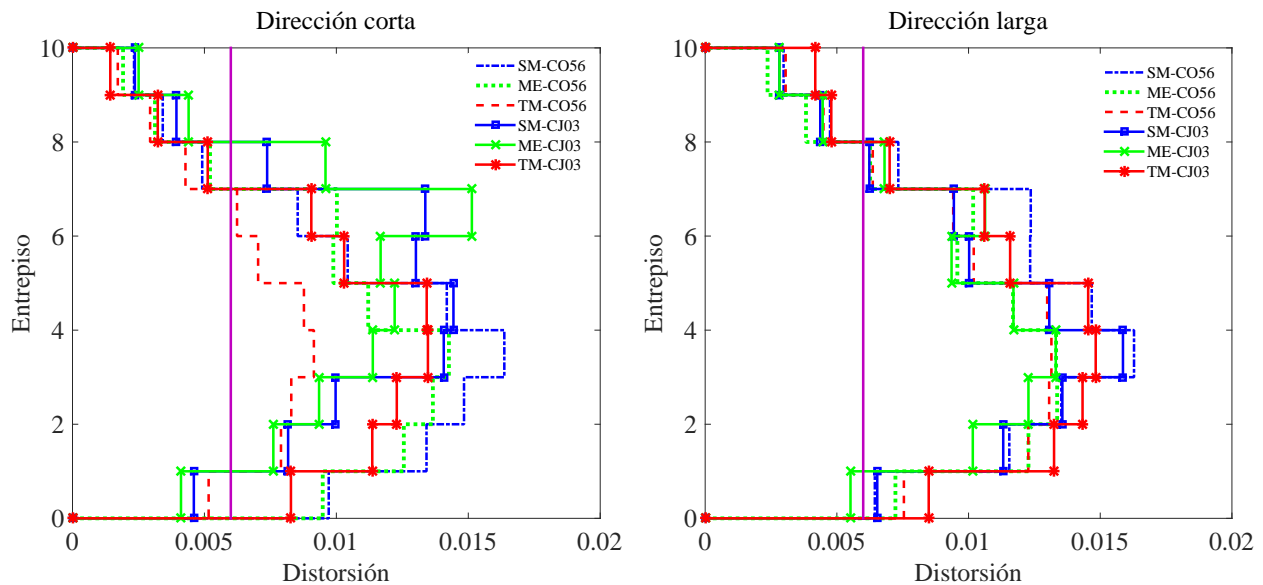


Fig. 6.12: Distorsiones de los tres modelos para ambas direcciones del edificio

Para revisar la torsión en este edificio se contrastaron los desplazamientos de dos esquinas de cada modelo por cada registro en la dirección corta; que se muestran en la Figura 6.13. En esta figura se resalta que los modelos SM y ME para CJ03 tienen prácticamente los mismos desplazamientos, por lo que se considera que esta excitación no provoca problemas relevantes de torsión. En cambio, para el modelo TM desde el primer entrepiso se tienen diferencias de desplazamientos provocando que la estructura no se mueva del todo como un cuerpo rígido, desplazándose más la parte delantera de la edificación.

En cambio, para el registro CO56 en los tres modelos presentan desplazamientos diferentes para ambas esquinas, teniendo menores diferencias en los modelos SM y TM, mientras que para el modelo ME se obtuvo un porcentaje máximo de diferencia de 23 % para los últimos entrepisos.

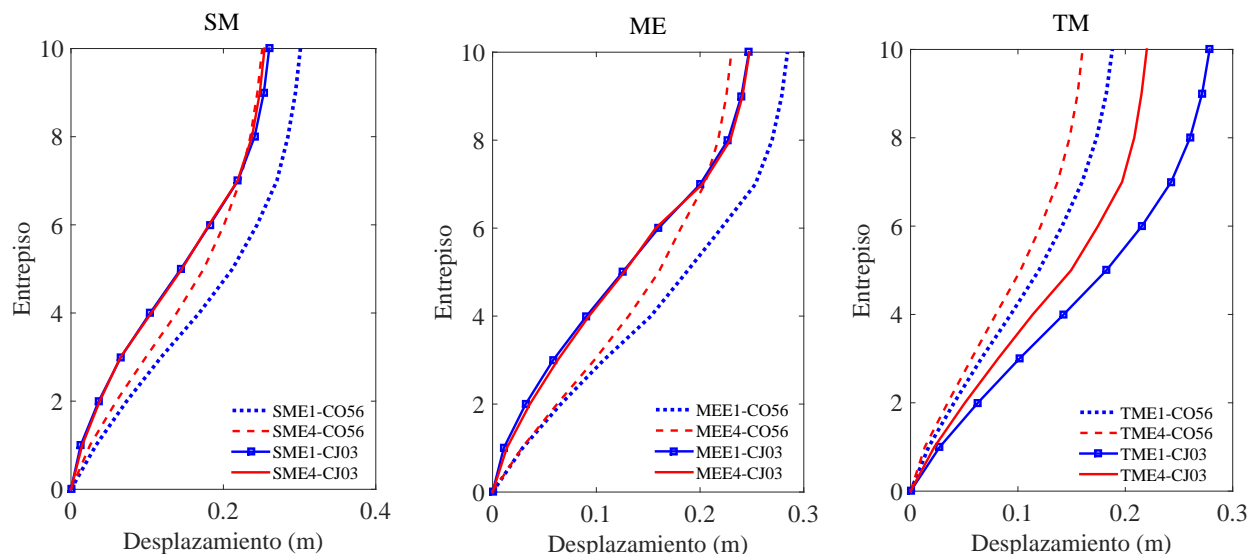


Fig. 6.13: Desplazamientos de esquina por cada modelo

6.5.1.2. Flexocompresión

Como en los análisis elásticos se hizo la revisión a flexocompresión de las columnas de los primeros tres pisos para cada modelo, y se hace notar que en los tres modelos las columnas de planta baja salen del diagrama de interacción, pero con mayor cantidad de elementos para los modelos SM y ME, por lo que el aporte de resistencia de los muros del modelo TM ayudan a que la envolvente cubra de mejor manera la demanda a las columnas. Para el registro CO56 se generan las mayores demandas tanto en el modelo ME como en el TM, en cambio para el modelo SM para ambos registros las columnas tuvieron comportamiento muy semejante. En la Figura 6.14 se muestra lo antes mencionado.

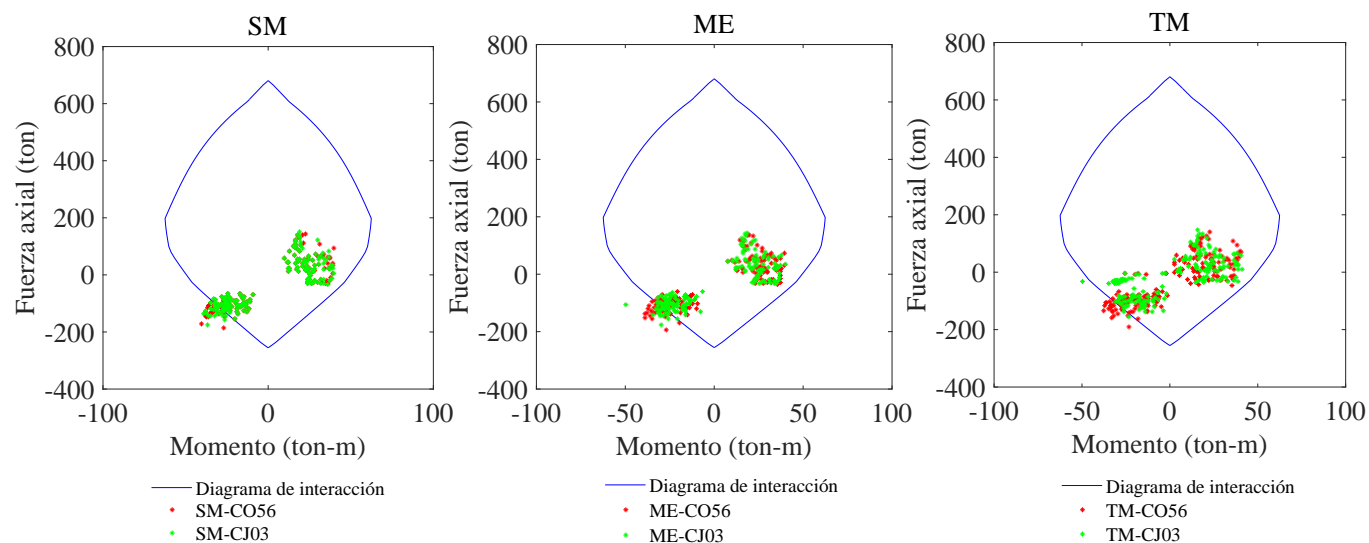


Fig. 6.14: Revisión a flexocompresión de columnas para cada modelo

6.5.1.3. Cortante en columnas

Para complementar la información en cuestión de resistencia se realizó la revisión por cortante en las columnas, comparando las demandas obtenidas para cada uno de los modelos con el cortante resistente de cada tipo de columna, respetando el armado original, donde el armado transversal consta de $1\phi 5/8@25\text{cm}$. Las demandas se presentan en la Tabla 6.4 y los cortantes resistentes se presentan en las Tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.4: Demandas de carga axial y cortante en columnas

Grupo	b	h	TM			ME			SM		
			Pu (kgf)	VZ (kgf)	VY (kgf)	Pu (kgf)	VZ (kgf)	VY (kgf)	Pu (kgf)	VZ (kgf)	VY (kgf)
N1-N3	40	50	188600	22540	18400	167600	21090	23560	185600	22300	20000
N4-N7	35	45	109000	16390	16620	98360	16790	15840	107700	18380	16530
N8-N10	30	40	61930	10420	10130	77250	16910	13420	45830	10500	9900

Nomenclatura

Pu: Carga axial última kgf. **Vz:** Cortante demandado en la dirección Z kgf. **Vy:** Cortante demandado en la dirección Y kgf.

Tabla 6.5: Revisión por cortante en dirección Z

Grupo	TM			ME			SM		
	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)
N1-N3	17718	32238	49956	16933	32238	49171	17606	32238	49844
N4-N7	12114	28656	40770	11728	28656	40384	12067	28656	40723
N8-N10	8254	16716	24970	8796	16716	25512	7685	16716	24401

Nomenclatura

VCR: Cortante resistente del concreto kgf. **VSR:** Cortante resistente por los estribos kgf. **VR:** Cortante total resistente (VCR+VSR)kgf.

