



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

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
DAÑADO Y REHABILITADO TRAS EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017**

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

PRESENTA:
ING. GIANELLA ADRIANA VALENCIA RONQUILLO

TUTOR PRINCIPAL:
DR. SERGIO MANUEL ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CDMX AGOSTO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO

PRESIDENTE: DR. MELI PIRALLA ROBERTO

SECRETARIO: DR. MURIÀ VILA DAVID

1^{er} VOCAL: DR. ALCO CER MARTÍNEZ DE CASTRO SERGIO MANUEL

2^{do.} VOCAL: DR. JAIMES TÉLLEZ MIGUEL ÁNGEL

3^{er.} VOCAL: DR. ARNAU DELGADO ORIOL

CIUDAD DE MÉXICO, 2019

TUTOR DE TESIS:
DR. SERGIO MANUEL ALCO CER MARTÍNEZ DE CASTRO

FIRMA

DEDICATORIA

A mis padres Vicente y Tania, por ser mi fortaleza y mi ejemplo a seguir.

A mi amado esposo Jorge, por ser mi soporte y guía.

A mi hermosa familia.

A mis queridos amigos.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México por su apoyo económico para realizar mi maestría.

A los sinodales, Dr. Roberto Meli, Dr. David Murià, Dr. Oriol Arnau y Dr. Miguel Jaimes, por el tiempo invertido en la revisión de esta tesis.

Al Dr. Sergio Manuel Alcocer Martínez de Castro por haber depositado su confianza en mí para la realización de esta investigación, por su guía en el proceso y por su tiempo en la revisión de esta tesis.

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DAÑADO Y
REHABILITADO TRAS EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017**

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	iv
NOTACIÓN	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 Sismo de Puebla-Morelos del 19 de septiembre de 2017	2
1.2 Justificación.....	9
1.3 Objetivo general	9
1.4 Objetivos específicos	9
1.5 Organización del documento.....	10
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ORIGINAL	11
2.1 Proyecto arquitectónico.....	11
2.2 Proyecto estructural.....	13
2.3 Consideraciones de diseño	19
2.3.1 Materiales.....	19
2.3.2 Armados	19
2.3.3 Cargas	22
2.3.4 Consideraciones sísmicas y geotécnicas	23
2.3.5 Comentarios	23
3. EVALUACIÓN DE DAÑOS	25
3.1 Dictamen técnico.....	25
3.1.1 Elementos estructurales.....	26
3.1.2 Mecanismo de falla.....	26
3.1.3 Pruebas de laboratorio.....	28
3.2 Visita por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM	29
4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO REHABILITADO	31
4.1 Consideraciones de diseño de la rehabilitación.....	34
4.1.1 Materiales.....	34
4.1.2 Armados	34

4.1.3	Cargas	37
4.1.4	Consideraciones sísmicas.....	37
4.1.5	Consideraciones geotécnicas	38
4.1.6	Pruebas de laboratorio.....	39
5.	EVALUACIÓN DE LA IRREGULARIDAD Y VULNERABILIDAD	43
5.1	Características de irregularidad de la estructura original	43
5.2	Características de irregularidad de la estructura rehabilitada.....	46
5.3	Aplicación de la metodología japonesa al edificio original	48
5.4	Aplicación de la metodología japonesa al edificio rehabilitado.....	52
6.	MODELO NUMÉRICO	59
6.1	Proyecto original	59
6.1.1	Materiales.....	59
6.1.2	Secciones y armados.....	60
6.1.3	Cargas y combinaciones de cargas	62
6.1.4	Interacción suelo - estructura.....	65
6.2	Proyecto rehabilitado	69
6.2.1	Materiales.....	69
6.2.2	Secciones y armados.....	70
6.2.3	Cargas y combinaciones de cargas	70
6.2.4	Interacción suelo-estructura.....	71
6.3	Consideraciones para los modelos numéricos.....	74
7.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	81
7.1	Proyecto original	81
7.1.1	Análisis lineal en el tiempo.....	81
7.1.2	Análisis estático no lineal.....	90
7.2	Proyecto rehabilitado	101
7.2.1	Análisis modal espectral.....	101
7.2.2	Análisis estático no lineal.....	107
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	117
8.1	Conclusiones	117
8.2	Recomendaciones.....	122
9.	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	129
	ANEXO A: FORMATO DE INSPECCIÓN Y BASE DE DATOS.....	133
	ANEXO B: METODOLOGÍA JAPONESA DE EVALUACIÓN POST SÍSMICA VERSIÓN 2001	140
	Índice de comportamiento estructural IS.....	141
	Índice básico de capacidad existente E0	141

<i>Índice de capacidad C</i>	143
<i>Índice de ductilidad F</i>	144
<i>Índice de configuración estructural SD</i>	144
<i>Índice de edad T</i>	147
<i>Índice de demanda sísmica ISO</i>	148
ANEXO C: PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE CURVA CARGA-DESPLAZAMIENTO PARA DIAGONALES EQUIVALENTES	149

RESUMEN

En este trabajo de investigación se realizó la evaluación estructural del edificio GM01008 en su estado original para intentar calcular su comportamiento ante el sismo de septiembre de 2017 y en su estado rehabilitado para predecir su posible respuesta ante eventos futuros.

Para tales efectos se caracterizó a profundidad el edificio de estudio mediante inspecciones de campo, planos, memorias de cálculo y pruebas de laboratorio. En campo se realizó el llenado del formato de evaluación y un registro fotográfico. Como trabajo de gabinete se realizó una base de datos con la información recopilada del edificio y, adicionalmente, se evaluó el daño y las fallas del edificio de estudio con base a la evidencia recolectada.

Se realizaron estudios de índices de vulnerabilidad de la edificación original y de la edificación rehabilitada mediante la metodología de evaluación post sísmica japonesa, versión 2001, para establecer una comparación entre la capacidad aproximada de las edificaciones y de la demanda sísmica. Los resultados derivados de este análisis muestran que el edificio original no era seguro para las demandas sísmicas a las que está expuesto debido a la baja densidad de elementos resistentes a cargas laterales en los primeros niveles de la edificación. En cuanto a la estructura rehabilitada se evidenció que la propuesta de rehabilitación usada en la edificación no es idónea debido a que, aunque en la planta baja se agregaron muros de concreto, estos resultaron insuficientes en la dirección longitudinal del edificio. En los demás niveles de la edificación no se consideró la contribución de los muros de mampostería reforzada debido a que la metodología japonesa solamente considera como elementos resistentes a cargas laterales a columnas y muros de concreto reforzado, lo que subestima la capacidad de la estructura y lo hace inseguro.

Finalmente, se realizaron modelos numéricos lineales y no lineales de las edificaciones original y rehabilitada mediante el programa ETABS 2016. Para la evaluación estructural se usó el método de análisis por desempeño propuesto por el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 con el fin establecer el nivel de desempeño de las estructuras analizadas. Los resultados de la estructura original reportan un comportamiento aproximado a la realidad debido a que se generaron articulaciones plásticas por cortante en las columnas de la planta baja y en los muros de mampostería. En cuanto a la estructura rehabilitada, aunque ésta incrementó su capacidad, los resultados mostraron que es insuficiente para cumplir con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 principalmente si se toman en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura. Además, persiste el problema de generación de articulaciones por cortante en algunas columnas de la planta baja. Una alternativa de rehabilitación complementaria a la ejecutada sería el encamisado de los muros con fibras de carbono ya que ésta solución incrementaría su resistencia y su capacidad ante cargas laterales, no obstante será importante revisar la capacidad de estos elementos estructurales contra las fuerzas últimas de diseño.

NOTACIÓN

Los símbolos empleados en esta investigación se definen donde aparecen por primera vez. A continuación, se presentan los más usuales.

a	Ancho de diagonal equivalente
a_0	Aceleración del suelo
\tilde{a}'	Ordenada espectral elástica para el periodo \tilde{T}_e y amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$ de la estructura con base flexible
α_1	Relación entre la suma de la resistencia de columnas al momento de la deformación de resistencia última de muros y la resistencia última de columnas
α_2	Relación entre la suma de la resistencia de muros cuando se alcanza la deformación de capacidad última de columnas cortas y la suma de capacidad última de muros
α_3	Relación entre la suma de la resistencia de columnas cuando se alcanza la deformación de capacidad última de columnas cortas y la suma de capacidad última de columnas
b	Ancho de viga/losa equivalente
β	Factor normalizado de la resistencia en compresión del concreto
β_s	Velocidad de propagación de ondas de corte del suelo
c	Coefficiente sísmico
C_C	Índice resistencia de columnas
C_{SC}	Índice de resistencia de columnas cortas
C_W	Índice de resistencia de muros
d	Diámetro de pilote
d_u	Desplazamiento último
d_y	Desplazamiento de fluencia
E_0	Índice básico de capacidad existente
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_m	Módulo de elasticidad de la mampostería
E_p	Módulo de elasticidad del pilote
E_s	Módulo de elasticidad del suelo
E_S	Índice básico de evaluación de comportamiento ante sismo
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
f'_m	Resistencia a compresión de la mampostería
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
F_C	Índice de ductilidad de columnas
F_{SC}	Índice de ductilidad de columnas cortas
F_W	Índice de ductilidad de muros
g	Aceleración de la gravedad
G	Índice del suelo
H_s	Profundidad de la segunda capa dura
I_S	Índice de comportamiento sísmico
I_{SO}	Índice de evaluación de comportamiento estructural ante sismo
K_h	Constante de rigidez traslacional horizontal
K_v	Constante de rigidez traslacional vertical
L	Longitud de pilote
L_{strut}	Longitud de la diagonal equivalente
M_w	Magnitud de momento de sismos
θ_{strut}	ángulo de la diagonal equivalente respecto a la horizontal
PGA	Aceleración máxima del terreno
PGV	Velocidad máxima del terreno
Q	Factor de comportamiento sísmico
\tilde{Q}'	Factores de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción
R	Factor de sobre resistencia y es independiente de la interacción suelo – estructura.
ρ_h	Cuantía de refuerzo vertical

ρ_v	Cuantía de refuerzo horizontal
S_a	Pseudo aceleración
S_D	Índice de configuración estructural
S_d	Pseudo desplazamiento
S_{dv}	Demanda de desplazamiento
T	Índice de edad
T_e	Periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
T_h	Periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido
T_r	Periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido
T_s	Periodo del suelo
\tilde{T}_e	Periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
τ_C	Esfuerzo cortante en columna
τ_{SC}	Esfuerzo cortante promedio en columna corta
τ_{w1}	Esfuerzo cortante promedio en muros a la capacidad última teniendo columnas de borde en ambos extremos
τ_{w2}	Esfuerzo cortante promedio en muros a la capacidad última teniendo columnas de borde en un sólo extremo
τ_{w3}	Esfuerzo cortante promedio en muros a la capacidad última sin columnas de borde
U	Índice de uso de la estructura
μ	Capacidad de ductilidad
V	Cortante basal
ν_s	Coefficiente de Poisson del suelo
W_e	Peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental
Z	Índice de zonificación
ζ_s	Fracción de amortiguamiento crítico del suelo

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Mapa con las superficies de falla de los principales sismos en México, (Servicio Sismológico Nacional)	1
Figura 1.2 Regionalización sísmica de México, (Comisión Federal de Electricidad, 2015)	2
Figura 1.3 Mapa de intensidades instrumentales para el sismo de Puebla-Morelos, (Ramírez, 2017)	4
Figura 1.4 Conjunto de acelerogramas y espectros de aceleración para cuatro estaciones fuera de la Ciudad de México (Ramírez, 2017).....	5
Figura 1.5 Conjunto de acelerogramas y espectros de aceleración para cuatro estaciones dentro de la Ciudad de México (Ramírez, 2017).....	6
Figura 1.6 Máximas aceleraciones espectrales para T=1 s en la Ciudad de México con la ubicación de edificaciones colapsadas (marcador rojo), con daños graves (marcador anaranjado) y con daños moderados y ligeros (marcador amarillo), (Ramírez, 2017)	7
Figura 2.1 Ubicación del edificio GM01008, (Google Maps)	11
Figura 2.2 Fachada frontal – Cara oeste	12
Figura 2.3 Fachada lateral – Cara norte.....	12
Figura 2.4 Fachada posterior – Cara este	12
Figura 2.5 Fachada lateral – Cara sur	12
Figura 2.6 Planta de la cimentación, (adaptado de plano estructural E1)	13
Figura 2.7 Distribución de columnas, (adaptado de plano arquitectónico A1).....	14
Figura 2.8 Planta de la losa plana aligerada con casetones de poliestireno, (adaptado de plano estructural E2)	15
Figura 2.9 Distribución de muros en planta baja, (adaptado de plano arquitectónico A1)	16
Figura 2.10 Distribución de muros en planta tipo, (adaptado de plano arquitectónico A2)	17
Figura 2.11 Distribución de muros en planta de azotea, (adaptado de plano arquitectónico A4).....	18
Figura 2.12 Armado de contratrabes de cimentación en sentido longitudinal, (adaptado de plano estructural E1)	19
Figura 2.13 Armado de contratrabes de cimentación en sentido transversal, (adaptado de plano estructural E1)	20
Figura 2.14 Armado de columnas tipo C1, C2 y C3.....	20
Figura 2.15 Distribución de columnas tipo C1, C2 y C3, (adaptado de plano estructural E2)	21
Figura 2.16 Corte de losa aligerada, (adaptado de memoria de cálculo original)	22
Figura 2.17 Armado tipo de nervaduras principales, (adaptado de plano estructural E2)	22
Figura 2.18 Armado tipo de nervaduras adyacentes a las principales, (adaptado de plano estructural E2).....	22
Figura 3.1 Colapso del edificio de la colindancia sur, (Google)	25
Figura 3.2 Armado de columnas del edificio GM01008, (ISCDF, 2018)	26
Figura 3.3 Falla del edificio de la colindancia sur (vista posterior), (Google)	27

Figura 3.4 Grietas inclinadas en columnas del edificio GM01008, (ISCDF, 2018)	27
Figura 3.5 Grietas inclinadas en muros de mampostería confinada del edificio GM01008, (ISCDF, 2018) ...	28
Figura 3.6 Daños en la fachada frontal	29
Figura 3.7 Daños en la fachada trasera	29
Figura 3.8 Daños en muros divisorios de mampostería confinada	30
Figura 3.9 Daños en cubo de luz	30
Figura 4.1 Muros de concreto reforzado añadidos en planta baja	31
Figura 4.2 Encamisado de muros de mampostería en niveles N1 a N4	32
Figura 4.3 Reparación de columnas	33
Figura 4.4 Muros de mampostería desligados y junta de poliestireno de 50 mm	33
Figura 4.5 Armado de nuevos muros de concreto (planta), (tomado de plano de rehabilitación E-01).....	34
Figura 4.6 Armado de nuevos muros de concreto (elevación), (tomado de plano de rehabilitación E-01)	35
Figura 4.7 Encamisado de muros de mampostería (planta), (tomado de plano de rehabilitación E-02).....	36
Figura 4.8 Encamisado de muros de mampostería (elevación), (tomado de plano de rehabilitación E-02)	36
Figura 4.9 Espectro de las NTC CDMX 2017, (SASID V0.4.0.2)	38
Figura 4.10 Ubicación de acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, (NTC para Diseño y Construcción de Cimentaciones de 2017)	39
Figura 4.11 Ubicación de pruebas de esclerómetro en columnas y nervaduras principales de la planta baja ..	40
Figura 4.12 Ubicación de pruebas de esclerómetro en columnas niveles N1 y N2	40
Figura 4.13 Ubicación de pruebas de extracción de núcleos en columnas de la planta baja	41
Figura 4.14 Ubicación de pruebas de ultrasonido en columnas de la planta baja	41
Figura 4.15 Ubicación de pruebas de ultrasonido en columnas del nivel N1	42
Figura 4.16 Perfil estratigráfico a partir de los sondeos geofísicos geoelectrónicos 1, 2 y 3	42
Figura 5.1 Distribución de columnas y muros de concreto en la planta baja para cumplir con la metodología japonesa de evaluación post sísmica, versión 2001	55
Figura 5.2 Distribución de columnas y muros de concreto en las plantas superiores para cumplir con la metodología japonesa de evaluación post sísmica, versión 2001	56
Figura 6.1 Red Acelerográfica de la Ciudad de México, (RACM)	63
Figura 6.2 Registro sísmico de la estación LV17	64
Figura 6.3 Valores de Hs en m, (NTC – Sismo 2004).....	67
Figura 6.4 Espectros de aceleraciones y desplazamientos de diseño sin interacción suelo-estructura, (SASID V0.4.0.2).....	71
Figura 6.5 Espectro de diseño considerando interacción suelo-estructura, (NTC -Sismo 2017).....	73
Figura 6.6 Variación del amortiguamiento de la estructura con base flexible según el tipo de cimentación, (NTC -Cimentaciones 2004).....	73
Figura 6.7 Localización de articulaciones plásticas, (Al-Chaar, 2002)	77
Figura 6.8 Curva tipo de componentes controlados por deformación, (ASCE/SEI 41-17)	78
Figura 6.9 Diagrama tipo de comportamiento a cortante en diagonales equivalentes	79