Tabla 6.6: Revisión por cortante en dirección Y

Grupo	TM			ME			SM		
	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)	VCR (kgf)	VSR (kgf)	VR (kgf)
N1-N3	17718	25758	43476	16933	25758	42691	16933	25758	42691
N4-N7	12114	15264	27378	11728	15264	26992	12067	15264	27331
N8-N10	8254	13356	21610	8796	13356	22152	7685	13356	21041

Nomenclatura

VCR: Cortante resistente del concreto kgf. **VSR:** Cortante resistente por los estribos kgf. **VR:** Cortante total resistente (VCR+VSR)kgf.

Para todos los casos el cortante resistente es superior al demandado, pero hay que resaltar que para la dirección Y de la sección transversal la demanda en los modelos ME y SM es superior en las columnas de dimensiones 40x50cm. En contraste con los daños presentados, solo algunas de las columnas de planta baja presentaron pequeñas grietas donde se supuso que hubo deformación de estribos, pero no al grado de considerar falla en el elemento por cortante.

6.5.1.4. Comportamiento de los muros

Para verificar la aproximación de la respuesta del sistema ante carga sísmica por medio de los modelos del edificio MOR107, se revisaron los comportamientos típicos de carga axial-desplazamiento de los muros que resultaron con mayor daño, se obtuvieron las gráficas de esta relación para los primeros tres pisos, como se muestran en la Figura 6.15, siendo la primera para el modelo TM y la segunda para el ME. Se puede rescatar que para ambos modelos los muros alcanzan y en algunos casos sobrepasan la capacidad ante carga axial de los puntales diagonales equivalentes, teniendo como un promedio de 3 ton de capacidad. Para el caso del modelo ME al no contar con los muros de partición, los muros diafragma presentaron un mayor número de ciclos por que se vieron con mayor demanda de fuerza axial, aunque la respuesta máxima se presenta en los primeros ciclos.

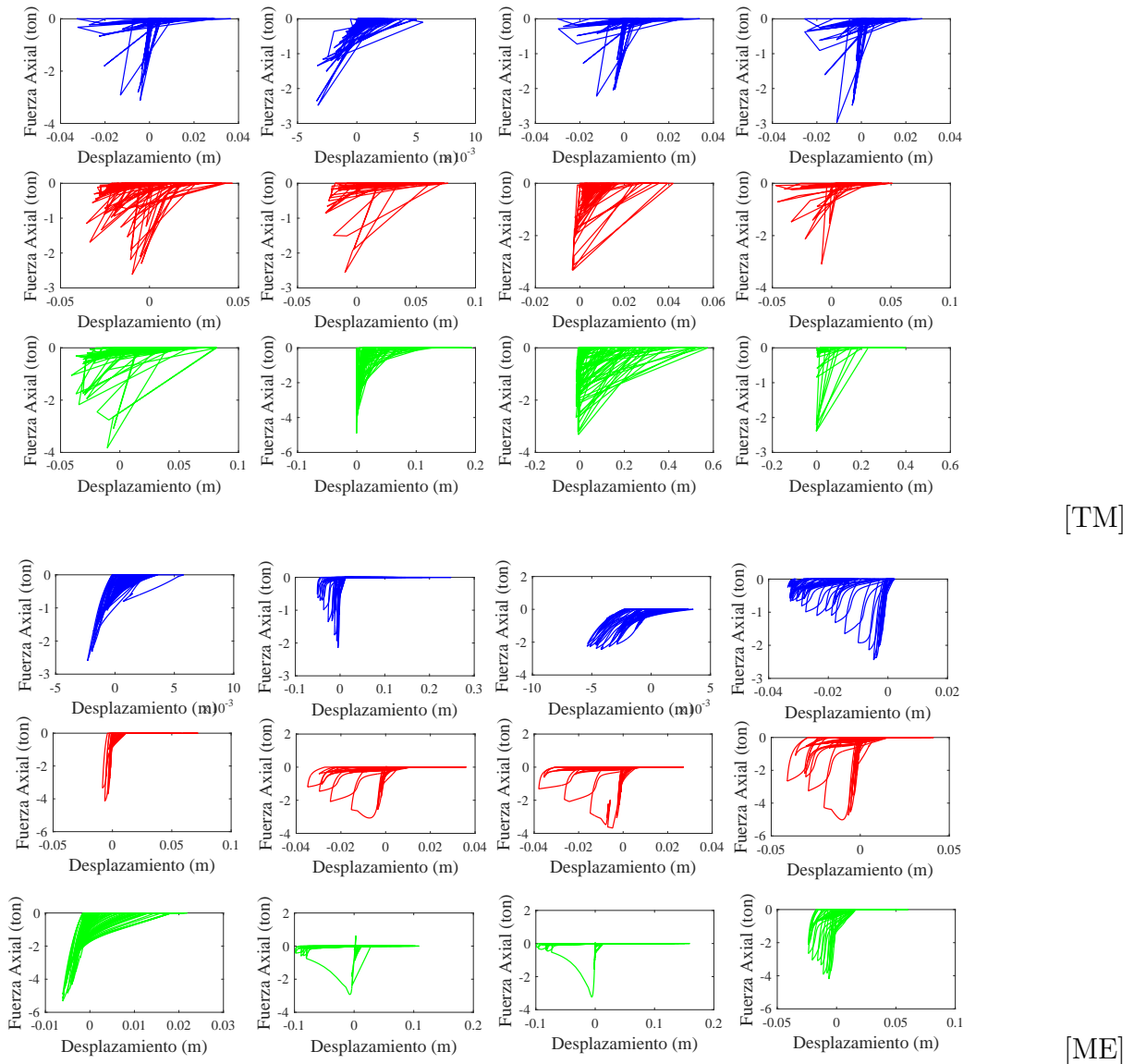


Fig. 6.15: Comportamiento Carga Axial-Desplazamiento de los muros del modelo TM y ME

Estos comportamientos corresponden a los muros de la fachada principal que presentaron falla en forma de grietas en diagonal debido a la compresión diagonal mencionado en el capítulo de Descripción de Daño. Por otra parte, también se agrega las relaciones Axial-Desplazamiento de los muros que conformaban el cubo de escaleras y elevador. En la figura anterior se muestran tres filas por cada modelo donde la de color azul corresponde al primer piso, el color rojo para el segundo nivel y por último de verde para el tercer piso, solo se presentan de estos pisos ya que son los que resultaron con mayor grado de daño.

6.6. Efecto del tamaño de columnas

Para esta sección se eligió realizar modelos pequeños para ver la influencia del tamaño de las columnas en el efecto que tienen los muros tanto en rigidez como resistencia del sistema por medio de análisis no lineales, ya que, en los resultados obtenidos de los pushover de los diferentes modelos de MOR107 se observa que el aumento de resistencia es de 30 % como valor máximo.

6.6.1. Descripción de modelos

Estos modelos constan de un marco de una crujía de dos niveles con dimensiones en planta de 5x6 m con altura de entrepiso de tres metros, espesor de losa de 15 cm y muros con espesor de 15 cm. De igual modo, estos ejemplares se desarrollaron en el software RUAUMOKO3D utilizando la representación de los muros por medio de puntales diagonales equivalentes, se utilizaron los parámetros antes mencionados en el modelo MOR107 pero con el ajuste del ancho equivalente, que como ya se sabe depende de las dimensiones de los marcos envolventes.

En la Figura 6.16 se muestra el modelo analizado. Se realizaron cinco diferentes ejemplos donde se modificaron las dimensiones del marco, es decir, se modificaron las columnas y vigas. En las Figuras 6.17 y 6.18 se muestran las secciones transversales seleccionadas.

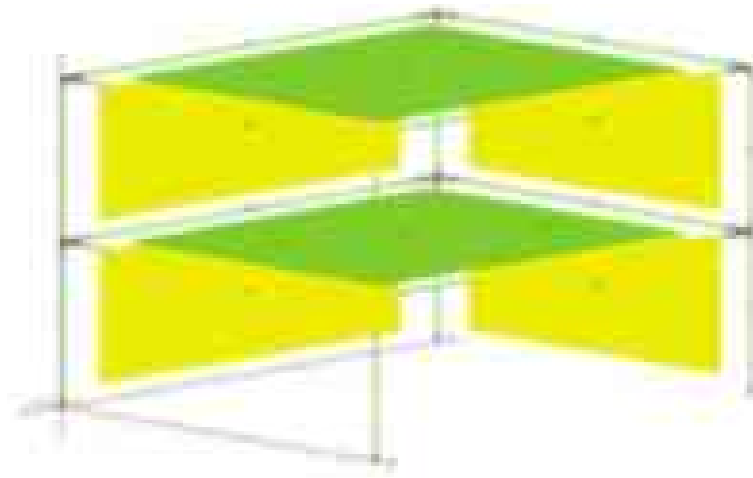


Fig. 6.16: Modelo tipo estudiado. Programa Computacional Ruaumoko 3D

El modelo 1 consta de secciones de 20x20 cm para columnas y 15x20 cm para vigas, el modelo 2 tiene columnas de 25x25cm y vigas de 20x25cm, las columnas del modelo 3 tienen dimensiones de 30x30cm, las del modelo 4 son de 40x40 cm y el modelo 5 son de 45x45 cm, las vigas para

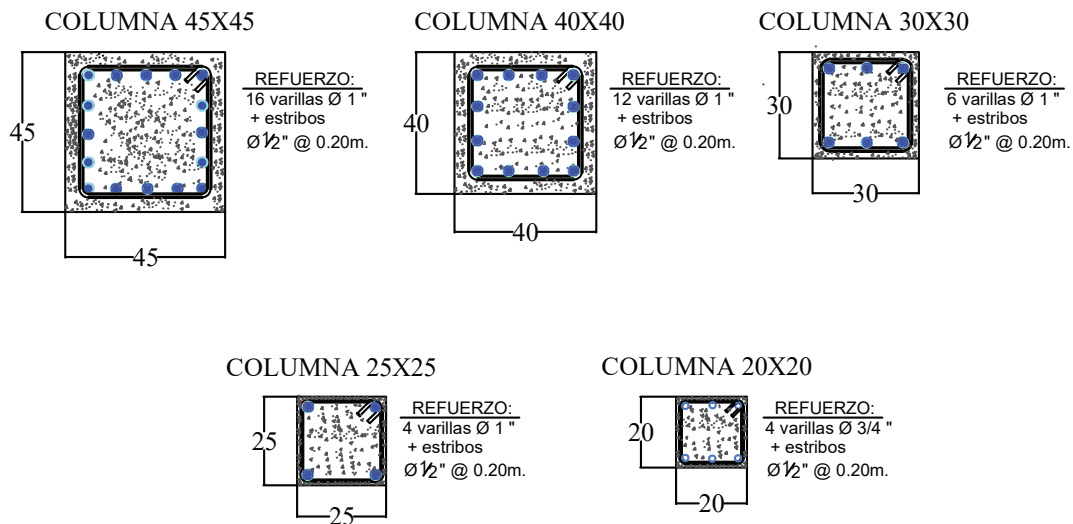


Fig. 6.17: Dimensiones de columnas de los cinco modelos

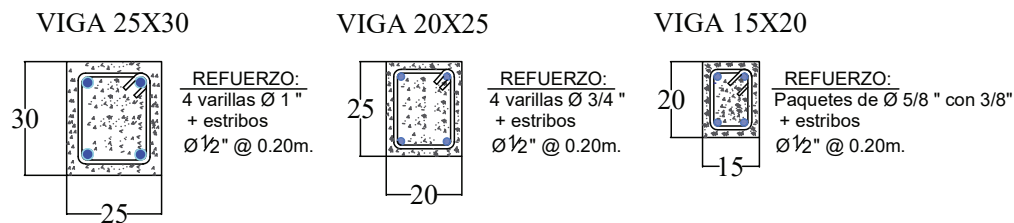


Fig. 6.18: Dimensiones de vigas de los cinco modelos

los últimos tres modelos tienen una sección transversal de 25x30cm. Para las propiedades de los materiales se tomaron valores propuestos por las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y de Estructuras de Mampostería del 2017, estos se muestran en la Tabla 6.7.

Las cargas vivas máximas y accidentales consideradas se muestran en la Tabla 6.8. Las cargas muertas implementadas se muestran en la Tabla 6.9, igualmente estos valores se obtuvieron de las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del 2017.

Tabla 6.7: Propiedades de los materiales

Material	Elemento	γ (kg/cm^3)	f^*c-f^*m (kg/cm^2)	E (kg/cm^2)	ν
Concreto	Columnas, vigas y losa	2400	280	234265	0.2
Mampostería	Muros	2200	20	5250	0.25

Tabla 6.8: Cargas vivas

Destino de piso o cubierta	Wa (kg/cm ²)	Wm (kg/cm ²)
Habitación (casa habitación. Departamentos, vivienda, dormitorios de hotel, internados de escuelas, cuarteles, correccionales, hospitales y similares)	100	190
Azoteas con pendientes no mayores de 5 %	70	100

Tabla 6.9: Cargas muertas para entrepiso y azotea

Cargas muertas (kg/cm²)	Entrepiso	Cargas muertas (kg/cm²)	Azotea
Carga adicional por reglamento	20	Carga adicional por reglamento	20
Carga adicional por reglamento	20	Carga adicional por reglamento	20
Firme de mortero de 3cm	70	Relleno e impermeabilización	160
Recubrimiento	5	Tinacos	35
Instalaciones	35	Instalaciones	65
Total	150	Total	300

6.6.2. Curvas de capacidad

Se realizaron los análisis estáticos no lineales (Pushover) para cada uno de los modelos y se hace la comparativa en ambas direcciones, se analizaron modelos con muros perimetrales colocados en las fachadas traseras que corresponden a la colindancia con otros inmuebles, esto es para representar la tipología de distribución de muros de relleno en las fachadas en los edificios de esquina que se visitaron para este trabajo, esto para los cinco ejemplares antes mencionados. Por otro lado, estos mismos modelos se desarrollaron sin muros perimetrales, esto para hacer notar el aumento de resistencia en el sistema. La comparativa de las curvas de capacidad se muestran en las Figuras 6.19 y 6.20, para el primer caso en función de los desplazamientos que alcanzó la estructura y en el segundo en función del porcentaje de distorsión. En estas figuras se puede observar que los modelos 1,2 y 3 son los que presentan mayor aumento de rigidez y resistencia global para ambas direcciones del edificio. Para el caso de los modelos 4 y 5 el aumento es menos notorio hasta llegar a coincidir con la curva de capacidad del sistema sin muros. Por ejemplo, para 0.8 % de distorsión para el modelo 5 (45x45cm) en la dirección X, se tienen magnitudes prácticamente iguales en cuestión de cortante basal entre el marco con muros y sin muros, por lo que la aportación de los muros termina en este punto.

Para los modelos que están estructurados con columnas de menor dimensión, (20x20cm y

25x25cm) permanecen en el rango elástico hasta un porcentaje de distorsión mayor el 0.5 % pero con caídas súbitas en su capacidad, es decir no desarrollaron ductilidades importantes. Para el resto de los modelos el porcentaje de distorsión donde termina la etapa elástica de la estructura es menor al 0.5 %.

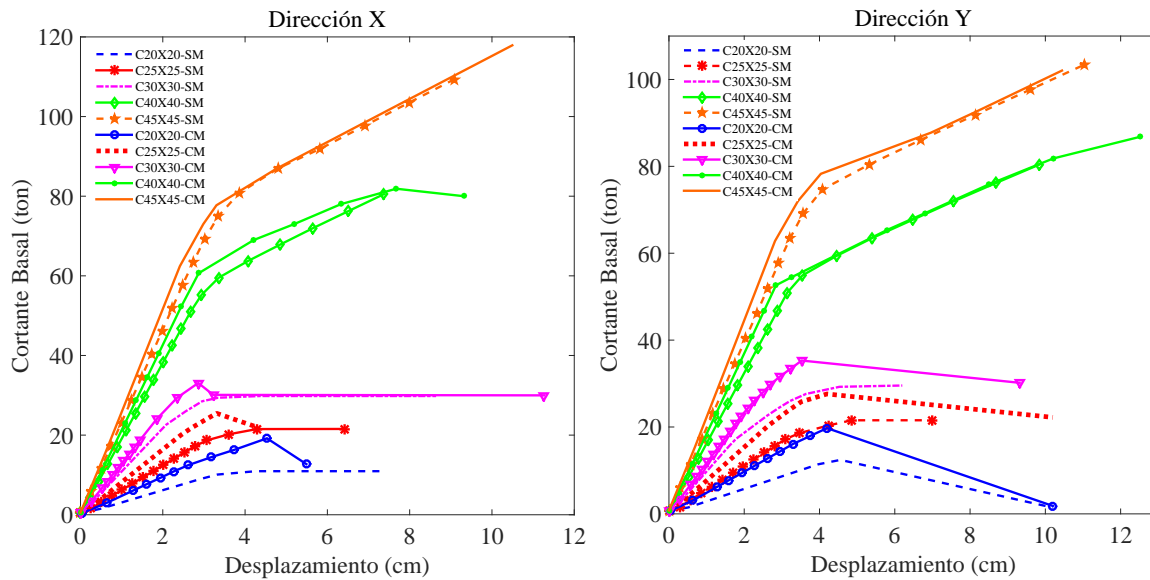


Fig. 6.19: Curvas de capacidad para ambas direcciones de cada modelo

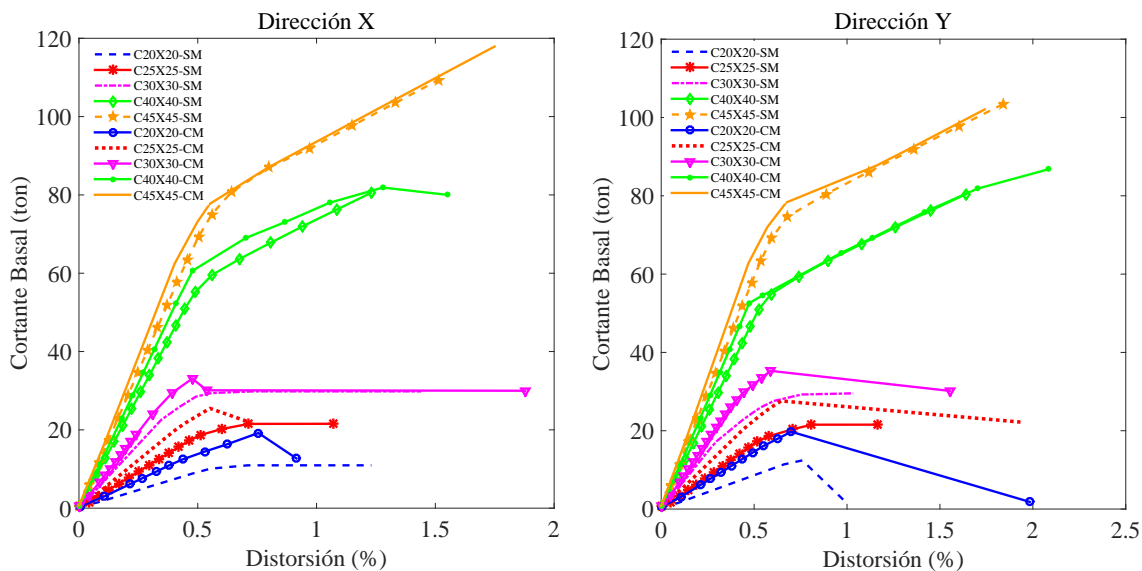


Fig. 6.20: Curvas de capacidad en función de distorsiones de cada modelo

Los modelos con columnas de 20x20 cm, 25x25 cm y 30x30 cm muestran un aumento más notorio de la capacidad en cuestión de resistencia, es decir, se tiene una diferencia de cortante

basal. De acuerdo con lo obtenido de estos modelos los porcentajes de aumento en la capacidad son 76 %, 19 % y 11 % respectivamente para la dirección X, y 60 %, 29 % y 21 % para la dirección Y, en cambio para los modelos con columnas y vigas más grandes (40x40 y 45x45) después de la primera fluencia el aumento de la capacidad disminuye a valores menores del 10 %.

Tabla 6.10: Cortante basal para cada modelo con y sin muros

Dirección	Tipo de modelo	Cortante Elástico (ton)	
		Sin muros	Con muros
X	20x20	10.09	16.29
	25x25	18.69	25.48
	30x30	28.50	33.09
	40x40	55.24	60.67
	45x45	75.05	77.72
Y	20x20	12.43	19.74
	25x25	18.56	25.81
	30x30	25.99	31.66
	40x40	50.92	54.51
	45x45	69.17	72.00

Además, se puede notar una variabilidad importante en el cortante elástico que desarrolló cada modelo con y sin muros, estos valores se muestran en la Tabla 6.10. Para este caso los modelos con muros alcanzaron mayores cortantes teniendo diferencias entre 2 a 7 toneladas entre cada tipo de modelo, con mayores contrastes en los modelos con menores dimensiones en el marco envolvente del muro.

7. Conclusiones

El sismo del 2017 con epicentro a 12 km de Axochiapan, Morelos, que azotó principalmente a los estados de Puebla, Morelos y claramente a la Ciudad de México, ocasionando daños en diversas edificaciones construidas desde los años 70's hasta estructuras diseñadas con las Normas Técnicas Complementarias del 2004. Algo que reincidió en este sismo fue que los edificios de esquina representaron un porcentaje alto de las edificaciones con algún tipo de daño, en el caso de este trabajo se realizaron análisis elásticos y no lineales de un edificio seleccionado de los inmuebles visitados, donde se observó un grado de daño tres como mínimo, el objetivo principal de esta tesis es obtener parámetros que se relacionen con el efecto de los muros de relleno y su interacción con la torsión de la estructura.