Figura 6.10 Diagrama tipo de comportamiento a flexocompresion en las dos direcciones para columnas	79
Figura 6.11 Diagrama tipo de comportamiento a cortante para columnas	80
Figura 6.12 Diagrama tipo de comportamiento a flexión para vigas de ancho equivalente	80
Figura 7.1 Espectros de respuesta de aceleración [EO] - paralelo a la calle - y espectro de diseño con ISE comparado con el periodo fundamental.....	83
Figura 7.2 Espectros de respuesta de aceleración [NS] – perpendicular a la calle - y espectro de diseño con ISE comparado con el periodo fundamental.....	84
Figura 7.3 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)	85
Figura 7.4 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017).....	85
Figura 7.5 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)	86
Figura 7.6 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017).....	87
Figura 7.7 Espectros de respuesta de velocidades [EO] comparado con el periodo fundamental	88
Figura 7.8 Espectros de respuesta de velocidades [NS] comparado con el periodo fundamental	88
Figura 7.9 Cortantes de entrepiso en dirección longitudinal, (ETABS, 2017)	89
Figura 7.10 Cortantes de entrepiso en dirección transversal, (ETABS, 2017)	89
Figura 7.11 Curvas de demanda para distintos valores de amortiguamiento en la dirección [EO], (SEISMOSIGNAL 4.3.0)	91
Figura 7.12 Curvas de demanda para distintos valores de amortiguamiento en la dirección [NS], (SEISMOSIGNAL 4.3.0)	91
Figura 7.13 Curva idealizada Fuerza-Deformación, (ASCE/SEI 41-17).....	92
Figura 7.14 Curva pushover sentido longitudinal, (ETABS, 2017).....	93
Figura 7.15 Curva pushover sentido transversal, (ETABS, 2017)	93
Figura 7.16 Curva de capacidad sentido longitudinal, (ETABS, 2017)	95
Figura 7.17 Curva de capacidad sentido transversal, (ETABS, 2017)	95
Figura 7.18 Punto de desempeño sentido longitudinal, (ETABS, 2017).....	96
Figura 7.19 Punto de desempeño sentido transversal, (ETABS, 2017).....	96
Figura 7.20 Estado de articulaciones plásticas (ETABS, 2017)	99
Figura 7.21 Comparación del daño calculado en el edificio original y el daño real del edificio	100
Figura 7.22 Espectros de diseño con ISE comparado con el periodo fundamental de la estructura	102
Figura 7.23 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)	103
Figura 7.24 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017).....	104

Figura 7.25 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)	105
Figura 7.26 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017).....	105
Figura 7.27 Cortantes de entrepiso en dirección longitudinal y transversal, (ETABS, 2017)	106
Figura 7.28 Revisión por capacidad de columnas, (ETABS, 2017)	106
Figura 7.29 Espectros reducidos por ζ , (NTC sismo 2017).....	107
Figura 7.30 Curvas de demanda para distintos valores de amortiguamiento.....	108
Figura 7.31 Curva pushover en sentido longitudinal, (ETABS, 2017).....	108
Figura 7.32 Curva pushover en sentido transversal, (ETABS, 2017).....	109
Figura 7.33 Curva de capacidad en sentido longitudinal, (ETABS, 2017).....	110
Figura 7.34 Curva de capacidad en sentido transversal, (ETABS, 2017).....	110
Figura 7.35 Punto de desempeño en sentido longitudinal, (ETABS, 2017)	111
Figura 7.36 Punto de desempeño en sentido transversal, (ETABS, 2017)	111
Figura 7.37 Estado de articulaciones plásticas (ETABS, 2017)	114
Figura 7.38 Comparación del daño calculado en el edificio rehabilitado y el daño esperado del edificio	115
Figura B.1 Altura libre de columna h_0	142
Figura B.2 Tipos de salientes	145
Figura B.3 Tipos de estrechamientos	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Historia sísmológica de la región (Singh et al. 1999).....	3
Tabla 2.1 Detalle del refuerzo longitudinal y transversal de columnas	20
Tabla 4.1 Especificaciones constructivas, (tomado de plano E-01)	35
Tabla 4.2 Especificaciones constructivas, (tomado de plano E-02)	37
Tabla 5.1 Rigidez en dirección X	45
Tabla 5.2 Rigidez en dirección Y	45
Tabla 5.3 Rigidez en dirección X	47
Tabla 5.4 Rigidez en dirección Y	48
Tabla 5.5 Pesos estructurales.....	49
Tabla 5.6 Factores de modificación.....	49
Tabla 5.7 Capacidad de columnas	50
Tabla 5.8 Demanda sísmica a partir de las NTC – Sismo (2017).....	51
Tabla 5.9 Resultado de la evaluación de la vulnerabilidad del edificio GM01008 original empleando la metodología japonesa de evaluación post sísmica versión 2001	51
Tabla 5.10 Pesos estructurales.....	52
Tabla 5.11 Capacidad de columnas y muros de concreto.....	53
Tabla 5.12 Resultado de la evaluación de la vulnerabilidad del edificio GM01008 rehabilitado empleando la metodología japonesa de evaluación post sísmica versión 2001	54
Tabla 5.13 Evaluación	57
Tabla 6.1 Anchos de diagonales equivalentes	61
Tabla 6.2 Cargas por nivel en kg/m ²	62
Tabla 6.3 Combinaciones de carga.....	62
Tabla 6.4 Rigideces y amortiguamientos para cimentaciones con pilotes.....	66
Tabla 6.5 Cargas por nivel en kg/m ²	70
Tabla 6.6 Combinaciones de carga.....	70
Tabla 6.7 Vigas de ancho equivalente	76
Tabla 7.1 Periodos y masas participativas	82
Tabla 7.2 Centros de masa (CM), de cortante (CCM) y de rigidez (CR)	82
Tabla 7.3 Desplazamientos y nivel de desempeño	97
Tabla 7.4 Periodos y masas participativas	101
Tabla 7.5 Centros de masa y de rigidez	102
Tabla 7.6 Desplazamientos y nivel de desempeño	112
Tabla B.1 Clasificación de miembros verticales	141
Tabla B.2 Índice de ductilidad.....	144
Tabla B.3 Valores de Gi y R1j.....	145

Tabla B.4 Índice de edad T..... 147

1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan algunos aspectos sismológicos del temblor de Puebla-Morelos del 19 de septiembre de 2017. Se hace una breve revisión histórica de la sismicidad de las zonas generadoras de sismos, así como de las características del evento principal y de sus réplicas. Se describen, de manera general, los tipos de daños causados por los sismos, así como del impacto en términos de fallecimientos y costo estimado del desastre.

1.1 Antecedentes

La República Mexicana posee un porcentaje importante de su territorio expuesto a peligro sísmico significativo, debido a que se ubica dentro del área conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona donde se concentra gran parte de la actividad sísmica del planeta. La sismicidad del país se debe principalmente a la interacción de las cinco placas tectónicas que lo conforman: la placa de Norteamérica que comprende casi todo el territorio nacional, las placas de Cocos y de Rivera ambas localizadas en la costa sur del Pacífico, la placa del Pacífico que abarca la península de Baja California y la placa del Caribe localizada al sureste del territorio. La mayor actividad sísmica del país se concentra principalmente a lo largo de la costa del océano Pacífico donde las placas de Cocos y de Rivera subducen la placa de Norteamérica y donde ocurren los llamados sismos de subducción; adicionalmente, en la zona de ruptura de la placa del Pacífico se dan sismos de tipo intraplaca profundos; y también en las zonas de fallas locales donde se originan sismos corticales. En la Figura 1.1 se muestra un mapa con las superficies de falla de los principales sismos que han ocurrido en México hasta antes de septiembre de 2017.

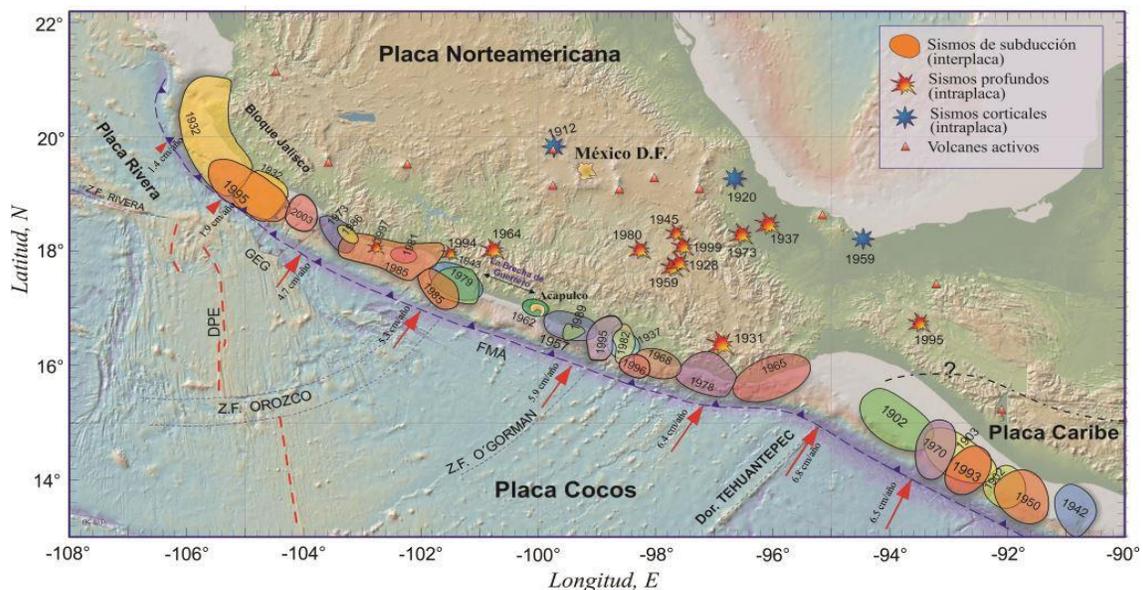


Figura 1.1 Mapa con las superficies de falla de los principales sismos en México, (Servicio Sismológico Nacional)

Para fines de diseño por sismo, el país se encuentra dividido en cuatro zonas sísmicas (Comisión Federal de Electricidad, 2015). La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. Las zonas B y C son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad; es la de mayor peligro (Figura 1.2).

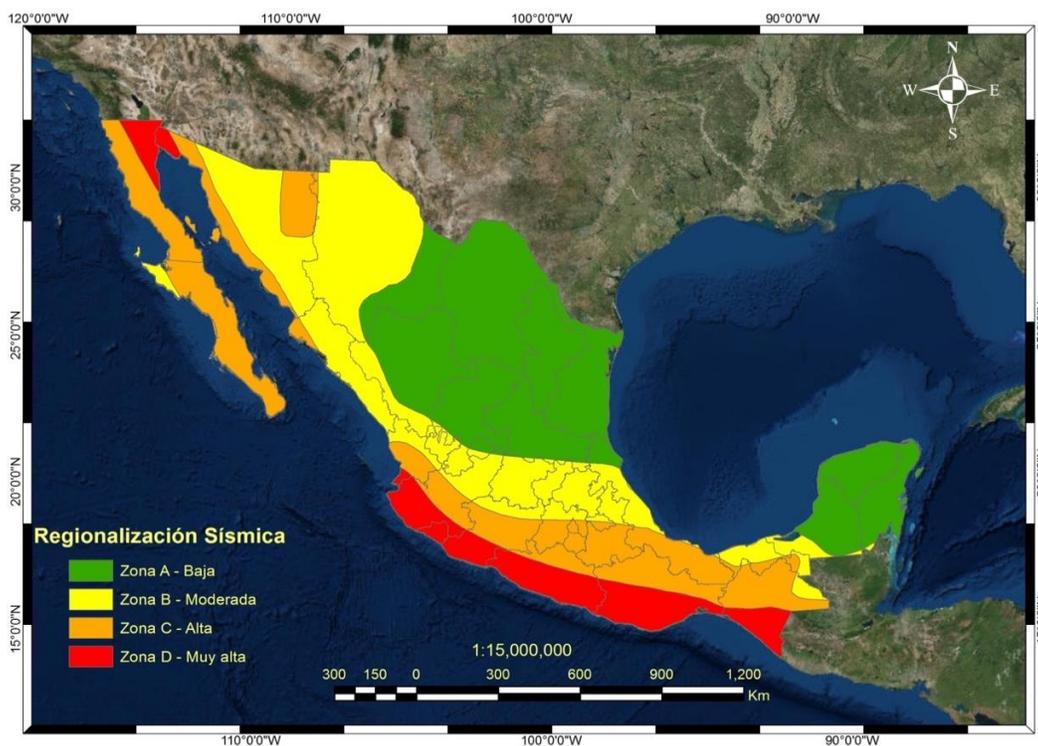


Figura 1.2 Regionalización sísmica de México, (Comisión Federal de Electricidad, 2015)

1.1.1 Sismo de Puebla-Morelos del 19 de septiembre de 2017

Los sismos de profundidad media y de falla normal en la zona de subducción de la Placa de Cocos bajo la de Norteamérica han causado daños a diversas ciudades y poblados del altiplano mexicano. Ejemplos de lo anterior son los sismos del 15 de enero de 1931 (M 7.8), del 28 de agosto de 1973 (Mw7.0), el del 24 de octubre de 1980 (Mw 7.0) y el del 15 de junio de 1999 (Mw 7.0) que provocaron daños en los estados de Oaxaca, Puebla y Veracruz. De acuerdo con Singh et al. (1999), desde 1864 hasta la fecha se han presentado 11 sismos con magnitud mayor que 6.5 en la región epicentral del sismo de Tehuacán (Tabla 1.1). Se puede afirmar, entonces, que el período de retorno medio de temblores de magnitud mayor que 6.5 en la zona es de 20 a 30 años.

Tabla 1.1 Historia sísmológica de la región (Singh et al. 1999)

Fecha	Latitud, °N	Longitud, °O	Profundidad, km	Magnitud
Octubre 3, 1864	18.70	97.40	-	7.3
Mayo 17, 1879	18.60	98.00	-	7.0
Febrero 10, 1928	18.26	97.99	84	6.5
Enero 15, 1931	16.34	96.87	40	7.8
Julio 26, 1937	18.48	96.08	85	7.3
Octubre 11, 1945	18.32	97.65	95	6.5
Mayo 24, 1959	17.72	97.72	80	6.8
Agosto 28, 1973	18.30	96.53	84	7.0
Octubre 24, 1980	18.03	98.27	65	7.0
Junio 15, 1999	18.20	97.47	60	7.0

De acuerdo con el informe brindado por el Servicio Sísmológico Nacional del Instituto de Geofísica de la UNAM, el sismo del 19 de septiembre de 2017 de magnitud M_w 7.1 ocurrió a las 13:14:40 h (hora local), con coordenadas focales de 18.40°N y 98.72°O y una profundidad de 57 km. Este sismo de tipo intraplaca y de profundidad intermedia fue causado por esfuerzos de flexión en la placa de Cocos (Melgar et al., 2018). El epicentro se ubicó cerca del límite entre los estados mexicanos de Morelos y Puebla a 114 km de distancia de la Ciudad de México. La ciudad más próxima al epicentro fue Izúcar de Matamoros, Morelos, y la ciudad más cercana de más de cien mil habitantes es Cuautla, Morelos.