Los elementos no estructurales tuvieron mayor demanda en su capacidad, por ejemplo, se pudo observar que los daños se concentraron en los muros diafragma y en los muros de partición con falla por compresión diagonal, sobre todo en los primeros entresijos, esto debido a los efectos de torsión que se generan por la alta excentricidad que presentan los edificios de esquina por la configuración de distribución que tienen los muros de relleno en las periferias de los edificios.

Comúnmente en el modelado de las edificaciones los muros de cualquier tipo no se consideran como un elemento más, si no como cargas, principalmente por pragmatismo, el efecto negativo de esto es que no representa ciertamente la respuesta sísmica del sistema, por ello la investigación realizada en este trabajo se enfoca en ver el efecto que tienen los muros al implementarse en el modelado, considerando diferentes densidades de muros y comparando parámetros relacionados con resistencia y rigidez del sistema.

Para los análisis lineales del edificio MOR107, se puede mencionar inicialmente, que los periodos de vibrar disminuyen de manera que se aumenta la cantidad de muros, con valores máximos de 0.98 segundos y 1.95 segundos para TM y SM, respectivamente, es decir, la estructura al carecer de estos elementos es mucho más flexible, aunque esto era de esperarse puesto que los muros son elementos con alto nivel de rigidez. Para el caso del modelo denominado D, donde se redujeron los módulos de elasticidad y de cortante, representando la degradación de las propiedades de los elementos que tuvieron daño, además de que al utilizar secciones agrietadas, se obtuvo un periodo fundamental

de vibrar semejante al conseguido por medio de las mediciones con vibración ambiental.

Otro aspecto donde sobresale el aumento de rigidez fue la disminución de desplazamientos de manera drástica puesto que el modelo SM tuvo un aumento en el desplazamiento máximo de cinco veces el derivado en el modelo TM ante carga sísmica (CO56) para ambas direcciones de análisis en el edificio. De la misma forma para las distorsiones, solo el modelo TM cumple por poco la distorsión permisible de 0.006 para muros diafragma del Reglamento de 1976.

En cuestión de resistencia, se revisó la flexocompresión de las columnas de los primeros tres entresijos, superando la capacidad de los elementos en el modelo ME y en mayor cantidad en el modelo SM, con ello el diseño de estas columnas deben comprender de elementos más robustos, posiblemente una versión más conservadora. Otra revisión fue el cortante en columnas del primer piso para cada modelo, reiterando que la demanda en ciertos casos fue mayor a la capacidad del elemento, esto se debe a la ausencia de los muros.

Al tener el problema de torsión en este tipo de edificios (de esquina) un parámetro importante que se revisó fue el porcentaje de excentricidad en ambas direcciones de análisis, el modelo ME al contar con muros diafragma la excentricidad en dirección X sobrepasa el 10 % permitido en las NTCS-2017 en la sección de las revisiones de las condiciones de regularidad estructural, alcanzando valores del 17 % en promedio en cada entresijo para la dirección X. Por otro lado, en el modelo TM los porcentajes fueron cercanos a los permitidos y en el caso del modelo SM al ser considerada como una estructura regular, los porcentajes de excentricidad fueron muy bajos ya que no se considera esa asimetría en rigidez que proporciona los muros. En el análisis estático no lineal el aumento de resistencia en la dirección corta se reflejó muy poco, ya que, el valor máximo de cortante basal del modelo SM solo incremento 10 % respecto al modelo TM, en cambio para la dirección larga del edificio el porcentaje de incremento en la capacidad fue del 30 %, esto se debió a que había una mayor cantidad de muros orientados en esta dirección.

Para los análisis dinámicos no lineales lo que se buscó fue representar las condiciones de daño presentadas después del sismo de septiembre de 2017, para ello se implementaron dos registros acelerográficos de las estaciones CO56 y CJ03 que se ubican cerca de la estructura analizada, en estos estudios de igual manera que en los lineales se contrastaron los resultados obtenidos de desplazamientos y distorsiones presentando la misma tendencia, dicho de otra manera, el modelo SM tiene un sistema flexible, alcanzando un desplazamiento máximo aproximado a 30cm en la dirección corta en cambio para el modelo TM desarrolla un desplazamiento menor a 20 cm. En distorsiones, ningún modelo cumple con la permisible de 0.006 ya que se considera la degradación de rigidez de los elementos estructurales.

Para la revisión de torsión se retomaron los desplazamientos de dos esquinas contrarias, para el caso del registro CO56 se observó diferentes desplazamientos en estos puntos del inmueble por

lo que al no moverse como cuerpo rígido se desarrollan mayores demandas en los elementos de la esquina con mayor desplazamiento. Para el acelerograma CJ03 en los modelos SM y ME, los desplazamientos tuvieron la misma magnitud en ambas esquinas esto se debe a que este movimiento no indujo torsión en estos dos modelos, en cambio con la configuración del modelo TM provocó mayores desplazamientos que los provistos con CO56, por lo que al tomar en cuenta todos los muros, tanto diafragma como de partición la estructura no solo presenta torsión por el tipo de irregularidad que presenta, sino que también es susceptible al tipo de movimiento del suelo.

Para el parámetro de resistencia se revisó el comportamiento a flexocompresión y cortante de las columnas, en el caso de la flexocompresión para los tres modelos las columnas del primer piso sobresalen de la envolvente pero cabe mencionar que en menor cantidad para el modelo TM, por otro lado para la revisión de cortante en ninguno de los modelos se excedió el cortante resistente, esto se contrasta con lo obtenido en los análisis lineales puesto que en estos en el modelo SM se tienen columnas que requieren mayor refuerzo a cortante.

Al no tener diferencias considerables en las curvas de capacidad obtenidas del modelo MOR107, se buscó una razón a esto, por lo que se decidió llevar a cabo diferentes modelos de una crujía con dos niveles, modificando las dimensiones del marco envolvente del muro de relleno. Los resultados arrojaron que a partir de columnas con dimensiones de 30x30 cm hasta 45x45 cm que fue la máxima dimensión analizada, la aportación de los muros a la resistencia del sistema disminuye considerablemente.

De acuerdo con todo lo anterior lo que se recomienda para representar lo más cercano a la respuesta sísmica es implementar en el modelado todos los muros (diafragma y partición) con rigideces apropiadas para cada elemento, puesto que los materiales utilizados en la construcción de los muros de relleno y partición son comúnmente diferentes. Con la implementación de los muros se puede proponer un diseño adecuado de los elementos estructurales y así no sobre diseñarlos reduciendo costos de obra, aunque esto no es lo primordial para esta tesis. Con la configuración de muros del modelo TM se tuvieron porcentajes cercanos al permitido en cuestiones de excentricidad por lo que los efectos de torsión no se verán amplificados y con ello las demandas de los elementos estructurales como columnas y vigas para un sistema estructural convencional no tendrán esfuerzos que sobrepasen su capacidad.

Cabe mencionar que los resultados obtenidos en el análisis dinámico no lineal tienen una buena aproximación con lo visto en campo, ya que el mecanismo de falla mostrado en el Software Ruaumoko se centró en los muros de relleno y partición, sin llegar a fallar columnas y vigas, es decir, los puntales diagonales equivalentes de los primeros pisos alcanzaron la fluencia y llegaron hasta la falla con los registros CO56 Y CJ03, por lo tanto, predominó el mecanismo de falla por Torsión. En cambio, algunas de las columnas no llegaron a la falla pero si presentaron un grado

de daño mínimo, ya que en las revisiones que se realizaron no muestran que hayan fallado por cortante, aunque en cuestión de flexocompresión algunos de estos elementos salen del diagrama de interacción.

Algunos trabajos futuros consisten en realizar los análisis de más edificios de esquina para tener un mayor rango de comparación y observar si las tendencias que se mostraron en est trabajo son consistentes en otros edificios. Por otro lado, el incluir los efectos de interacción suelo-estructura es un tema importante tomando en cuenta la zona geotécnica en la que se encuentran desplantados los edificios y eso extrapolarlo a los otros tipos de suelos presentes en la Ciudad de México.

A. Galería de edificios dañados

Como se mencionó en capítulos anteriores se realizaron levantamientos de datos como las dimensiones de los elementos estructurales de las edificaciones y el grado de daño que presentaron, en este apartado se muestran algunas evidencias fotográficas de los edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre del 2019, divididos en dos, los localizados en la colonia Roma (los primeros seis edificios) y los localizados en la colonia Hipódromo. Estos edificios tienen problemas de irregularidad en rigidez en planta y elevación además de algunos presentan planta alargada que generan problemas de torsión y volteo respectivamente.

A.1. Colonia Roma

- Chapultepec 444

Irregularidad en planta y altura (planta alargada y escalonada)



Fig. A.1: Daños presentados en el edificio localizado en Chapultepec 444

- **Cozumel 85**

Irregularidad en rigidez

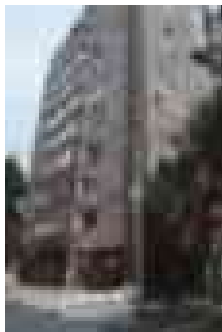


Fig. A.2: Daños presentados en el edificio localizado en Cozumel 85

- **Linares 43**

Irregularidad en planta (entrantes).

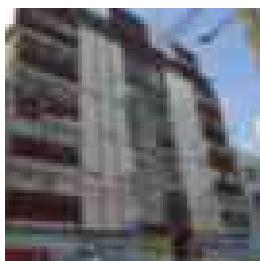


Fig. A.3: Daños presentados en el edificio localizado en Linares 43

- **Morelia 107**

Irregularidad de rigidez en planta.



Fig. A.4: Daños presentados en el edificio localizado en Morelia 107

■ Sinaloa 93

Irregularidad en planta.



Fig. A.5: Daños presentados en el edificio localizado en Sinaloa 93

■ Viaducto 67

Irregularidad en rigidez.

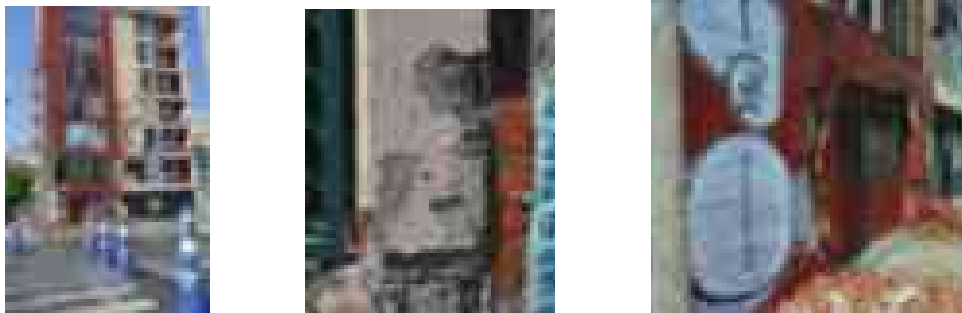


Fig. A.6: Daños presentados en el edificio localizado en Viaducto 67

A.2. Colonia Hipódromo

■ Ámsterdam 107

Irregularidad de rigidez.