En la Figura 1.3 se muestra un mapa de intensidades instrumentales en términos de máxima aceleración del terreno, (PGA, por sus siglas en inglés). A diferencia de los grandes sismos de subducción, en los que las mayores intensidades se extienden más allá de la zona epicentral, en el sismo de Puebla-Morelos, las mayores intensidades se concentraron alrededor del epicentro, con una rápida atenuación con la distancia. Caso aparte de este análisis se requiere para la Ciudad de México por los efectos de sitio que se presentaron en ella.

El estudio de los sismogramas permite afirmar que las réplicas fueron muy pequeñas, tanto en magnitud como en número. En las semanas que siguieron al sismo sólo se registraron 39 eventos con magnitudes entre 2.3 y 3.7. Este comportamiento no es inusual en los sismos de mediana profundidad de la zona. En efecto, se sabe que el sismo del 28 de agosto de 1973 (M_w 7.0, $H=84$ km) y el sismo del 19 de junio de 1999 (M_w 7.0, $H=50-60$ km) tuvieron pocas réplicas. Sin embargo, el comportamiento anterior no siempre ha sido igual; en los nueve días siguientes al sismo del 24 de octubre de 1980 (M_w 7.0, $H=65$ km), se registraron cerca de 900 réplicas, 300 de las cuales pudieron ser localizadas.

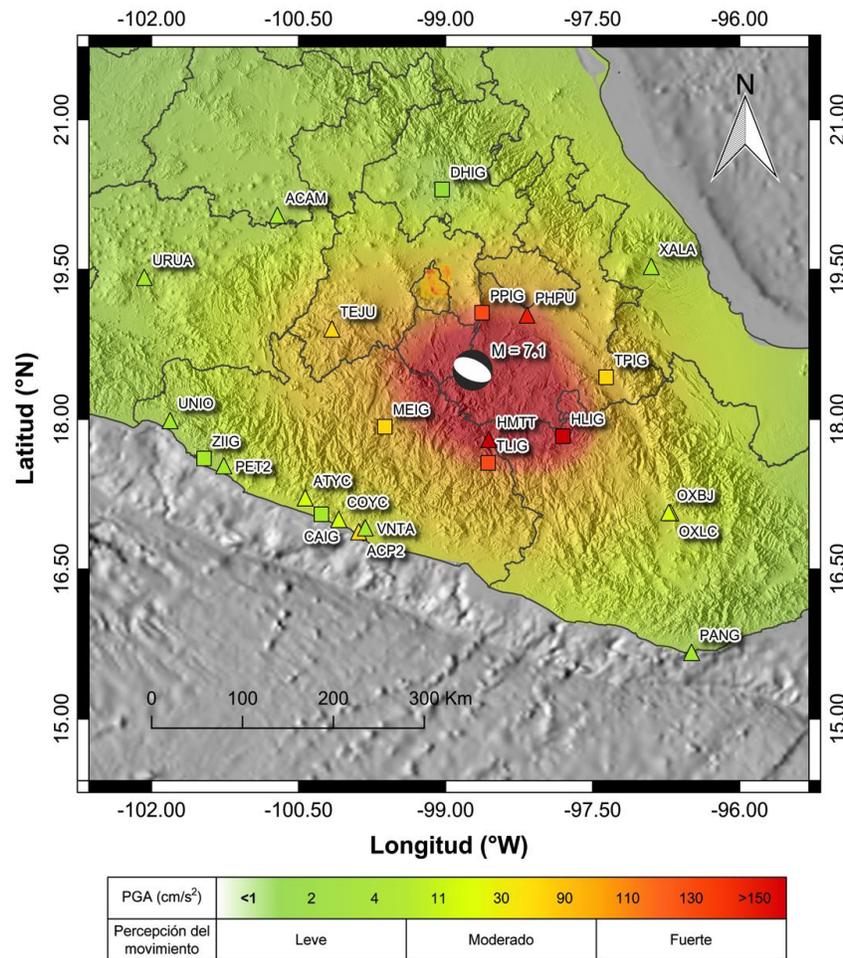


Figura 1.3 Mapa de intensidades instrumentales para el sismo de Puebla-Morelos, (Ramírez, 2017)

En las Figuras 1.4 y 1.5 se muestran ocho conjuntos de acelerogramas registrados en cuatro estaciones fuera de la Ciudad de México y cuatro dentro de ella, respectivamente. En las gráficas se incluyen los espectros de respuesta de aceleración calculados para el 5% del amortiguamiento crítico y para las tres componentes del movimiento. La estación HMTT (en Huamuxtitlán, Gro.) es la más cercana al epicentro. Las ordenadas espectrales de aceleración para la componente N-S alcanzaron valores de 0.8 g para periodos del orden de 0.25 s. La máxima ordenada en la otra componente horizontal es aproximadamente igual a la mitad, lo que sugiere un fuerte efecto de directividad del movimiento hacia el sur. En la estación PHPU (en Puebla, Pue.), a una distancia similar que HMTT del epicentro, las ordenadas espectrales fueron similares a los valores de la componente EO de HMTT. Como era de esperarse, en Acapulco (ACP2) y Oaxaca (OXBJ), las aceleraciones espectrales fueron muy pequeñas. La elevada intensidad instrumental del movimiento en la zona epicentral coincide con la ocurrencia de una gran cantidad de edificaciones dañadas en los estados de Puebla y Morelos.

De acuerdo con los registros obtenidos en la Ciudad de México, la máxima aceleración del terreno en Ciudad Universitaria, UNAM, fue de 59 cm/s^2 , la cual es casi el doble de la máxima registrada anteriormente, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (29.8 cm/s^2). Igualmente, el sismo de 2017 causó las mayores velocidades del terreno registradas hasta ahora, de 8.9 cm/s , casi tres veces la máxima registrada en el sismo del 19 de septiembre de 1985 (3.24 cm/s).

Los espectros de respuesta en la Ciudad de México mostraron grandes aceleraciones en la zona sur de la ciudad (estación LEAC en Av. Tláhuac esq. Camino Antiguo a Los Viveros), con valores cercanos a 0.7 g en las componentes horizontales para periodos de vibración cercanos a 1 s . Es relevante señalar que los edificios con un periodo de vibración de 1 s tienen alrededor de 7 u 8 pisos, y justamente corresponde con la altura de los edificios mayormente dañados.

En la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, se registraron aceleraciones espectrales de 0.6 g y 0.4 g en las direcciones E-O y N-S, respectivamente. A diferencia de lo que ocurrió en 1985, los picos del espectro ocurrieron para periodos cercanos a 1.75 s . Estas ordenadas espectrales fueron menores que las registradas en 1985 que alcanzaron valores de casi 1 g .

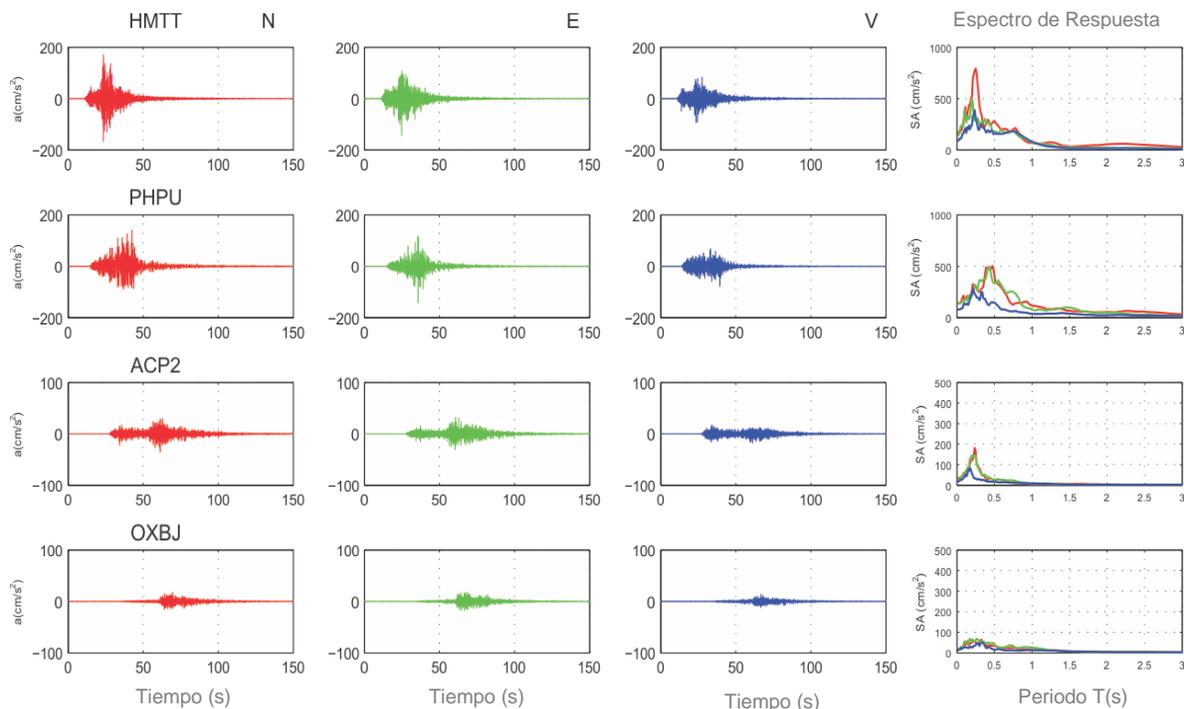


Figura 1.4 Conjunto de acelerogramas y espectros de aceleración para cuatro estaciones fuera de la Ciudad de México (Ramírez, 2017)

Espectro de Respuesta

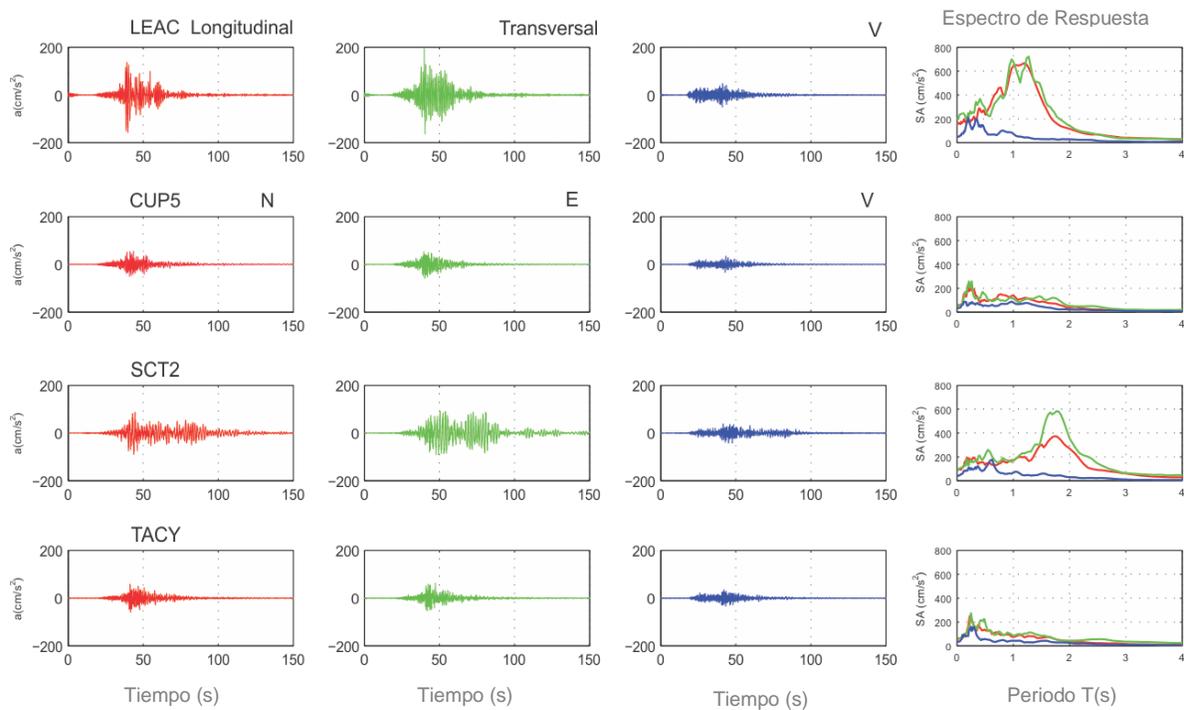


Figura 1.5 Conjunto de acelerogramas y espectros de aceleración para cuatro estaciones dentro de la Ciudad de México (Ramírez, 2017)

(Singh, 2018) ha concluido que la ocurrencia del sismo no fue inesperada. Lo que sí fue inusual fue la elevada intensidad del movimiento en el intervalo de frecuencias de 0.4 a 1 Hz. Igualmente ha señalado que hubo directividad del movimiento a partir de la fuente hacia el noroeste (hacia la Ciudad de México). La suma de estos dos factores, el contenido energético del sismo en un intervalo de frecuencias dado y la directividad, contribuyeron a que la intensidad del movimiento en ciertas zonas de la Ciudad de México fuera la más grande registrada en la historia.

El sismo de Puebla-Morelos estuvo caracterizado por un contenido de frecuencias que excitó los depósitos aluviales del Valle de México en frecuencias cercanas a 1 Hz. Este efecto de sitio contrasta con el observado en 1985, en el cual los estratos mayormente excitados fueron aquellos con frecuencia predominante de 0.5 Hz. Los estratos así excitados correspondieron con aquellos alojados a lo largo de la ribera del antiguo lago, en la zona poniente de la ciudad. Así, la distribución de edificios colapsados y dañados fue consistente con los estratos más excitados.

En la Figura 1.6, se muestra el mapa de la Ciudad de México que ilustra, de manera difuminada, la máxima aceleración del terreno. Sobrepuesto está la ubicación del daño registrado. Es clara la correspondencia entre los edificios dañados, mayormente entre cuatro y siete pisos, con las máximas aceleraciones registradas a lo largo de la ribera de los antiguos lagos, con un periodo natural de vibración del orden de 1 s. La gran mayoría de los

edificios colapsados está localizada en la zona II o de transición, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones para la Ciudad de México de 2017.

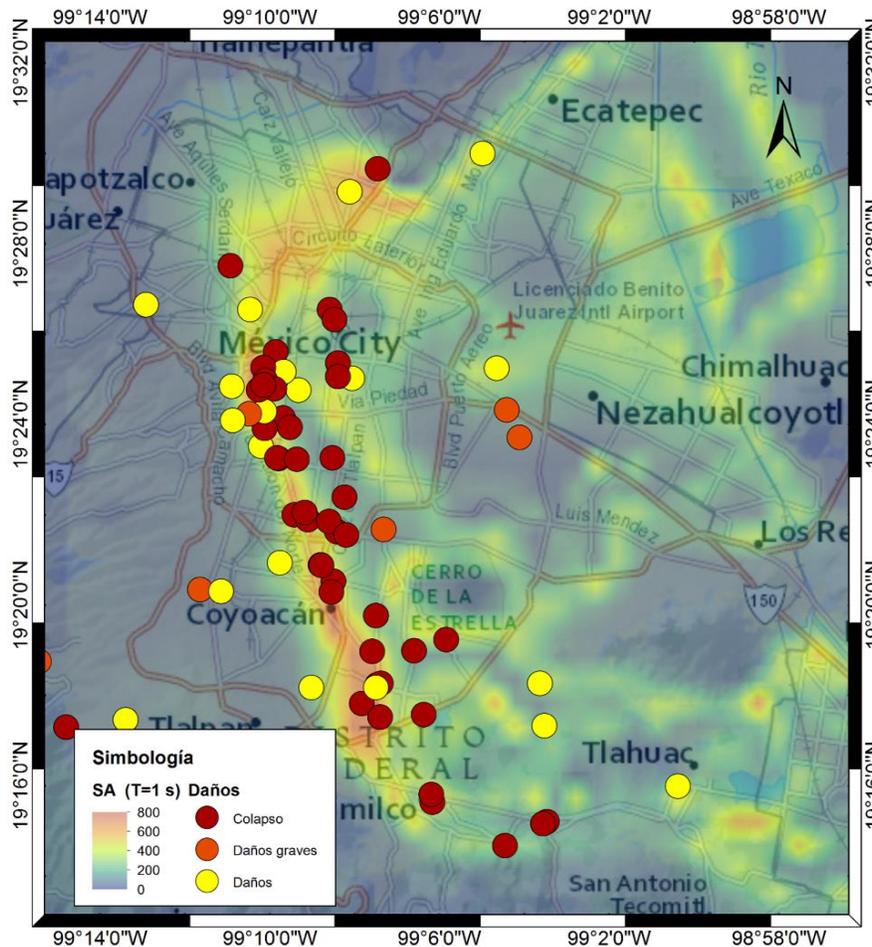


Figura 1.6 Máximas aceleraciones espectrales para $T=1$ s en la Ciudad de México con la ubicación de edificaciones colapsadas (marcador rojo), con daños graves (marcador anaranjado) y con daños moderados y ligeros (marcador amarillo), (Ramírez, 2017)

El sismo del 19 de septiembre cobró la vida de 369 personas. De los 369 muertos, 228 ocurrieron en la Ciudad de México.