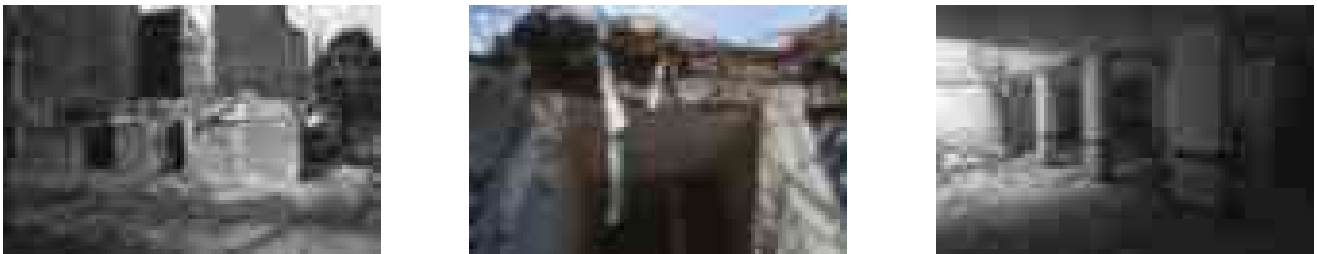


Fig. A.7: Daños presentados en el edificio localizado en Ámsterdam 107

- **Av. México 55**

Irregularidad en rigidez.

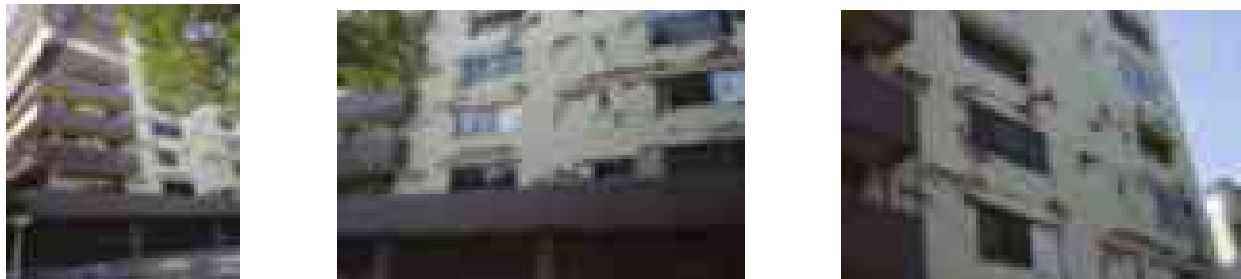


Fig. A.8: Daños presentados en el edificio localizado en Av. México 55

- **Av. México 105**

Irregularidad en rigidez.

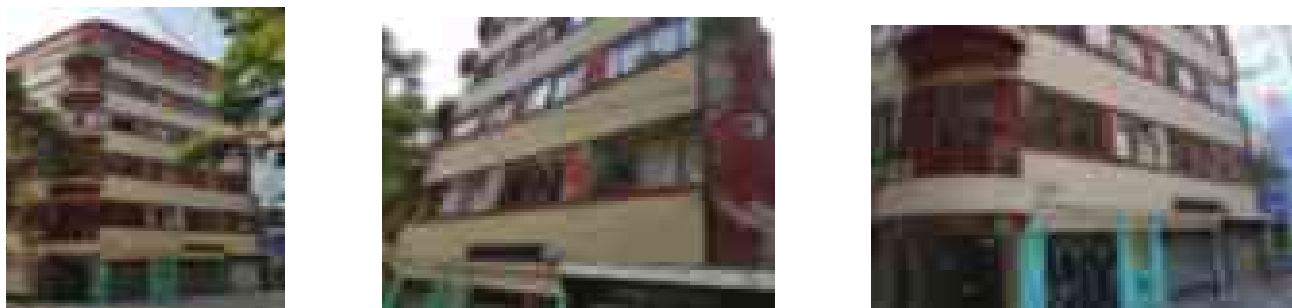


Fig. A.9: Daños presentados en el edificio localizado en Av. México 105

- **Ozuluama 20**

Irregularidad en planta (planta alargada).

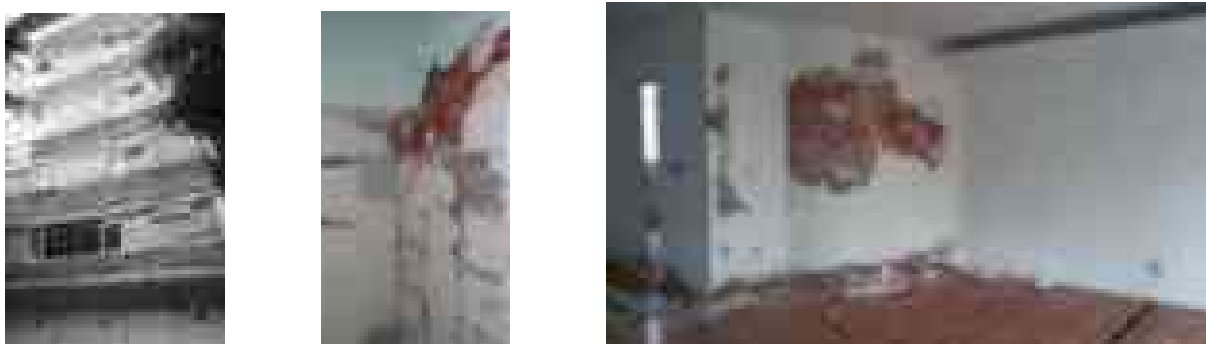


Fig. A.10: Daños presentados en el edificio localizado en Ozuluama 20

- **Tlaxcala 67**

Irregularidad en rigidez.

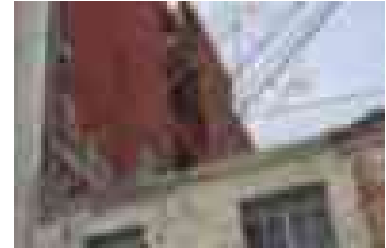
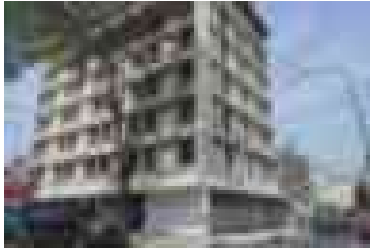


Fig. A.11: Daños presentados en el edificio localizado en Tlaxcala 67

El grado de daño que se les asignó de acuerdo con lo visto en campo y lo mencionado en la EME98 fue de tres, consiste en daños que van de importantes a graves, es decir los elementos con daños moderados y los elementos no estructurales con daños de rondan entre el 30 % y 60 % excepto el edificio localizado en *Ámsterdam 107* que llegó al colapso, es decir alcanzó el grado de daño cinco. Los daños se concentraron en los muros de relleno y en los muros divisorios de cada departamento, además las columnas y vigas tuvieron fisuras y desprendimiento de material, por lo que estos edificios tuvieron que ser desalojados y no tuvieron operación hasta después de su refuerzo en algunos casos, como fue el de *Morelia 107*, esta reparación y rehabilitación se documenta en el siguiente anexo.

B. Refuerzo del Edificio Morelia 107

Después del sismo del 19 de septiembre del 2017, casas y edificios sufrieron un grado de daño que impidió que se habitaran, como ya se comentó anteriormente estos daños fueron desde la falla de elementos como los muros de mampostería, hasta el colapso total como fue el edificio de localizado en la calle *Ámsterdam* 107 por mencionar uno.

En el edificio Morelia 107, que fue el analizado para esta tesis, se presentaron fallas en muros de mampostería en los primeros tres entresijos y deformación de los estribos de las columnas de la planta baja, la primera condición de daño fue la que imposibilitó que continuara en uso el edificio. Después de más de un año deshabitado el edificio se inició con la evaluación y reparación de este, en donde se realizaron pruebas de rastreo electromagnético para localizar el acero en los elementos estructurales, pruebas de ultrasonido en concreto para conocer las condiciones de la calidad y uniformidad del concreto, también se llevaron a cabo pruebas de martillo Schmidt para posteriormente obtener la resistencia del concreto y saber las condiciones en las que se encontraba el edificio después del sismo, estas pruebas fueron ejecutadas por la empresa Promotora de Servicios en Ingeniería, S.A de C.V.

Para la propuesta del refuerzo realizaron el análisis de la estructura utilizando el espectro correspondiente a la zona donde se encuentra el edificio, derivado de las Normas Técnicas Complementarias del 2017. Para no aunar más en el tema de la reparación del edificio solo se mencionará las modificaciones que se le realizaron al edificio de manera general y una pequeña galería de fotografías de lo visto en la visita del edificio ya reforzado.

Para el refuerzo de la estructura se quitaron todos los muros divisorios de los departamentos que eran de mampostería, para remplazarlos por elementos más ligeros, por otro lado se agregaron contravientos huecos de 15x15 cm con espesor de placa de 13 mm, estos fueron colocados en los ejes 1,3, A y D, como se muestra en la figura B.1. Las columnas se encamisaron completamente por medio de placas de 3/8" para los primeros pisos, 1/2" y 3/4" para pisos superiores unidas entre sí por 8 tornillos en cada extremo además de que se soldaron las placas, en unión columna-losa, se colocó una placa de 70x80 cm con espesores de 3/4", 5/8" y 1/2", unida a la losa por medio de pernos y una capa de grout. En la azotea se eliminaron las rejas de tendido y los muros divisorios

de los cuartos de servicio, otra modificación se presentó en los balcones, estos se sustituyeron por balcones de rejilla, ya que, los originales contribuían con mucho peso.