Como resultado de los sismos, 171,494 viviendas fueron dañadas. De ellas, 111,628 experimentaron daño moderado que requiere de reparación, y 59,866 requieren ser reconstruidas.

En los estados de Puebla y Morelos el daño se concentró en edificaciones construidas con materiales con pobre resistencia a la tensión, como es el caso de mampostería de adobe y mampostería simple (con piezas naturales

o artificiales). En muchos de estos casos, las edificaciones fueron construidas sin la intervención formal de un especialista en diseño estructural y, por ende, carecían de consideraciones de diseño por sismo.

De acuerdo con los informes generados por la Secretaría de Protección Civil de la Ciudad de México, el sismo del 19 de septiembre de 2017 provocó el daño de cerca de 3,000 edificios y el colapso de 38 estructuras, de los cuales 23 ocurrieron en edificios entre cuatro y siete niveles. De ellos, 18 exhibieron piso suave, seis tenían irregularidades en planta y en elevación, 18 eran edificios en esquina, siete tenían losas planas, dos experimentaron golpeteo de estructuras adyacentes y 12 exhibieron una clara deficiencia en resistencia lateral y detallado dúctil (cuantía elevada de refuerzo horizontal en elementos de marcos, por ejemplo). Igualmente, estos edificios evidenciaron daños asociados a un pobre o inexistente mantenimiento, como es el desconchamiento de concreto debido a corrosión del acero de refuerzo. Sólo uno de los 38 colapsos había sido diseñado posteriormente a 1985.

En el sector salud, más de 170 unidades médicas de distinto tamaño y complejidad resultaron afectadas. Resalta el Hospital General de Juchitán con daño en algunas columnas del edificio principal, que condujo a la decisión de demolerlo y construir un nuevo hospital.

En el sector escolar, 19,194 escuelas fueron dañadas; de ellas, 12,014 fueron reportadas con daño menor; 6,970 con daño moderado/severo y daño moderado, y 210 con daño grave que demanda la reconstrucción de los edificios.

De manera análoga al sismo del 19 de junio de 1999, el sismo de Puebla-Morelos causó daño muy extenso y de gran magnitud a 2,394 monumentos históricos, en su mayoría iglesias. Como se sabe, la zona centro del país aloja un rico legado en iglesias del siglo XV al siglo XIX construidas con mampostería simple de barro (adobe), de piedra o de piezas prismáticas. Debido a la ausencia de acero de refuerzo, las tensiones tienen que ser resistidas por la mampostería, lo que explica su elevada vulnerabilidad y, consecuentemente, su alta frecuencia de daño.

Según la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, el daño total estimado es de 2.5 mil millones de dólares. Sin embargo, es factible que esta cifra aumente conforme se avance en la evaluación del daño, en la reparación y en la reconstrucción.

1.2 Justificación

Generalmente, las ciudades ubicadas en zonas sísmicas tienen un gran número de edificios vulnerables ante acciones sísmicas. El crecimiento rápido de la población, las malas prácticas de construcción, el asentamiento en sitios no adecuados, el uso de materiales inadecuados, el deterioro de los edificios por la falta de mantenimiento y las edificaciones que no contemplan normas sismo-resistentes, originan el riesgo sísmico. La reducción del riesgo sísmico recae principalmente en la reducción de la vulnerabilidad sísmica, por lo que es una necesidad identificar y evaluar a aquellas estructuras que son vulnerables y susceptibles a experimentar daños severos ante un evento sísmico.

Al realizar un estudio de evaluación del comportamiento estructural se obtiene un diagnóstico de la capacidad sísmica de las estructuras, identificando a aquellas que requerirían ser rehabilitadas o, en el peor de los casos, demolidas. Esto permitirá conocer los daños esperados en una estructura en caso de que ocurra un evento sísmico y plantear medidas de prevención y planes de acción para reducir el riesgo sísmico y precautelar la seguridad de la ciudadanía.

1.3 Objetivo general

El objetivo general de este trabajo de investigación es realizar la evaluación estructural del edificio GM01008 para intentar calcular su comportamiento ante el sismo de septiembre de 2017 y predecir su posible respuesta ante eventos futuros. Se busca contribuir al conocimiento y evidencia de la evaluación de la respuesta estructural de las edificaciones que tienen la misma tipología estructural en la Ciudad de México.

1.4 Objetivos específicos

- Caracterizar a profundidad el edificio de estudio mediante inspecciones de campo, planos, memorias y pruebas de laboratorio. En campo se deberá realizar el llenado del formato de evaluación con la información levantada del inmueble y un registro fotográfico. Como trabajo de gabinete se deberá realizar una base de datos con la información recopilada del edificio.
- Evaluar el daño y las fallas estructurales en el edificio de estudio con base en la evidencia recolectada. El daño será correlacionado con las intensidades medidas.
- Realizar estudios de regularidad de la edificación original y rehabilitada mediante lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017
- Realizar estudios de índices de vulnerabilidad de la edificación original y rehabilitada mediante la metodología de evaluación post sísmica japonesa, versión 2001.
- Evaluar el nivel de desempeño sísmico por medio de modelos numéricos de distinto nivel de refinamiento de la edificación original y de la edificación rehabilitada.
- Proponer recomendaciones y acciones para la evaluación y rehabilitación de edificios de concreto reforzado en la Ciudad de México

1.5 Organización del documento

En el Capítulo 1 de este trabajo se presentan los aspectos más relevantes del sismo del 19 de septiembre de 2017. Se incluye información sobre el evento principal, sus réplicas y el mecanismo focal asociado. Se pone especial énfasis en su diferencia con el sismo del 19 de septiembre de 1985. Adicionalmente, se resume el impacto que tuvo el sismo en términos de daño en la Ciudad de México.

En el Capítulo 2 se realiza una descripción exhaustiva del proyecto original, del edificio GM01008. Para tal efecto se inspeccionó el edificio y también se extrajo información de memorias, planos y pruebas de laboratorio. La información derivada de la inspección fue vaciada en un formato de inspección, el cual se sustenta con el registro fotográfico. Adicionalmente se realizó un trabajo de gabinete en el que se registró toda la información del edificio en una base de datos.

El levantamiento del daño presentado en la edificación se realizó por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal (ISCDF, 2018) que elaboró un dictamen técnico que contiene la información del estado del edificio inmediatamente después del sismo. En el Capítulo 3, se describe la información contenida en este documento. La evaluación del daño y de las fallas estructurales y no estructurales, se realizó a partir del dictamen técnico realizado.

En el Capítulo 4 se describe el proyecto de rehabilitación del edificio, donde se especifican las consideraciones de diseño de la rehabilitación, la nueva estructuración del proyecto y el armado de las nuevas secciones.

En el Capítulo 5 se revisan las condiciones de regularidad de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 de la estructura original y de la estructura rehabilitada. Adicionalmente se realiza un estudio de vulnerabilidad sísmica a ambas estructuras mediante la metodología de evaluación post sísmica japonesa, versión 2001.

En el Capítulos 6 se detallan las consideraciones para realizar la construcción de los modelos numéricos y se realizan los análisis de comportamiento de la edificación original y de la edificación rehabilitada

En el Capítulo 7 se discuten los resultados de los análisis en términos de los periodos y modos de vibrar, distribución de fuerzas cortantes, comportamiento esperado y modo de falla. Se presentan los resultados de los análisis estáticos lineales y no lineales y se discute el comportamiento ante las demandas sísmicas. La revisión del comportamiento se hizo aplicando conceptos de evaluación y rehabilitación por desempeño.

Finalmente, en los Capítulos 8 y 9 se proponen conclusiones y recomendaciones, respectivamente.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ORIGINAL

En este capítulo se describen las características arquitectónicas y estructurales del edificio de estudio identificado mediante la clave GM01008. Adicionalmente se detallan las consideraciones de diseño que fueron adoptadas para el proyecto original, y finalmente se realizan comentarios acerca de estos aspectos.

2.1 Proyecto arquitectónico

La estructura por estudiar en este trabajo de investigación corresponde al edificio GM01008. El edificio está localizado en la colonia Lindavista de la delegación Gustavo Adolfo Madero en la Ciudad de México, C.P. 07300. Por consideraciones de confidencialidad se reservan los datos de su ubicación geográfica (Figura 2.1).



Figura 2.1 Ubicación del edificio GM01008, (Google Maps)

El proyecto original contaba con la siguiente documentación: licencia de construcción, memoria de diseño estructural, planos estructurales y planos arquitectónicos. El diseño de la edificación es de mayo de 1985, sin embargo, la construcción del inmueble se realizó en octubre de 1987; se trata una edificación que tiene una antigüedad de 32 años. El proyecto consiste en un edificio de uso habitacional de tipo multifamiliar con un total de 14 departamentos. Está conformado por una torre de ocho niveles sobre el nivel de calle, desglosados de la siguiente manera: una planta baja de acceso destinada a estacionamientos con una capacidad para 14 vehículos, siete niveles de uso habitacional, donde se han dispuesto dos departamentos por piso, y un nivel de azotea con un apéndice para cuartos de servicio, cuarto de máquinas y para soportar seis tinacos de 1,100 l de capacidad.

La superficie del terreno es rectangular con dimensiones de 24 m en el sentido paralelo a la calle (longitudinal) y de 29.76 m en el sentido perpendicular a la calle (transversal) obteniendo así una superficie de terreno de 714.24 m². El edificio abarca 24 m en sentido longitudinal y 20 m en sentido transversal, con lo cual la superficie de desplante es de 480 m². El nivel de azotea tiene una pequeña área de construcción de 50 m² y la superficie total de construcción es de 3890 m².

La altura del edificio sobre el nivel de banquetta hasta la azotea es de 20.65 m, la cual está desglosada de la siguiente manera: la altura del primer nivel es de 2.45 m y la altura de los seis niveles de entrepiso restantes es de 2.60 m. El nivel de azotea tiene un pretil de 1.55 m de altura y, adicionalmente un apéndice de 2.60 m.

En las Figuras 2.2 a 2.5 se observan las fachadas del inmueble obtenidas de Google Earth que son anteriores al sismo del 19 de septiembre de 2017.

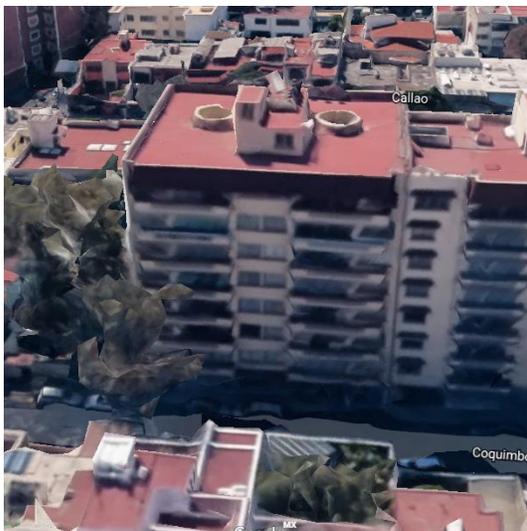


Figura 2.2 Fachada frontal – Cara oeste

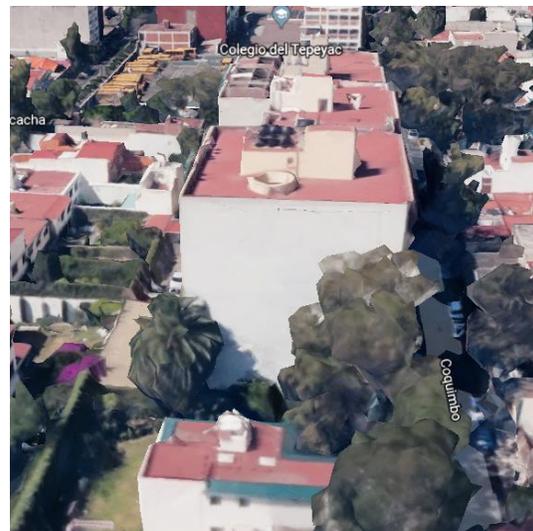


Figura 2.3 Fachada lateral – Cara norte

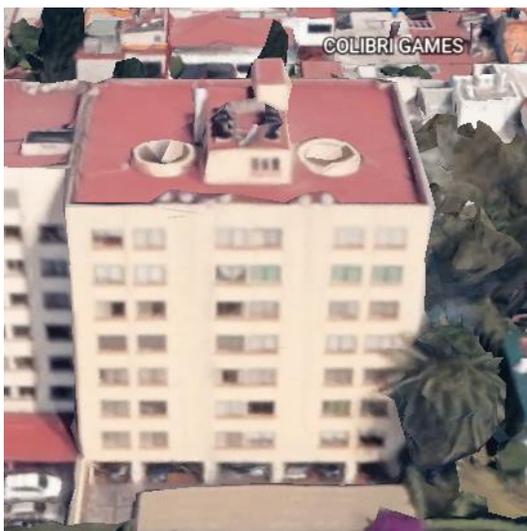


Figura 2.4 Fachada posterior – Cara este

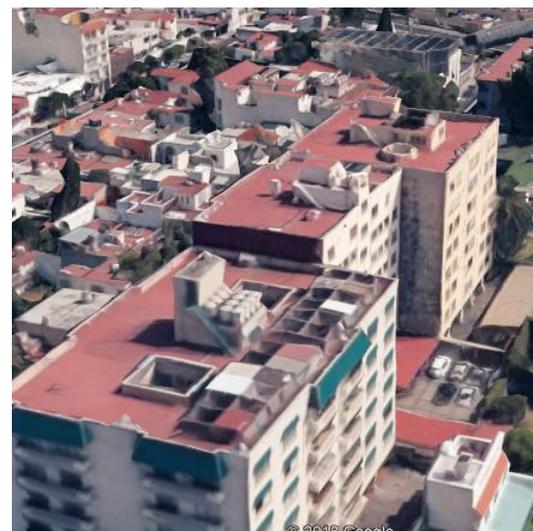


Figura 2.5 Fachada lateral – Cara sur

2.2 Proyecto estructural

De acuerdo con los planos estructurales del edificio, la cimentación está conformada por 30 pilas de aproximadamente 0.80 m de diámetro, con contratrabes de sección rectangular de 0.40 m por 1.50 m y dados en forma de cono truncado de 2.50 m de profundidad. La profundidad de desplante del cajón de cimentación y de las pilas se desconoce ya que el plano de la cimentación no lo especifica y la memoria de cálculo no contiene el diseño de la cimentación (Figura 2.6). Sin embargo, se puede estimar que la profundidad del cajón de cimentación es de aproximadamente de 1.70 m considerando un espesor de la losa de fondo de cimentación de 20 cm. En el caso de las pilas se estima que, dado el proceso constructivo, éstas se desplantan a la misma profundidad del estrato resistente que es de 20 m, la cual se detallará en el Capítulo 6.

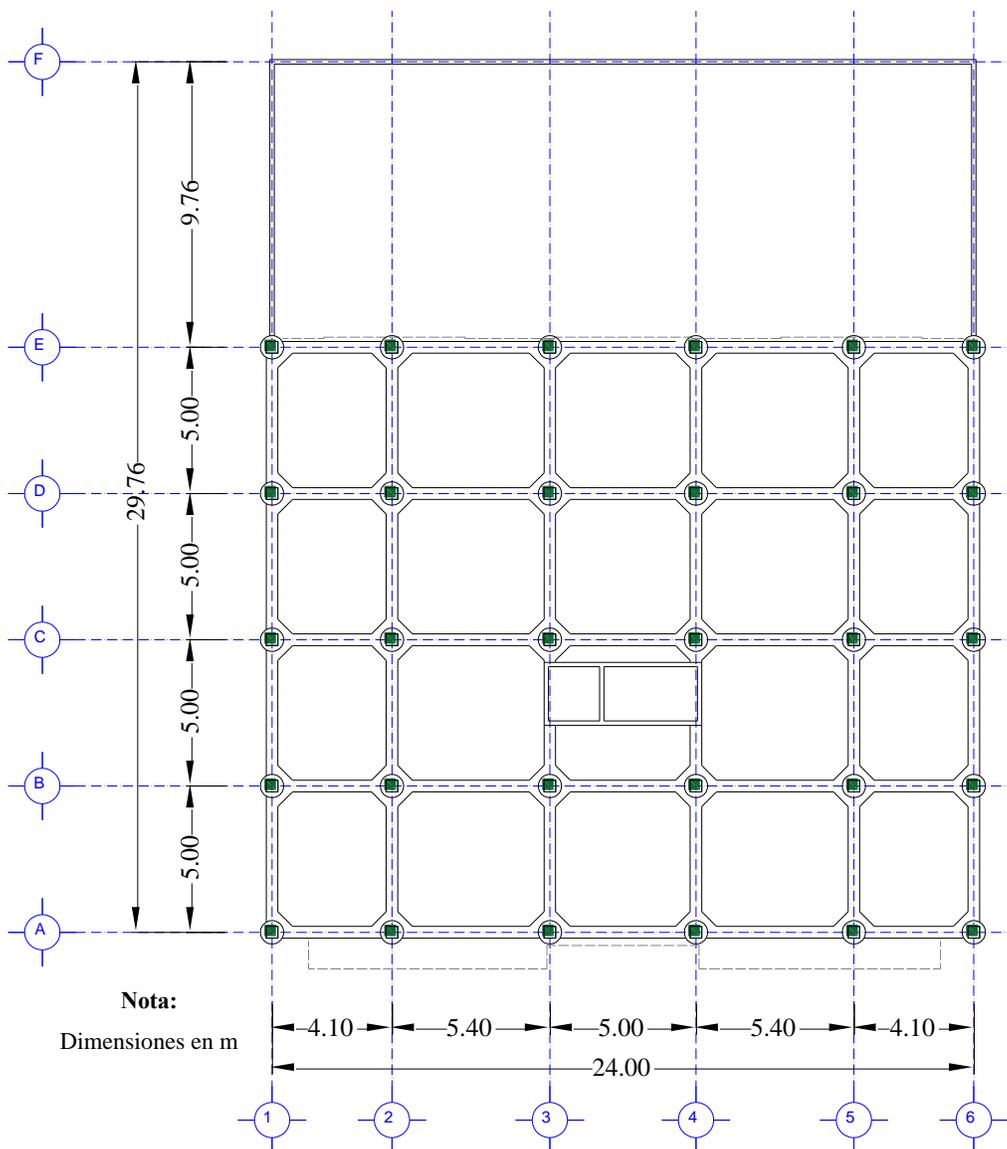


Figura 2.6 Planta de la cimentación, (adaptado de plano estructural E1)

El sistema estructural del proyecto consiste en columnas de concreto reforzado interconectadas a losas planas reticulares armadas en dos direcciones de concreto reforzado. Las columnas tienen una sección cuadrada de 60 cm de lado en todos los niveles y están dispuestas en el sentido longitudinal en seis entre ejes de longitud variable, tal que en los extremos la distancia es de 4.10 m, en los claros anexos a los extremos, la distancia es de 5.40 m y en el claro central la distancia es de 5 m. En el sentido transversal las columnas están dispuestas en cinco entre ejes de 5 m (Figura 2.7).

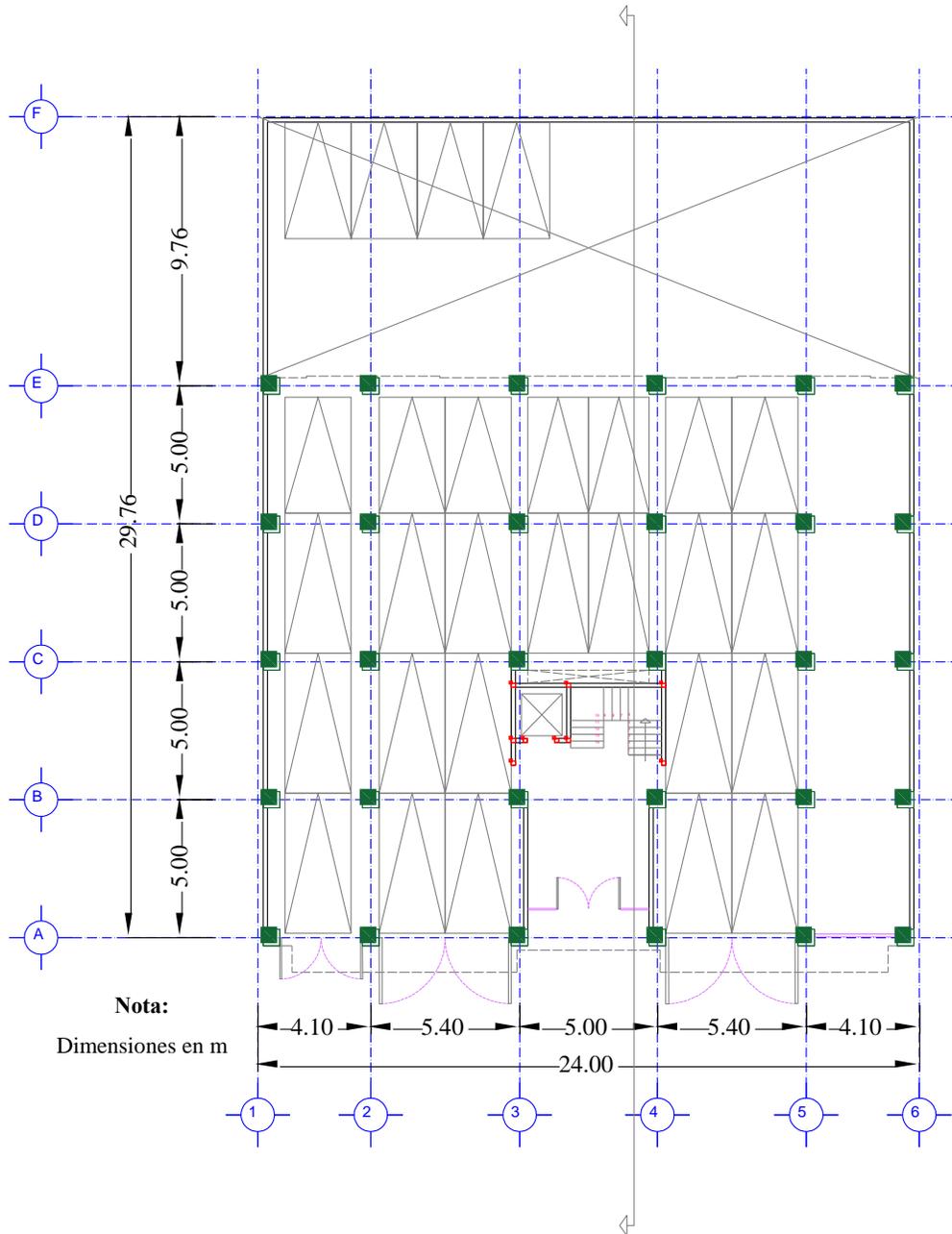


Figura 2.7 Distribución de columnas, (adaptado de plano arquitectónico A1)

La losa de entpiso está conformada por una capa de compresión de 5 cm de espesor y por nervaduras principales de 30 cm de ancho por 35 cm de peralte, y por nervaduras adyacentes a las principales de 15 cm de ancho por 35 cm de peralte. Los casetones son de poliestireno expandido y tienen una sección cuadrada de 60 cm de lado y una altura de 30 cm. La zona maciza alrededor de las columnas del proyecto tiene una extensión promedio de 75 cm medidos desde el borde de la cara de la columna al borde de la zona maciza (Figura 2.8).

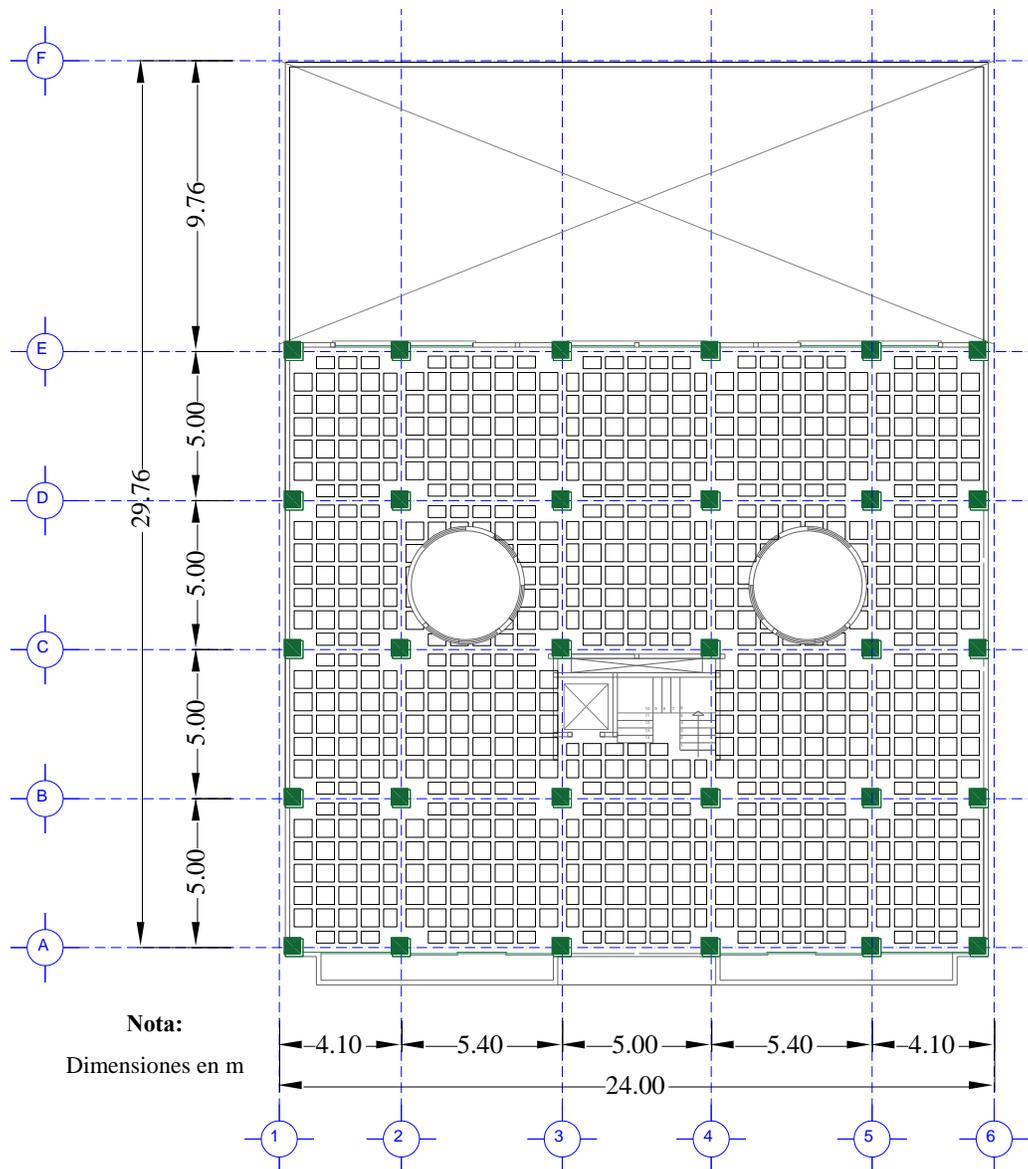


Figura 2.8 Planta de la losa plana aligerada con casetones de poliestireno, (adaptado de plano estructural E2)

La estructura cuenta con muros de mampostería de tabique rojo macizo de 15 cm de espesor ligados a la estructura en los Ejes 1 y 6. Posee muros interiores de mampostería de tabique rojo macizo de 15 cm de espesor confinados por castillos de sección cuadrada de 15 cm de lado de concreto reforzado. La estructura tiene dos aberturas de sección circular para iluminación, un cubo de elevadores y un cubo de escaleras. Los cubos de escaleras y elevadores están estructurados a base de muros de mampostería de tabique rojo macizo de 15 cm de espesor confinados por castillos de sección cuadrada de 15 cm de lado de concreto reforzado (Figuras 2.9 a 2.11). El área de las aberturas circulares es de 24.50 m^2 y el área de las aberturas rectangulares es de 16.66 m^2 .

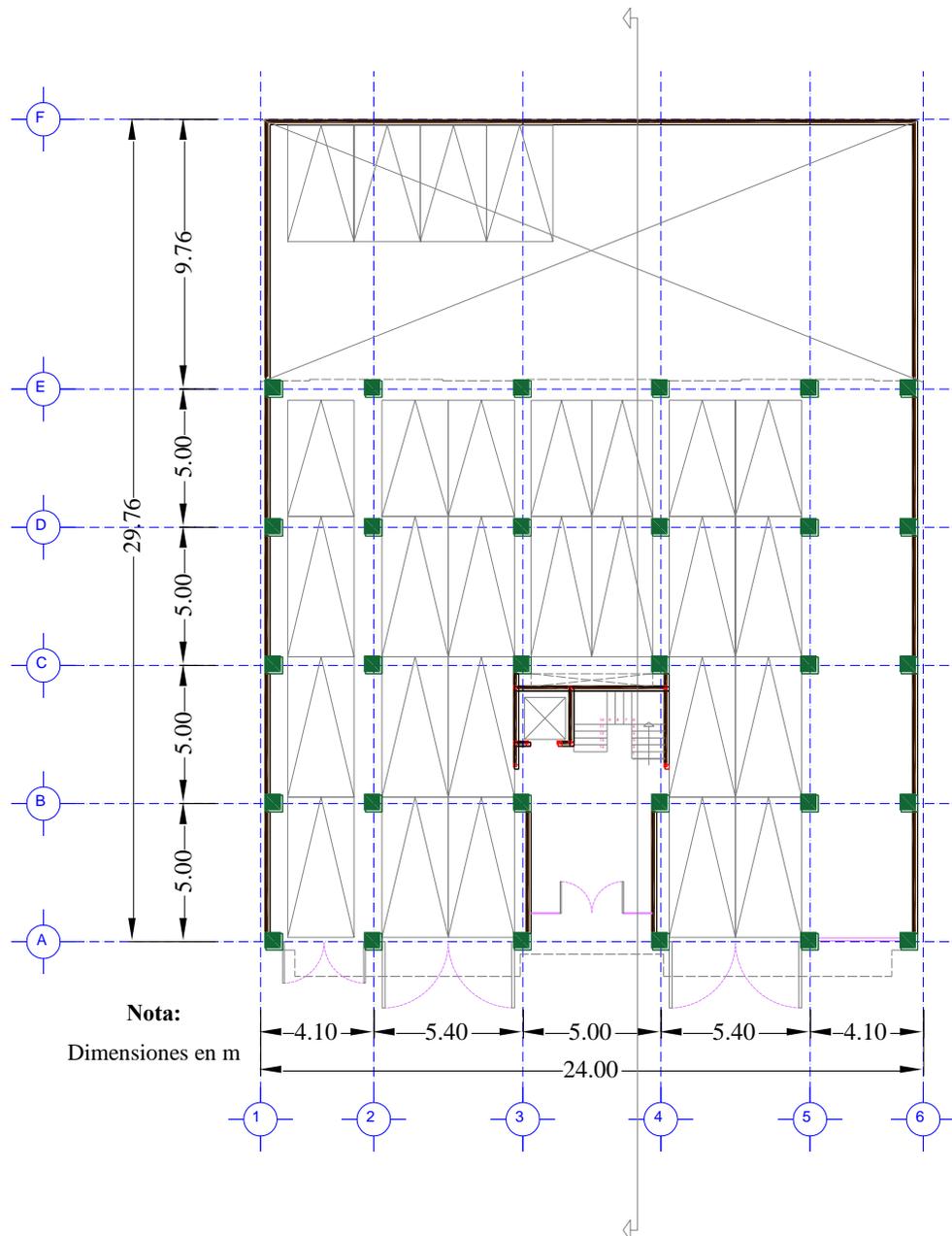


Figura 2.9 Distribución de muros en planta baja, (adaptado de plano arquitectónico A1)