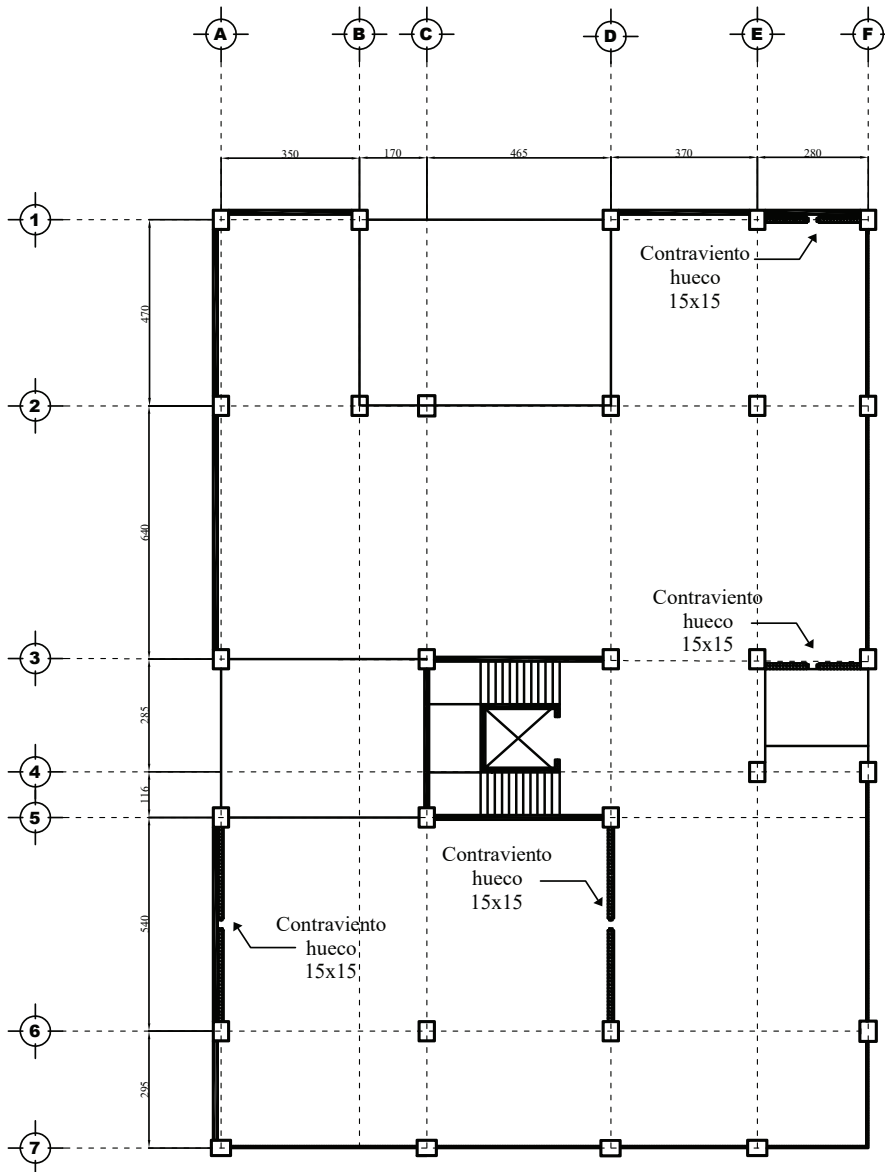
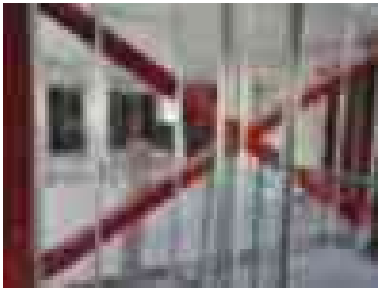


Fig. B.1: Distribución de contravientos en planta.

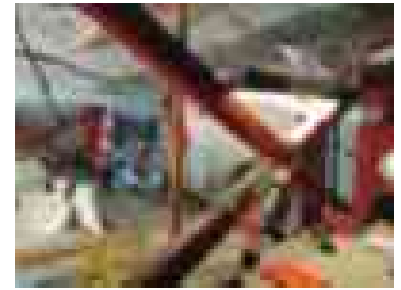
En las siguientes imágenes se muestran las modificaciones realizadas al edificio de Morelia 107, estas fotos fueron tomadas el día 31 de julio 2019.



(a)



(b)



(c)

Fig. B.2: (a) Contravientos en los ejes A y D. (b) Contravientos en los ejes 1 y 3. (c) Contravientos en la planta baja en los ejes A y D



(a)



(b)

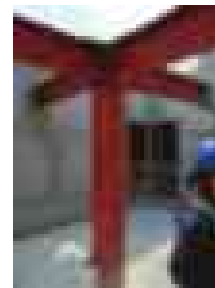


(c)

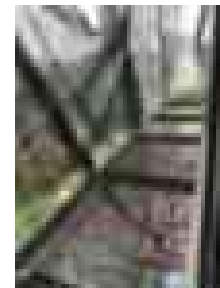
Fig. B.3: (a) Encamisado de columnas. (b) Espacios para muros divisorios. (c) Unión de columna-losa



(a)



(b)



(c)

Fig. B.4: (a) Muros divisorios. (b) Vigas de conexión en la azotea. (c) Balcones de rejilla

C. Modelos para análisis estático no lineal en RUAUMOKO3D

Al modelar los muros se buscó una alternativa para poder representar el comportamiento no lineal de estos elementos, una alternativa para esto fue utilizar el software RUAUMOKO3D, que tiene implementado un módulo donde se modelan los muros por medio de puntales diagonales, donde su comportamiento no lineal se incorpora por medio de la regla de histéresis propuesta por Crisafulli en 1997.

En secciones anteriores de este trabajo se describen los tipos de modelos realizados para los análisis no lineales, en este capítulo se mencionan los parámetros que se necesitan para el archivo de entrada que leerá el ejecutable de RUAUMOKO3D, para ello se utiliza como ejemplo el archivo de entrada de uno de los modelos realizados.

C.1. Archivo de entrada para Ruaumoko

A continuación, se describen los datos de entrada para los parámetros de control iniciales para el modelo, en la Tabla C.1 se muestra un ejemplo del código implementado para los parámetros iniciales.

Tabla C.1: Parámetros de control

MODELO MORELIA 107-TM PUSHOVER										
2	1	1	0	-1	0	0	1	0	0	
382	1312	24	5	1	5	9.81	5	5	0.01	30 1
50	50	100	1	0.5	0.5	0.5	0			
d										
0	0									

- Para la primera línea, se pide un título para el análisis a realizar, este no debe de sobrepasar de 79 caracteres.

- La segunda línea engloba las opciones principales de análisis que abarcan 10 puntos que son:
 1. La primera columna indica que tipo de análisis se quiere realizar en este caso el número 2 corresponde a un análisis tiempo-historia aplicando el método de Newmark.
 2. En la segunda casilla se indica que el análisis es inelástico ya que tiene un valor de 1.
 3. En esta columna se indica que tipo de matriz de masa se va a utilizar, con el valor de 1 se seleccionó una matriz diagonal para este caso.
 4. El siguiente parámetro es igual a 0, puesto que se optó el coeficiente inicial de amortiguamiento de Rayleigh.
 5. Al tener un valor de -1 en esta columna se le indica al programa que se va a realizar un análisis pushover convencional, donde las fuerzas aplicadas van a ir incrementándose de manera lineal, por medio de una rampa, que convencionalmente va de cero a uno en un tiempo de diez segundos.
 6. En este análisis se consideraron pequeños desplazamientos, asignando el valor de 0 en el archivo de entrada.
 7. En esta columna se pide seleccionar el momento en el cual se realiza el análisis modal, para este caso se seleccionó el valor de 0, por lo tanto, el análisis modal iniciará después de terminar el análisis estático.
 8. En esta casilla se seleccionó la opción 0 que omite todo cero en la salida (es el caso normal).
 9. Se revisa la ortogonalidad de los modos, pero no se imprime en el archivo de salida, esta opción corresponde al valor de 0.
 10. Para el algoritmo de eigenvalor se prefirió Householder QR que corresponde al valor de 0.

- En la tercera línea en este caso corresponde a los parámetros de control del modelo y se desglosan de esta manera
 1. Número de nodos (382).
 2. Número de elementos de la estructura (1312).
 3. Número de diferentes secciones transversales (24).
 4. Número de modos requeridos a imprimir (5).
 5. Número del modo al que se le va aplicar el primer amortiguamiento.

6. Número del modo al que se le va aplicar el segundo amortiguamiento.
 7. Magnitud de la aceleración de la gravedad (9.81).
 8. Porcentaje de amortiguamiento aplicado en el primer modo seleccionado anteriormente (5).
 9. Porcentaje de amortiguamiento aplicado en el segundo modo seleccionado.
 10. Paso de tiempo (0.01).
 11. Tiempo de duración de la excitación implementada en este caso el tiempo de la rampa se extendió hasta 30 segundos.
 12. Factor de escala para la excitación (1).
- La cuarta línea concierne a los intervalos de datos del archivo de salida y parámetros de control de impresión de datos
 1. Impresión de la excitación cada 50 pasos.
 2. Datos enviados al post-procesador DYNAPLOT cada 50 pasos.
 3. Imprimir a cada 100 pasos las articulaciones plásticas.
 4. Factor de escala que multiplica las magnitudes de las graficas de los desplazamientos, se tomó el valor por default que es igual a 1, ya que, se busca el valor real de este parámetro.
 5. Valor máximo de desplazamiento en las gráficas en el eje X, se propuso un valor máximo de 0.5.
 6. Valor máximo de desplazamiento en las gráficas en el eje Y, igualmente se utilizó 0.5.
 7. Valor máximo de desplazamiento en las gráficas en el eje Z, se restringió a un valor de 0.5.
 8. Extensión del archivo de salida para el post-procesador DYNAPLOT, se optó por .RES que pertenece al valor 0.
 - Esta línea involucra la modificación de los ejes globales del modelo, siendo horizontales X y Z y vertical Y, que es el orden por default.
 - Control de iteración y velocidades de onda, al tratarse de un análisis estático no lineal, el programa no permite introducir valores para de estos parámetros (0.0).

La siguiente sección es la descripción de las características referentes a los nodos que conforman a la estructura. En la Tabla C.2 se muestra un ejemplo de los datos necesarios para los nodos.

Tabla C.2: Nodos

NODES											
1	0	0	0	1	1	1	1	1	1	342	0
2	5.2	0	0	1	1	1	1	1	1	342	0
3	9.85	0	0	1	1	1	1	1	1	342	0

- Se debe agregar la palabra NODES, en el caso de que se requiera que la estructura solo se mueva en plano se puede agregar un comando ya sea 1, 2 o 3 que indican que el modelo se puede mover en Y-Z, Z-X o X-Y respectivamente, si no se requiere se deja en blanco el espacio.
- En esta línea se introducen los datos requeridos de los nodos que se describen en los siguientes puntos.
 1. Número de nodo, que debe de ir en orden ascendente.
 2. Coordenada en X.
 3. Coordenada en Y.
 4. Coordenada en Z.
 5. Restricción de desplazamiento en X.
 6. Restricción de desplazamiento en Y.
 7. Restricción de desplazamiento en Z.
 8. Restricción de rotación en X.
 9. Restricción de rotación en Y.
 10. Restricción de rotación en Z.
 11. Nodo maestro.
 12. Control de impresión en el archivo de salida.