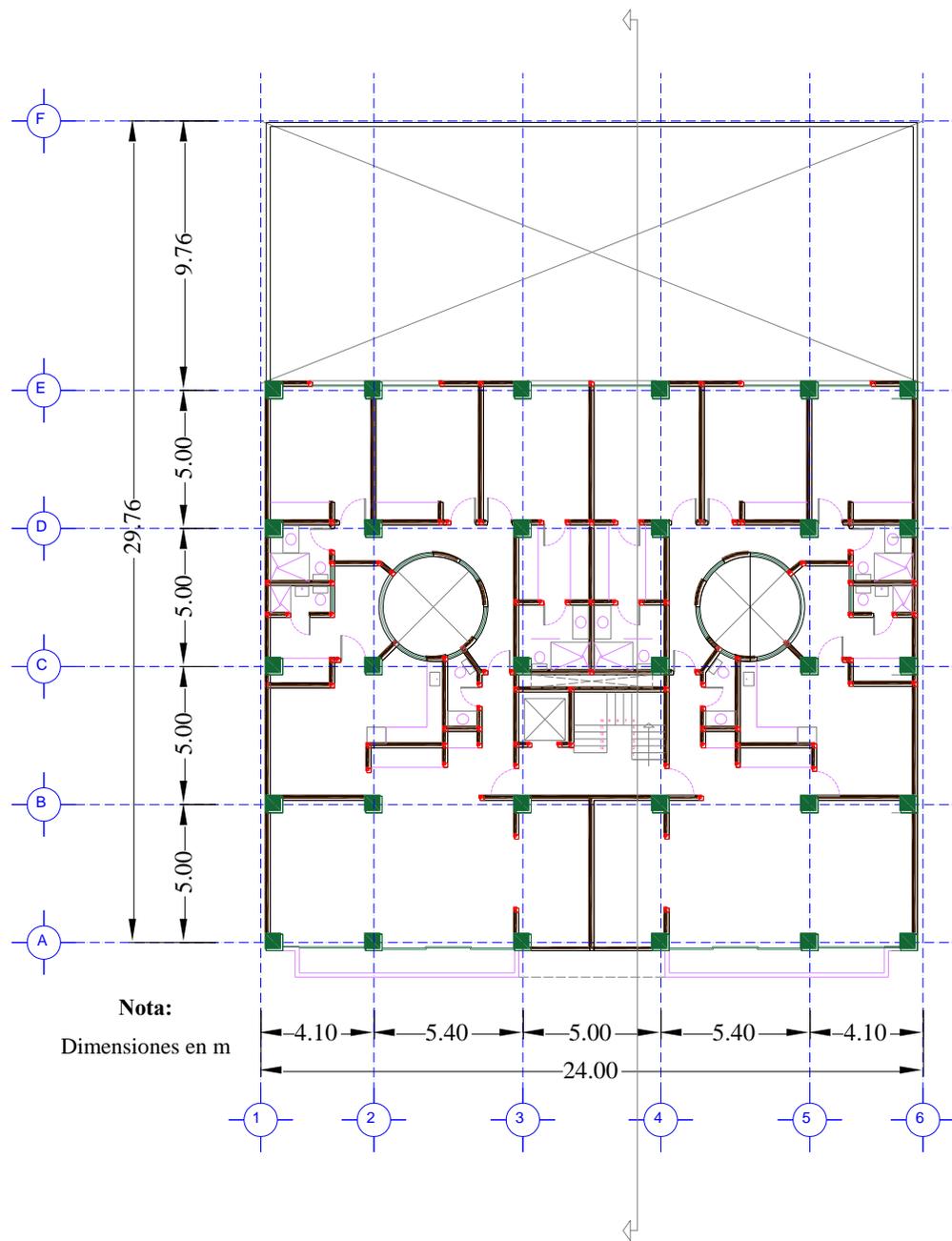


Figura 2.10 Distribución de muros en planta tipo, (adaptado de plano arquitectónico A2)

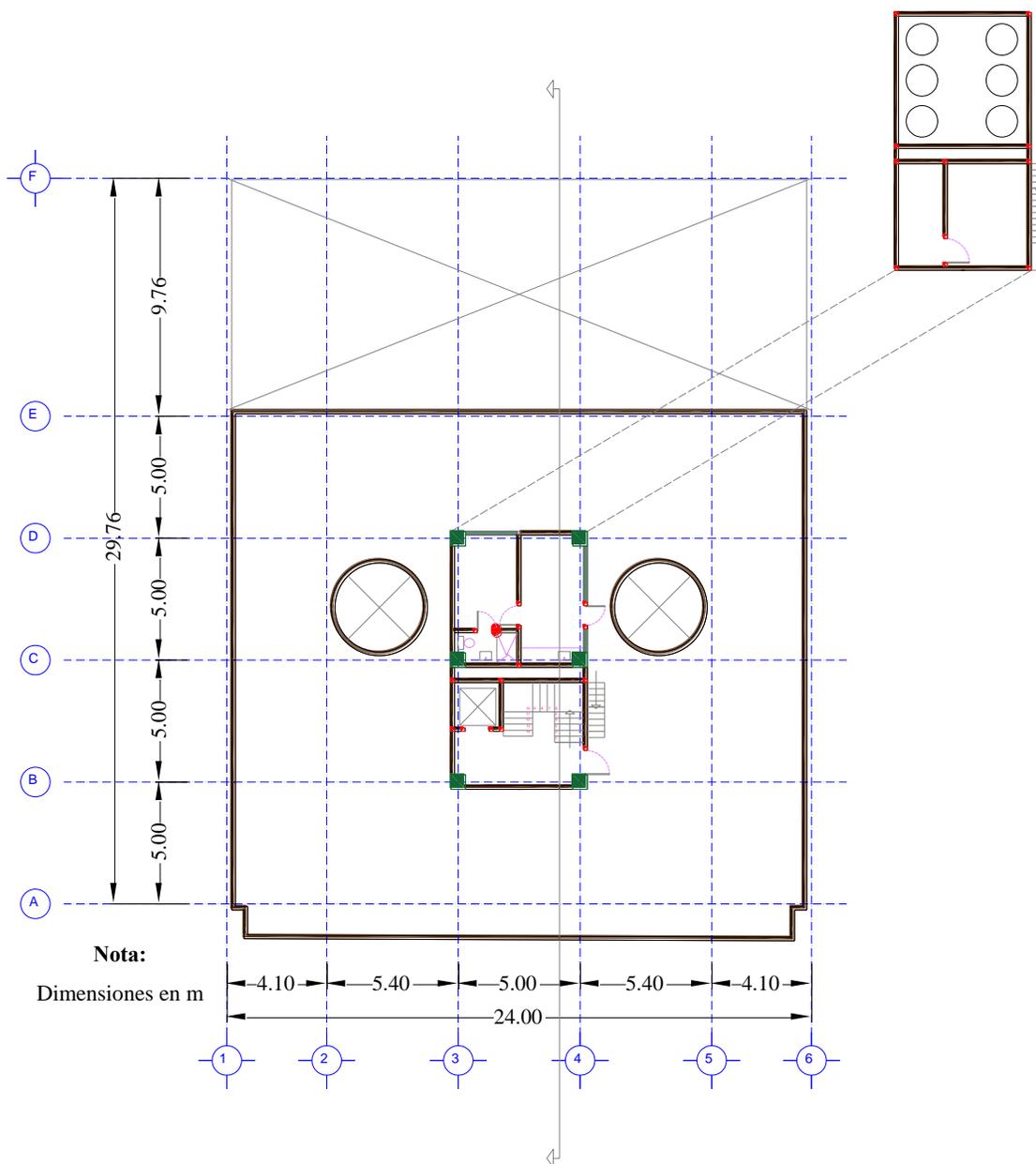


Figura 2.11 Distribución de muros en planta de azotea, (adaptado de plano arquitectónico A4)

2.3 Consideraciones de diseño

De acuerdo con la documentación del proyecto, a pesar de que el edificio fue construido en octubre de 1987, fue diseñado con base en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias, versión 1976 y no con base en las de 1987. Este último fue un reglamento de gran importancia, ya que fue producto de las experiencias del sismo del 19 de septiembre de 1985, y marcó una enorme diferencia respecto a su antecesor, principalmente en cuanto a las fuerzas de diseño y detallado mejorado de los elementos de concreto. A continuación, se detallan las consideraciones que fueron especificadas para el diseño del proyecto original, con base en la memoria de cálculo estructural original del edificio de estudio.

2.3.1 Materiales

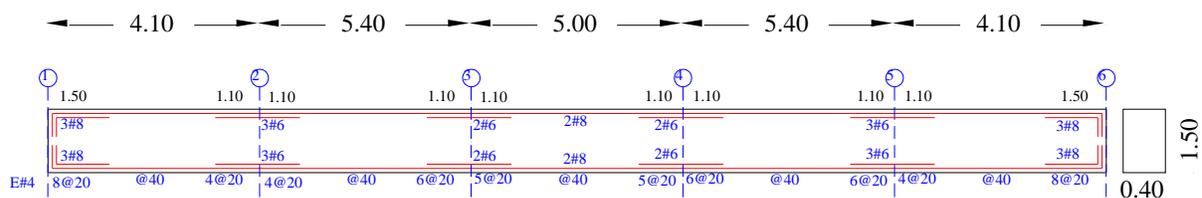
a) Concreto: La resistencia especificada del concreto en compresión fue de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (25 MPa), y el módulo de elasticidad se tomó como $E_c = 10000\sqrt{f'_c}$, es decir, $158,113.88 \text{ kg/cm}^2$ (158,11.39 MPa).

b) Acero de refuerzo: El esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo fue de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa)

c) Mampostería: En la memoria de cálculo y en los planos no se especifican propiedades para la mampostería ni de los elementos confinantes.

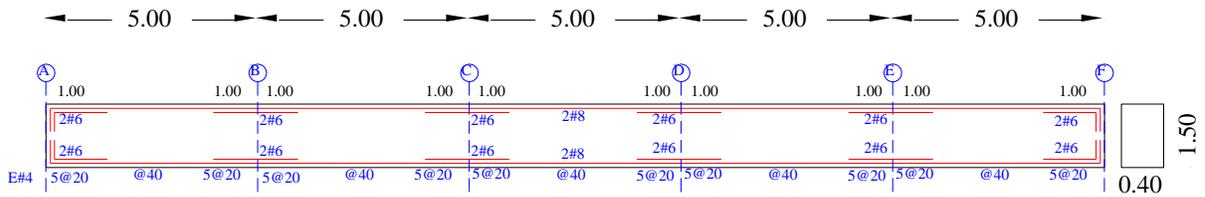
2.3.2 Armados

a) Cimentación: Para las contratraves de cimentación se establecieron dos tipos de armados, uno para los ejes longitudinales y otro para los ejes transversales. El detalle se muestra en las Figuras 2.12 y 2.13, respectivamente. Para las pilas y dados de cimentación, los planos estructurales no proporcionan información del armado de refuerzo.



Nota: Dimensiones en m, espaciamiento de estribos en cm

Figura 2.12 Armado de contratraves de cimentación en sentido longitudinal, (adaptado de plano estructural E1)



Nota: Dimensiones en m, espaciamento de estribos en cm

Figura 2.13 Armado de contratraveses de cimentación en sentido transversal, (adaptado de plano estructural E1)

b) Columnas: Para las columnas se establecieron tres armados. El detalle del refuerzo se especifica en la Tabla 2.1 y el esquema de la distribución de las columnas se muestra en las Figuras 2.14 y 2.15. Adicionalmente se detalló un refuerzo en la zona maciza alrededor de las columnas con barras del No. 3 cada 15 cm.

Tabla 2.1 Detalle del refuerzo longitudinal y transversal de columnas

Detalle	Color en Fig. 2.15	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal
Columna C1	Rojo	8 barras No. 8	Estribos No. 3 @ 25 cm
Columna C2	Azul	8 barras No. 8 más 4 barras No. 6	Estribos No. 3 @ 25 cm
Columna C3	Verde	12 barras No. 8	Estribos No. 3 @ 25 cm

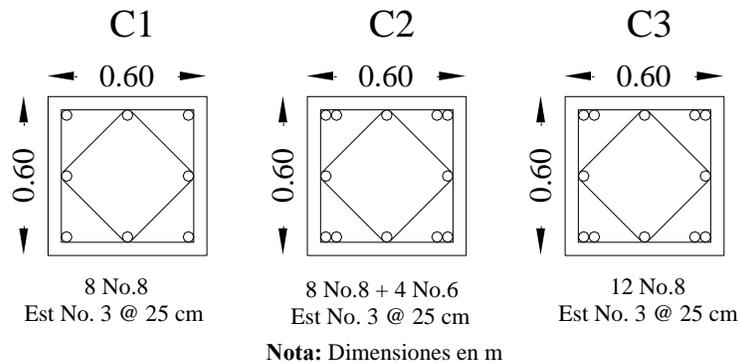


Figura 2.14 Armado de columnas tipo C1, C2 y C3

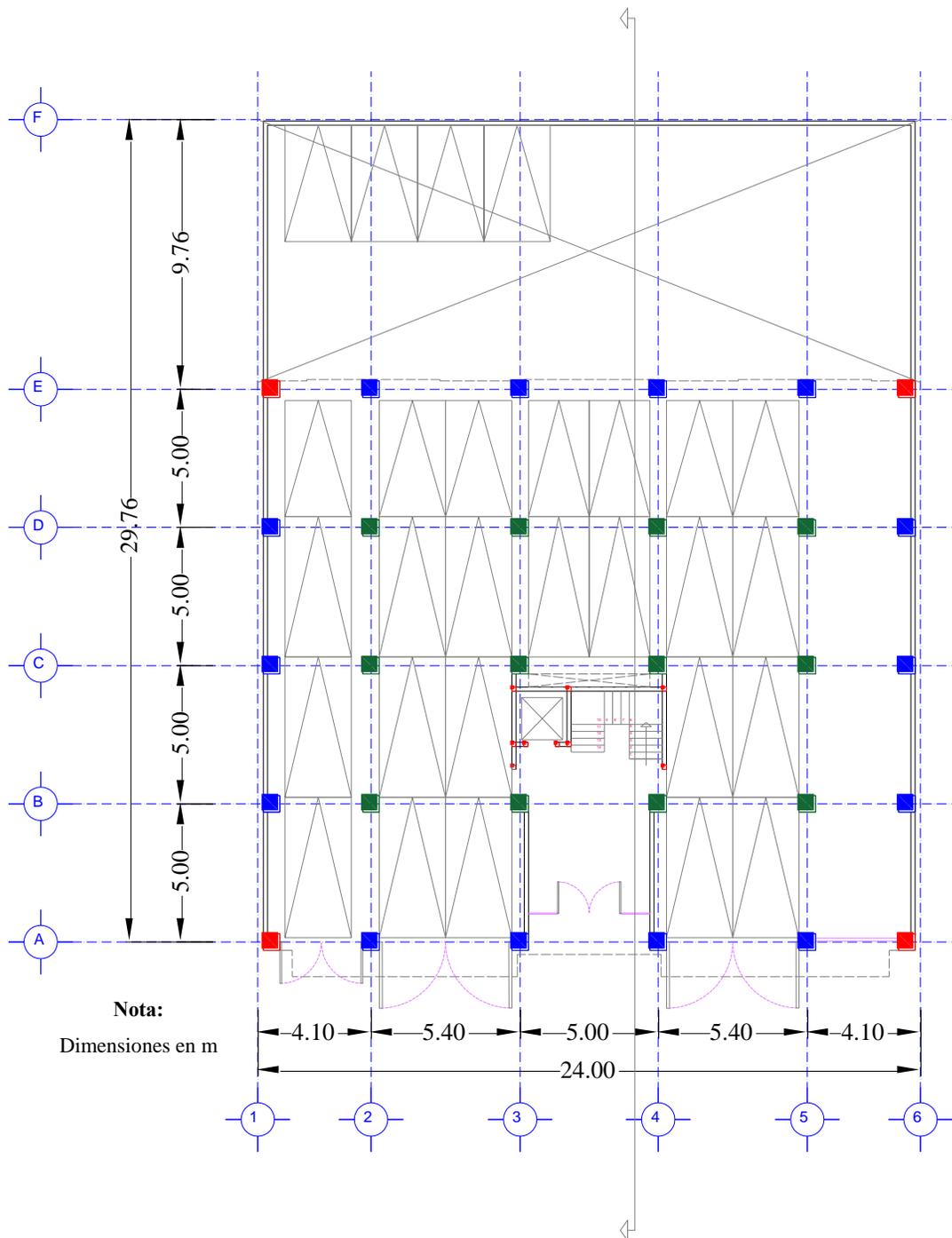


Figura 2.15 Distribución de columnas tipo C1, C2 y C3, (adaptado de plano estructural E2)

c) **Losas:** Para las nervaduras de las losas se establecieron armados distintos de acuerdo con su ubicación, ya sea que se trate de las nervaduras principales o de las nervaduras adyacentes a las principales (Figura 2.16). En las Figuras 2.17 y 2.18 se presenta el armado típico de los nervios según su ubicación.