Para las restricciones de desplazamiento o rotación si se toma un valor de 0 están libres en esos grados de libertad, si tiene un valor de 1 están totalmente restringidos, si tienen un valor de 2 los desplazamientos y rotaciones tienen las mismas condiciones que el nodo maestro asignado anteriormente. Si se busca que el sistema de piso se comporte como un diafragma rígido el nodo maestro debe localizarse en el centro de masa y restringir todos los posibles movimientos por petición del software.

La siguiente línea corresponde a la conectividad de los elementos. En la Tabla C.3 se muestra un ejemplo de los datos necesarios para generación de cada elemento de la estructura.

Tabla C.3: Elementos

ELEMENTS							
1	1	1	32	1	32	Z	0
2	1	2	33	2	33	Z	0
3	1	3	34	3	34	Z	0

- Se debe introducir la palabra ELEMENTS para dar inicio con esta sección.
- En esta línea se proporciona los datos de conectividad de elementos.
 1. Número de miembro de manera ascendente.
 2. Número de propiedad del tipo de elemento.
 3. Nodo inicial al que se conecta el elemento.
 4. Nodo final al que se conecta el elemento si es que son elementos FRAME, si son elementos PANEL o QUADRILATERAL es el segundo nodo de conexión.
 5. Para elementos FRAME esta columna puede tener el valor de 0 o poner el mismo valor del nodo inicial. Para elementos PANEL o QUADRILATERAL es el tercer nodo que conforma el elemento.
 6. Para elementos FRAME esta columna puede tener el valor de 0 o poner el mismo valor del segundo nodo. Para elementos PANEL o QUADRILATERAL es el cuarto nodo que conforma el elemento.
 7. En este punto se debe indicar si el eje local Z del elemento es paralelo al eje global positivo o negativo X, Y o Z, esto solo aplica para elementos FRAME, ya que, para elementos PANEL o QUADRILATERAL se debe introducir un valor de 0.
 8. Control de impresión en el archivo de salida.

La siguiente sección para el archivo de entrada son las propiedades correspondientes a los tipos de elementos, en este caso como se va a realizar un análisis estático no lineal se debe suministrar tanto propiedades elásticas como inelásticas, se va a dividir este apartado en cuatro porque se va a explicar los cuatro tipos de propiedades implementadas en este modelo.

Como primer elemento a explicar es un tipo FRAME que corresponde a las columnas del edificio analizado, en la Tabla C.4 se muestran los datos de entrada necesarios para este tipo de elemento que se explican en los siguientes puntos.

Tabla C.4: Propiedades de columnas

PROPS											
1	FRAME										
	2	0	0	0	4	0	1	0			
	2213594.4	922331	0.2	5.4742E-03	4.17E-03	2.67E-03	0.167	0.167	0.2	0.25	0.44
	0.15	0.15	0.15	0.15	0	0	0	0			
	0	0	0	0							
	0	0	0	0							
	0	0	0	0	0						
	-624.61	-198.01	45.283	54.963	255.382						
	0.5	0.6	1	2							
	0	0	0	0	0.05	0.05					
	4	4	4	4	4	4	4	4			

■ Parámetros de control básicos de sección

1. Tipo de elemento, para las columnas se utilizó el elemento número 2 que corresponde a un miembro BEAM-COLUMN de concreto reforzado.
2. Al utilizar el valor de 0 el software comprende que el elemento esta unido a la junta en dirección Z.
3. Al utilizar el valor de 0 el software comprende que el elemento esta unido a la junta en dirección Y.
4. Se pueden introducir fuerzas en los elementos si se utilizan los valores 1 o 2, en este caso no se aplicaron cargas a estos elementos.
5. Regla de histéresis, depende del número establecido en el apéndice de las reglas de degradación de resistencia y rigidez en el Vol. 5 del Manual de RUAUMOKO3D, para columnas se utilizó el modelo histerético de Takeda Modificado que tiene asignado el número 4.
6. Representa el tipo de degradación de resistencia, que si se opta por valores superiores a 0 se deben agregar datos adicionales que se explican de igual manera en el apéndice del Vol. 5 del Manual de RUAUMOKO3D.
7. El programa puede arrojar índices de daño con si se utiliza un valor superior a 0, en este caso se decidió visualizar los índices de daño en estos elementos asignando el número 1 en esta columna.

8. Se considera un elemento estándar, puesto que se seleccionó el número 0, si se requiere implementar en el modelo la consideración de cortante inelástico de diversas maneras se debe introducir un número mayor a cero.
- En esta línea se necesitan las propiedades elásticas de la sección.
 1. Módulo de elasticidad.
 2. Módulo de cortante.
 3. Área transversal del elemento
 4. Segundo momento de área torsional.
 5. Momento de inercia en el eje z-z.
 6. Momento de inercia en el eje y-y.
 7. Área de cortante en dirección z.
 8. Área de cortante en dirección y.
 9. Distancia al centro de cortante en el plano x-z.
 10. Distancia al centro de cortante en el plano x-y.
 11. Peso del elemento por unidad de longitud.
 - Propiedades de los extremos en el elemento
 1. Longitud de zona rígida en el extremo 1 del elemento en el eje z-z (0.15).
 2. Longitud de zona rígida en el extremo 2 del elemento en el eje z-z (0.15).
 3. Longitud de zona rígida en el extremo 1 del elemento en el eje y-y (0.15).
 4. Longitud de zona rígida en el extremo 2 del elemento en el eje y-y (0.15).
 5. Zona flexible en el extremo 1 del elemento en el eje z-z (0).
 6. Zona flexible en el extremo 2 del elemento en el eje z-z (0).
 7. Zona flexible en el extremo 1 del elemento en el eje y-y (0).
 8. Zona flexible en el extremo 2 del elemento en el eje y-y (0).
 - Factores bilineales del miembro, esta línea debe ser suministrada si en la sección de parámetros básicos de control la regla de histéresis tiene asignado un número mayor a cero, pero está relacionado con la regla de Ramberg-Osgood, en el caso de utilizar esta regla introducir los factores en el caso Axial, Torsión y Flexión en ambos ejes transversales de la sección, en este caso al utilizar otra regla de histéresis se introdujeron solo valores de cero.

- Longitud de articulación plástica en ambas direcciones para cada extremo del elemento. En este caso solo las longitudes fueron cero.
- Par torsor de fluencia y parámetros de interacción.
 1. Par torsor de fluencia positivo.
 2. Par torsor de fluencia negativo.
 3. Factor de interacción en flexión.
 4. Factor de interacción en axial.
 5. Superficies de rendimiento.
- Resistencia en el extremo del elemento, estos datos se obtienen del diagrama de interacción de la columna.
 1. Resistencia a compresión.
 2. Resistencia a compresión en el punto de falla balanceada.
 3. Momento en el punto de falla balanceada en dirección z-z.
 4. Momento en el punto de falla balanceada en dirección y-y. En caso de ser una columna circular el valor anterior y este deberán ser los mismos.
 5. Resistencia a tensión.
- Datos de la regla de histéresis, en este caso Takeda Modificado, estos datos como ya se mencionó se encuentran en el Apéndice del Vol. 5.
 1. Factor de descarga de rigidez (0.5).
 2. Factor de recarga de rigidez (0.6).
 3. Factor de potencia de recarga de rigidez (1).
 4. Descarga de tipo DRAIN-2D o tipo Emori and Schnobrich (2).
- Datos de índices de daño para deformación axial y torsional, de estos datos solo se suministraron los dos últimos dos valores (0.05) que corresponden al factor beta para axial y flexión propuestos por Park y Ang.
- Índices de daño para flexión, en esta línea se piden las ductilidades ultimas que puede desarrollar el elemento.

El segundo elemento hace referencia a las nervaduras de la losa y vigas de conexión que estaban localizadas en las zonas de aberturas en planta. En la Tabla C.5 se muestran los datos de entrada para este tipo de elementos, no varían en su mayoría con las propiedades antes mencionadas de las columnas, por lo que solo se harán mención de las líneas de código que tienen modificaciones.

Tabla C.5: Propiedades de vigas

2	FRAME										
	1	0	0	2	4	0	1	0			
	1131370.85	471404.5208	0.105	0.00153	0.00107	0.00079	0.087	0.087	0.101	0.0866	0.21
	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0			
	0	0	0	0							
	0	0	0	0							
	0	-0.68	0	0	0	0					
	0	0	0	0	0						
	13.87	-11.97	13.87	-11.97							
	0.5	0.6	1	2							
	0	0	0	0	0.05	0.05					
	2	2	2	2	2	2	2	2			

- Parámetros de control básicos de sección

1. Para la primera línea al tratarse de vigas se utilizó el elemento tipo One Component (Giberson).
2. En la cuarta columna de esta fila indica si se le aplican fuerzas, en este caso tiene el número 2, ya que las fuerzas aplicadas son distribuidas en la longitud de todo el elemento. Estas fuerzas son las obtenidas de la suma de la carga muerta y la carga viva correspondiente, distribuidas por medio de áreas tributarias de los tableros de la losa. El resto de los parámetros de esta línea son semejantes a los presentados en los apartados de los elementos tipo columna.

- Después a los datos de las longitudes de las articulaciones continúan el valor de la fuerza por unidad de longitud para cada dirección de interés.
- La siguiente fila de datos corresponde a las magnitudes relacionadas con la fuerza axial y momento de flexión resistentes del elemento.
 1. Resistencia a tensión.
 2. Resistencia a compresión.

3. Momento torsor resistente positivo.
 4. Momento torsor resistente negativo.
 5. Factor de interacción para flexión en ambas direcciones del elemento.
 6. la resistencia a flexión es la misma en ambos extremos del miembro. Se eligieron valores de cero para cada uno de los datos anteriores puesto que se suprime la fluencia tanto del caso axial como para la torsión.
- Condiciones de fluencia para flexión.
 1. Momento de resistente positivo en el eje z-z .
 2. Momento de resistente negativo en el eje z-z.
 3. Momento de resistente positivo en el eje y-y.
 4. Momento de resistente negativo en el eje z-z.

El tercer elemento utilizado fue el tipo QUADRILATERAL para representar parte del sistema de piso. En la Tabla C.6 se muestra los datos de entrada para este tipo de elemento, en los puntos siguientes se explica cada parámetro.

Tabla C.6: Propiedades de losas

7	QUADRILATERAL
0	0 1131370.8 0.2 0.05 2.0

- Propiedades básicas de la sección.
 1. Se seleccionó un elemento tipo Shell que involucra esfuerzos y deformaciones en el plano (0).
 2. Se ignoran las deformaciones por cortante (0).
 3. Se suministra el módulo de elasticidad (1131370.8).
 4. El coeficiente de Poisson (0.2).
 5. Espesor del elemento (0.05).
 6. Peso del elemento por unidad de volumen.