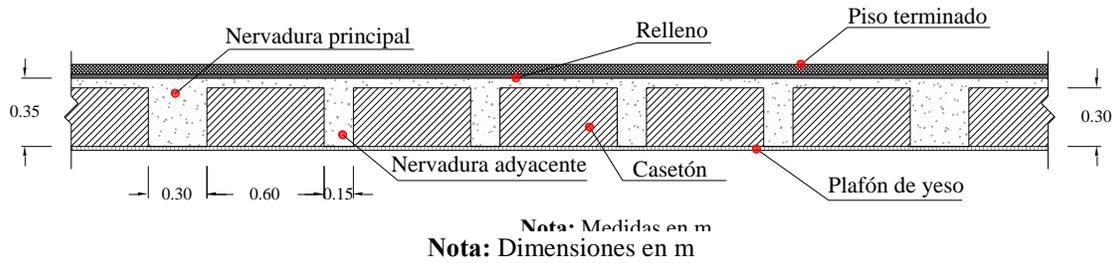


Figura 2.16 Corte de losa aligerada, (adaptado de memoria de cálculo original)

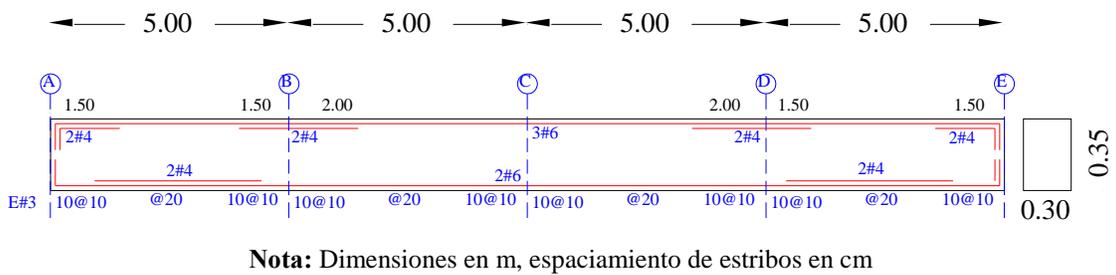


Figura 2.17 Armado tipo de nervaduras principales, (adaptado de plano estructural E2)

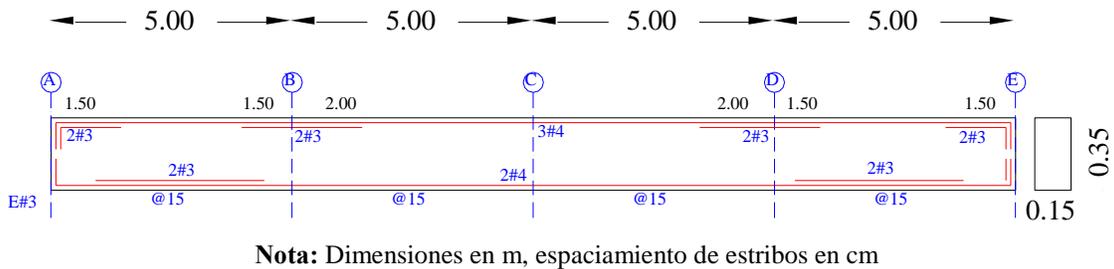


Figura 2.18 Armado tipo de nervaduras adyacentes a las principales, (adaptado de plano estructural E2)

2.3.3 Cargas

En la memoria de cálculo, en la sección de análisis de cargas se consideraron cargas muertas debidas al peso propio y la sobre carga, cargas vivas máximas y reducidas y cargas de sismo en direcciones x e y. Adicionalmente se realizaron las combinaciones de carga, sin embargo, es importante mencionar que en el análisis no se incluyeron los factores de carga establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito

Federal versión 1987 (RCDF-87) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-1987), ni en su defecto los correspondientes a la versión de 1976. Es decir, usaron la combinación [CM+CV] para cargas permanentes y [0.7 (CM+CV+0.3SX+SY), 0.7 (CM+CV+SX+0.3SY)] para cargas accidentales, lo cual no corresponde a lo indicado en los reglamentos mencionados que es 1.4 para cargas permanentes y 1.1 para cargas accidentales.

2.3.4 Consideraciones sísmicas y geotécnicas

En la memoria de cálculo se consideró a la estructura del grupo B1, la zona sísmica del proyecto se estableció como zona B, con un suelo tipo II, el coeficiente sísmico considerado fue de $c = 0.32$ y el coeficiente de comportamiento sísmico fue de $Q = 3.0$. El análisis por sismo se realizó por el método de las fuerzas equivalentes resultando un cortante basal $V = 992.96 \text{ t}$ (9,929.6 kN).

2.3.5 Comentarios

En este trabajo, la estructura original se revisó en cumplimiento con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal versión 1987 (RCDF-87) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-1987) vigentes a la expedición de la licencia de construcción. Se encontró que, como se podía anticipar, la estructura no cumplió con los requisitos mínimos de seguridad y estabilidad estructural ante cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Lo anterior, en función de que:

- En la memoria de cálculo se especificó que el coeficiente de comportamiento sísmico fuese de $Q=3.0$. En la sección 6.2 de las NTC-1987 para diseño de estructuras de concreto, se especificaba que para sistemas de losa plana que tengan más de 20 m de altura (20.66 m) y al no tener muros diseñados para resistir las cargas laterales, el factor de comportamiento sísmico debió ser de $Q=2.0$.
- En la memoria de cálculo, en la sección de análisis de cargas no se aplicó el factor de carga correspondiente. El artículo 194 del RCDF-87, especificaba que todas las cargas del edificio se debían multiplicar por sus respectivos factores de carga (1.4 para cargas permanentes y 1.1 para cargas accidentales).
- El refuerzo transversal de las columnas no cumple con la separación de estribos en los extremos establecida en la sección 4.2.3 de las NTC-1987 para diseño de estructuras de concreto. La separación debió ser de 12.5 cm en una longitud de 60 cm en la parte superior e inferior de la columna y no de 25 cm en toda la longitud de la columna.
- En la sección 4.3.6 de las NTC-1987 para diseño de estructuras de concreto se especificaba que la distancia de centro a centro entre nervaduras no fuese mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, lo cual no se cumplió en los claros de 4.10 m donde la separación de las nervaduras es de 75 cm en promedio y debió ser de máximo 68 cm.

- En la sección 6.1 de las NTC-1987 para diseño de estructuras de concreto se especificaba que el ancho mínimo de las nervaduras debía ser de 20 cm y en la memoria de cálculo se especificó que el ancho de las nervaduras adyacentes a las principales de la losa plana fuese de 15 cm.
- La zona maciza alrededor de las columnas del proyecto tiene en promedio 75 cm medidos desde el borde de la columna al borde de la zona maciza, pero en la sección 6.1 de las NTC-1987 para diseño de estructuras de concreto se especificaba que debió ser de $2.5h$, es decir, debió ser de 1.50 m.

3. EVALUACIÓN DE DAÑOS

En este capítulo se exponen las características de los daños que sufrió el edificio de estudio GM01008, así como el mecanismo de falla que provocó el colapso del edificio ubicado en la colindancia sur del edificio de estudio. Adicionalmente se presentan los detalles de las inspecciones realizadas por el responsable de la elaboración del dictamen técnico del inmueble y por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Al momento del sismo del 19 de septiembre de 2017, el edificio ubicado en la colindancia sur del edificio de estudio sufrió el colapso total de su estructura (Figura 3.1), mientras que el edificio GM01008 sufrió daños importantes en su estructura debido al sismo.



Figura 3.1 Colapso del edificio de la colindancia sur, (Google)

3.1 Dictamen técnico

En esta sección se presentan los detalles de la inspección realizada al edificio GM01008, que fueron descritos por el responsable de la elaboración del dictamen técnico del edificio. Este documento fue facilitado por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal (ISCDF, 2018). Las visitas de campo al edificio GM01008 se realizaron los días 30 y 31 de octubre de 2017. El dictamen técnico no se anexa a este documento por motivos de confidencialidad.

3.1.1 Elementos estructurales

a) Cimentación: En la visita al sitio, se observó que el peralte real de las contratrabes de cimentación es de 1.00 m en contradicción con lo dispuesto en la memoria de cálculo y los planos estructurales que indican 1.50 m de peralte. Además, se evidenció que los dados tienen aproximadamente 1.20 m por 1.20 m de base y 1.00 m de peralte en lugar de 2.50 m de peralte que indica el plano de cimentación.

b) Columnas: Se verificó que el proyecto tiene tres tipos de columnas C1, C2 y C3; todas cuadradas de 60 por 60 cm, pero con diferente armado longitudinal. El armado transversal en las tres columnas es igual en los tres tipos de columnas y se trata de estribos del No. 3 a cada 25 cm (Figura 3.2). La zona maciza de las columnas del proyecto tiene un promedio de 75 cm medidos desde el borde de la columna al borde de la zona maciza.



Figura 3.2 Armado de columnas del edificio GM01008, (ISCDF, 2018)

c) Losas de entrepiso: Se verificó que el sistema de losa de entrepiso consiste en losas planas aligeradas con casetones de poliestireno de 60 por 60 cm. Las nervaduras principales son de 30 cm de ancho por 35 cm de peralte y las nervaduras adyacentes a las principales son de 15 cm de ancho por 35 cm de peralte.

3.1.2 Mecanismo de falla

El mecanismo de colapso del edificio de la colindancia sur estuvo controlado por fallas severas de cortante en los nudos losa - columna y en la parte superior de las columnas, lo que provocó inestabilidad e hizo que el edificio colapsara. Las columnas de los pisos restantes fallaron en sus nudos; sin embargo, estos niveles no colapsaron. Adicionalmente el edificio tuvo un desplomo hacia el lado oeste, es decir, hacia la calle.

Los primeros entrepisos colapsados se recargaron en la base del edificio GM01008, mientras que la parte superior del edificio colapsado no se recargó sobre el edificio GM01008. Sin embargo, no se encontró evidencia

de que el colapso del edificio de la colindancia sur tuviera alguna influencia en los daños estructurales del edificio GM01008.



Figura 3.3 Falla del edificio de la colindancia sur (vista posterior), (Google)

Adicionalmente, en la visita se pudo observar que los ejes de columnas del edificio de la colindancia sur y el edificio GM01008 no coincidían, por tal razón, el colapso de las columnas del edificio de la colindancia sur dañó los muros perimetrales de GM01008, pero no afectó a las columnas. Todas las columnas de la planta baja del edificio GM01008 presentaron grietas inclinadas. Estas grietas se presentaron en la totalidad de las columnas de la planta baja, con un ancho máximo de grieta de 3 cm, el acero quedó expuesto. El edificio GM01008 no presentó inclinaciones ni hundimientos diferenciales.



Figura 3.4 Grietas inclinadas en columnas del edificio GM01008, (ISCDF, 2018)

Todos los muros, tanto los de mampostería confinada como los de tipo diafragma de la planta baja y pisos superiores sufrieron daños severos por grietas inclinadas. Por tanto, la capacidad resistente de la planta baja ante cargas laterales (sismo) fue insuficiente, y la capacidad de carga vertical (gravitacional) estuvo altamente comprometida. Los muros divisorios de pisos superiores y los muros de los cubos de luz y de elevadores también sufrieron daños severos por grietas inclinadas.



Figura 3.5 Grietas inclinadas en muros de mampostería confinada del edificio GM01008, (ISCDF, 2018)

La evidencia de campo corroboró los hallazgos del análisis documental, en el sentido que es un edificio que no cumplía con los requisitos mínimos de seguridad estructural. El edificio GM01008 presentó daños estructurales y no estructurales que pusieron en riesgo la estabilidad del edificio. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo de septiembre de 2017 para la Ciudad de México, se puede catalogar la magnitud del daño como severo.

Tras el sismo del 19 de septiembre de 2017 se dispuso como medida emergente apuntalar y rigidizar toda la estructura de la planta baja del edificio con contraventeos provisionales de perfiles metálicos de perfil tubular rectangular para permitir a los ocupantes sacar sus pertenencias.

3.1.3 Pruebas de laboratorio

Como parte de la investigación para el desarrollo del dictamen técnico, se extrajeron dos muestras de corazones de una columna exterior de la planta baja de la estructura. Un corazón fue ensayado en el laboratorio, y otro se quedó a resguardo de la Policía de Investigación de la Ciudad de México. El espécimen de concreto ensayado en el laboratorio arrojó una resistencia a la compresión $f_c=223 \text{ kg/cm}^2$ (22 MPa). La prueba de laboratorio no se anexa a este documento por motivos de confidencialidad.

3.2 Visita por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM

La visita por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizó el 26 de noviembre de 2018. Para este momento la estructura ya se encontraba en proceso de rehabilitación. Los daños de la estructura no pudieron levantarse como se hubiese querido, ya que los elementos estructurales habían sido ya intervenidos.

Sin embargo, se podían observar grietas inclinadas en los muros divisorios que no habían sido reparados. En las Figuras 3.6 a 3.9 se presentan fotografías para ilustrar el daño visible.