El cuarto tipo de elemento utilizado fue el tipo PANEL para la representación de los muros de mampostería, en la Tabla C.7.

Tabla C.7: Propiedades de muros

10	PANEL								
	0	1	0	0.12	1.7				
	1.16	0.2	0.175	0.2	0.175	0.2	0.175	0.2	0.175
	14.63	0.51	35	1.5	0.7	55934	0.25		
	-48.3	0	-0.003	-0.06	0.003	55934	1.5	1.5	
	0.058	0.041	-0.0029	-0.0145	0				

- Parámetros de control.

1. Se eligió que el elemento tenga comportamiento de una placa (0).
2. El elemento no permanece elástico, se empleó el modelo histerético de puntales equivalentes propuesto por Crisafulli (1997). Los datos de este modelo histerético se mencionan en líneas posteriores.
3. Las deformaciones por cortante se ignoraron por deficiencias del software, ya que, no se permitía procesar la información y no ejecutaba el modelo marcando errores referentes a estas deformaciones.
4. El espesor del muro que en este caso es de 0.12m.
5. El peso del elemento por unidad de volumen.

- Geometría del muro

1. Separación vertical entre los dos puntales en cada dirección (1.16).
2. El resto de las columnas de esta fila hacen referencia a las distancias entre los nodos internos y externos, es decir, la mitad del ancho de los elementos que conforman el marco envolvente del muro.

- Propiedades del material.

1. Esfuerzo cortante reducido (14.63).
2. Coeficiente de fricción reducido (0.51).
3. Máximo esfuerzo cortante (20).
4. Factor de relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo cortante medio en el panel (1.5).
5. Fracción de rigidez asignada al resorte que representa el comportamiento a cortante (0.7).

6. Módulo de elástico.
 7. Coeficiente de Poisson.
- Histéresis de los puntales
 1. Esfuerzo a compresión calculado con la ecuación propuesta por Crisafulli (-48.3).
 2. Esfuerzo a tensión que se considera igual a cero (0).
 3. Deformación cuando se alcanza el esfuerzo a compresión (-0.003).
 4. Deformación última (-0.06).
 5. Deformación de cierre, que expresa el cierre de las grietas que los muros de mampostería ante alguna excitación.
 6. Módulo elástico inicial.
 7. Factor de descarga de rigidez (1.5).
 8. Factor de recarga de deformación (1.5).
 - Áreas de puntales.
 1. Área inicial de la sección transversal de los puntales.
 2. Área final de la sección transversal de los puntales.
 3. Desplazamiento 1 que se relaciona con la longitud total del puntal y la deformación cuando se alcanza el esfuerzo de compresión.
 4. Desplazamiento 2 que se relaciona con la longitud total del puntal y la deformación cuando se alcanza el esfuerzo de compresión.
 5. Envoltente del comportamiento histerético, se eligió la opción de Sargin, que de acuerdo con el manual se tiene un mejor control de la respuesta del elemento.

Después de generar los datos de cada una de las propiedades de los elementos se necesita otra información para complementar el modelo, lo que sigue es definir los pesos nodales, que en este caso estos pesos se transforman en masas, por lo que las fuerzas aplicadas en los elementos anteriormente se transformaron en pesos. En la Tabla C.8, se muestran algunos de los valores utilizados, estos pesos se deben de considerar en todas las direcciones X, Y y Z.

Otro apartado son las cargas estáticas nodales, esta es otra opción que tiene RUAUMOKO3D para colocar las fuerzas en el modelo, en este caso las fuerzas fueron empleadas directamente en los elementos como carga distribuida. Por lo que en esta sección se introdujeron solo valores de cero para todas las direcciones.

Tabla C.8: Pesos

WEIGHTS						
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
32	2.75	2.75	2.75	0	0	0
33	3.43	3.43	3.43	0	0	0
34	2.72	2.72	2.72	0	0	0

Al ser un análisis pushover, se necesita el patrón de carga que irá variando por medio de una rampa, para este caso es una carga triangular invertida. En la Tabla C.9 se muestran algunos de los valores de las cargas aplicadas en los nodos de la pared perpendicular del edificio.

Tabla C.9: Cargas laterales para el análisis pushover

SHAPE						
32	0.52	0	0	0	0	0
37	0.52	0	0	0	0	0
42	0.52	0	0	0	0	0
47	0.52	0	0	0	0	0
52	0.52	0	0	0	0	0
58	0.52	0	0	0	0	0
63	1.21	0	0	0	0	0
68	1.21	0	0	0	0	0
73	1.21	0	0	0	0	0

Por último se debe anexar la lectura de la rampa por medio de los datos presentados en la Tabla C.10 , estos se explican en los siguientes puntos.

Tabla C.10: Lectura de la excitación

EQUAKE						
5	1	0.01	1	0	0	1

1. Formato del archivo de la excitación, se eligió un formato tipo excel, que tiene extensión .EQE.
2. Número de línea en la que empieza la excitación.
3. Paso de tiempo, en este caso es de 0.01.
4. Factor de escala que multiplica la excitación en este caso es de 1, pero si fuera un acelerograma se tiene que utilizar un factor de 9.81.

5. Después de que finalice el archivo de la excitación todo resultado es erróneo.
6. Se le puede asignar una velocidad inicial del suelo, pero se definió un valor de cero.
7. Desplazamiento inicial del suelo, que de igual manera que la velocidad toma un valor de cero.
8. Factor de escala en el tiempo de la excitación.

Referencias

- Aguilar, G., y Alcocer, S. M. (2001). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Bazán, E., y Meli, R. (2002). Diseño sísmico de edificios. Limusa/Noriega Editores.
- Carr, A. J. (2004). RUAUMOKO manual de usuario. Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- Carrillo, J., & González, G. (2007). Influencia de la mampostería no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto. *Dyna*, 74(152), 217-227.
- Christopher, A., y Reitherman, R. (1987). Configuración y diseño sísmico de edificios. *Building's configuration and Seismic Design*, Editorial Limusa, México.
- Cosenza, E., Manfredi, G., y Realfonzo, R. (2000, January). Torsional effects and regularity conditions in RC buildings. 12th World conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand.
- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
- Crisafulli, F., Reboredo, A., y Torrisi, G. (2004, Agosto). Consideration of torsional effects in the displacement control of ductile buildings. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, Paper (No. 1111).
- Departamento del Distrito Federal. (1976). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación.
- Departamento del Distrito Federal. (1987). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación.

- De Stefano, M., y Mariani, V. (2014). Pushover analysis for plan irregular building structures. *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, 34, 429-448
- De Stefano, M., y Pintucchi, B. (2008). A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(2), 285-308.
- Fotakopoulos, T., Mousafirooulos, G., Moretti, M. L., y Makarios, T. K. (2013, Septiembre). Influence of masonry infills in torsional irregular RC buildings. Part 1: Modeling of infills. *Proceedings of the World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics, (SEM'13)*, Techno Press, Korea.
- Fox, M. J., Beyer, K., y Sullivan, T. J. (2016). Predicting torsional response via an effective stiffness-based seismic assessment procedure. 2016 NZSEE Conference.
- Fundacion, I. C. A. (1985). AC, (1988). Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985, 53-65.
- Gobierno del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Concreto. *Gaceta Oficial del Gobierno del DF*, 2017, pp. 372-566.
- Gobierno del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. *Gaceta Oficial del Gobierno del DF*, 2017, pp. 617-680.
- Gobierno del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial del Gobierno del DF*, 2017, pp. 44-83.
- Gobierno del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. *Gaceta Oficial del Gobierno del DF*, 2017, pp. 689-700.
- Gómez Bernal, A. (1989). Influencia de la flexocompresión biaxial en el análisis no lineal.
- Gómez Bernal, A., Juárez García, H., De Anda Gil, J., Tovar Hidalgo, A., Arellano Méndez, E., Sordo Zabay, E., y Elwood, K. (2018). Evaluación del comportamiento de los edificios dañados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México. *Memorias, XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.*, Campeche, México.
- Guamán Pintado, F. A., y Ortega Guamán, E. G. (2018). Propuesta de modelo para análisis pushover de paredes confinadas (Bachelor's thesis).

-
- Holmes, M. (1961). Combined Loading on Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 19, pp. 473-478.
 - Liauw, T. C. y Kwan, K. H. (1983). Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 75, pp. 707-723.
 - Mainstone, R. J. (1971). On the Stiffnesses and Strengths of Infilled Frames, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV, pp.57-90.
 - Miranda, B., MacRae, G. A., y Beyer, K. (2012). Torsional considerations in building seismic design. Proceedings of Conference of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.
 - Moretti, M. L., Mousafirooulos, G., Fotakopoulos, T., y Makarios, T. K. (2013). Influence of masonry infills in torsional irregular RC buildings. Part 2: Analysis and results according to the Eurocodes. Proceedings of World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics,(SEM'13), Techno Press.
 - Ochoa Valdés, O. A. (2015). Calibración de un modelo no lineal tridimensional de un edificio instrumentado
 - Paulay, T. y Priestley, M. J. N. (1993). Stability of ductile structural walls, American Concrete Institute Structural Journal, Vol. 90, No.4, pp 385-392.
 - Peng, X. N., y Wong, Y. L. (2008, Octubre). Seismic Behavior of Asymmetric RC Frame Building Systems with One Major Wall. 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), Beijing, China.
 - Rosenblueth, E., Gómez, R., y Avila, J. (1991). Comentarios y ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF. UNAM, Instituto de Ingeniería.
 - Semnani, S. J., Rodgers, J. E., y Burton, H. V. (2014) Conceptual seismic design guidance for new reinforced concrete framed infill buildings. GeoHazards International, supported by Earthquake Engineering Research Institute, and Thornton Tomasetti Foundation.
 - Sordo, E., Terán, A., Guerrero, J. J., Juarez, H., y Iglesias, J. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Ductility and Resistance Requirements Imposed on a Concrete Building. Earthquake spectra, 5(1), 41-50.
 - Stathopoulos, K. G., y Anagnostopoulos, S. A. (2005). Inelastic torsion of multistorey buildings under earthquake excitations. Earthquake engineering and structural dynamics, 34(12), 1449-1465.

- Tena, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios. Memorias V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil en honor del Dr. José Grases, Mérida, Venezuela (pp. 1-57).
- Torrìsi, G. S., Crisafulli, F. J., y Pavese, A. (2012, Septiembre). An innovative model for the in-plane nonlinear analysis of confined masonry and infilled frame structures. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, (pp. 24-28).
- Wakabayashi, M., y Romero, E. M. (1988). Diseño de estructuras sismorresistentes. Mac Graw-Hill.