Figura 3.6 Daños en la fachada frontal



Figura 3.7 Daños en la fachada trasera

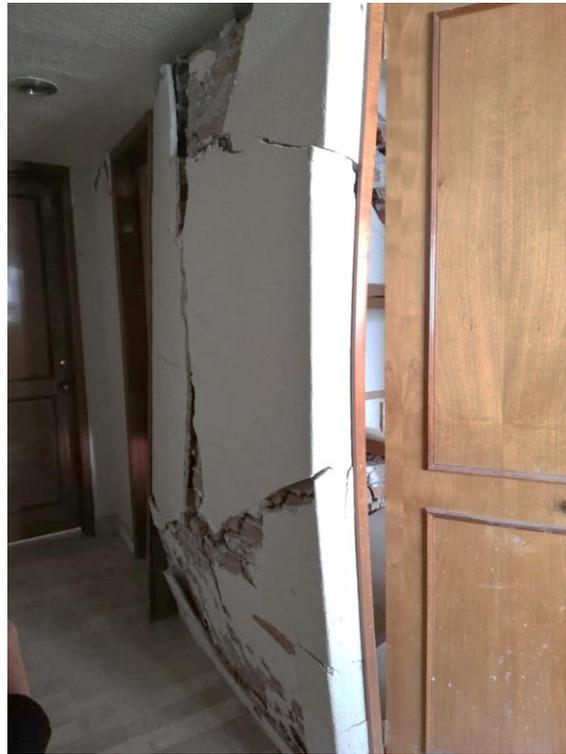


Figura 3.8 Daños en muros divisorios de mampostería confinada



Figura 3.9 Daños en cubo de luz

De esta visita se llenó el formato de inspección del edificio, cuyos datos se ingresaron en una base de datos. Esta información está disponible en el Anexo A de este documento.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO REHABILITADO

En este capítulo se describe la solución estructural empleada en el edificio GM01008, debido a los daños estructurales y no estructurales que sufrió tras el sismo del 19 de septiembre de 2017. La información disponible del proyecto de rehabilitación es la siguiente: memoria de rehabilitación estructural, planos de detalle de la rehabilitación y ensayos de laboratorio geotécnicos y de materiales.

La técnica de rehabilitación empleada en la planta baja fue la de adición de muros de concreto de 20 cm de espesor a lo largo de los Ejes 1 y 6, a lo largo de dos crujeías en los Ejes 3 y 4 y entre los Ejes 3C y 4C (Figura 4.1). En la cimentación no se realizó ninguna intervención.

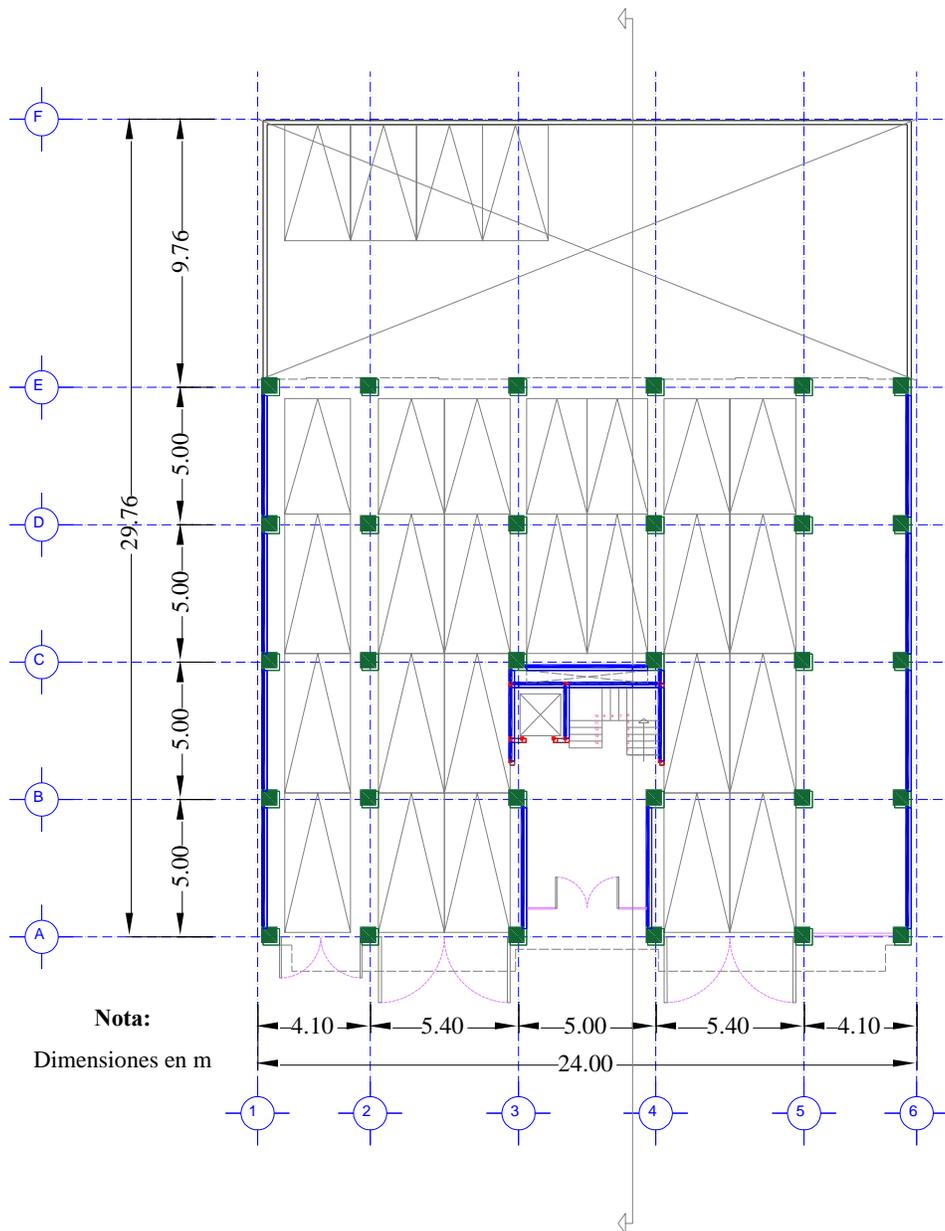


Figura 4.1 Muros de concreto reforzado añadidos en planta baja

La técnica de rehabilitación empleada en los niveles N1 al N4 fue el encamisado de muros de mampostería por un solo lado o por los dos lados de 16 y 19 cm, respectivamente, dependiendo del caso. Se usó el espesor de 16 cm en los muros que tenían un solo lado libre y el de 19 cm para los muros que tenían ambos lados libres (Figura 4.2).

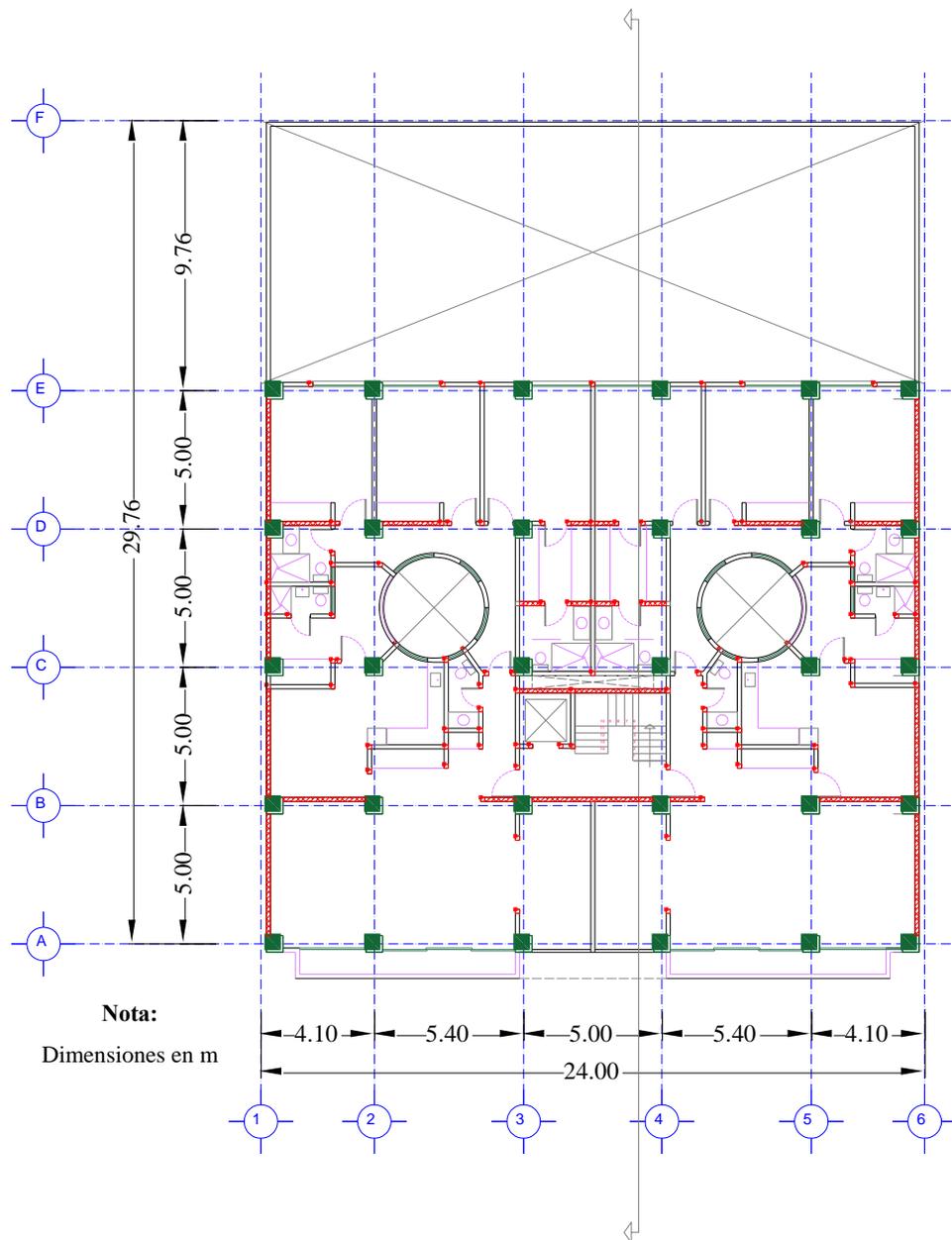


Figura 4.2 Encamisado de muros de mampostería en niveles N1 a N4

Adicionalmente se repararon las columnas de la planta baja conservando la sección transversal de éstas. En la visita realizada, el diseñador de la rehabilitación indicó que para reparar las columnas se quitó todo el recubrimiento de concreto para posteriormente colar la columna conservando el armado original y su sección transversal. Sin embargo, no fue posible obtener más detalles de esta reparación (Figura 4.3).



Figura 4.3 Reparación de columnas

También se desligaron los muros de mampostería divisorios en los niveles N5 a N7 que no tenían elementos de confinamiento y que estaban ligados a la estructura desde su construcción (Figura 4.4).



Figura 4.4 Muros de mampostería desligados y junta de poliestireno de 50 mm

4.1 Consideraciones de diseño de la rehabilitación

A continuación, se detallan las consideraciones que fueron especificadas para el diseño del proyecto de rehabilitación, con base en la memoria de cálculo estructural de la rehabilitación desarrollada por el consultor.

4.1.1 Materiales

a) **Concreto:** La resistencia especificada del concreto en compresión fue de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ (30 MPa), y el módulo de elasticidad se tomó como $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$, es decir, $242,487.11 \text{ kg/cm}^2$ (24,248.71 MPa). Este material se dispuso para las columnas reparadas y para los muros de concreto añadidos.

b) **Acero de refuerzo:** El esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo fue de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ (420 MPa).

c) **Mampostería:** La resistencia especificada de la mampostería en compresión fue de $f'_m = 20 \text{ kg/cm}^2$ (2.0 MPa), el módulo de elasticidad se tomó como $E_m = 600f'_m$, es decir, $12,000 \text{ kg/cm}^2$ (1,200 MPa).

4.1.2 Armados

Los detalles del armado de los muros de concreto y del encamisado de los muros de mampostería se muestran en las Figuras 4.5 a 4.8.

a) Muro de concreto

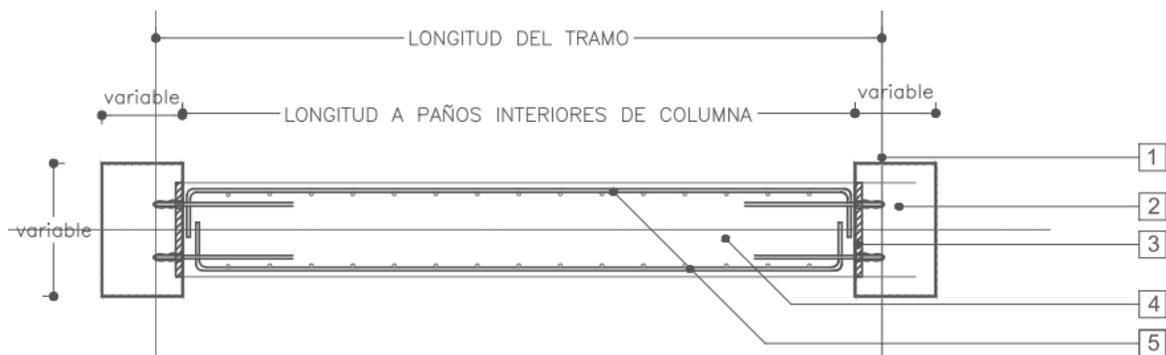


Figura 4.5 Armado de nuevos muros de concreto (planta), (tomado de plano de rehabilitación E-01)

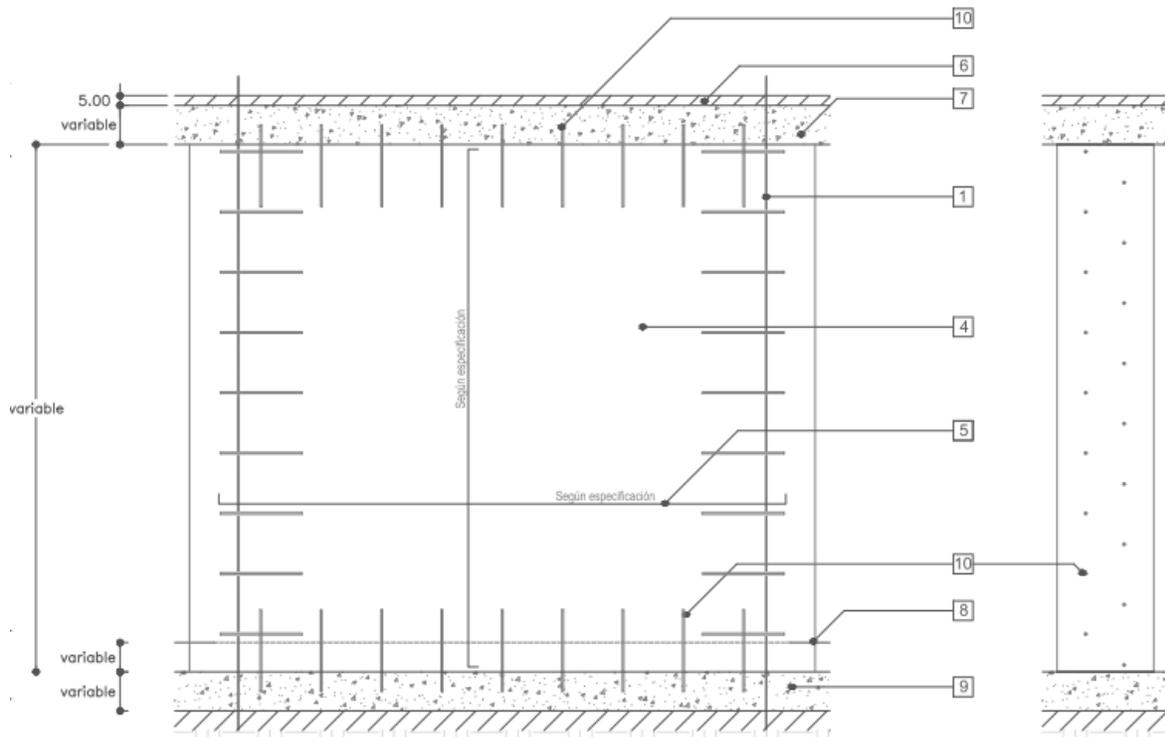


Figura 4.6 Armado de nuevos muros de concreto (elevación), (tomado de plano de rehabilitación E-01)

Tabla 4.1 Especificaciones constructivas, (tomado de plano E-01)

Número	Especificación
1	Eje de columna.
2	Columna existente de concreto armado.
3	Preparación de superficie de contacto mediante el retiro del recubrimiento y aplicación de aditivo para unir concreto nuevo con existente previo al colado del muro de concreto.
4	Muro de concreto armado $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ (30 MPa) y de 20 cm de espesor.
5	Armado de parrilla en cada cara con barras del No. 4 a cada 30 cm en ambas direcciones $\rho_v = \rho_h = 0.60$.
6	Capa de compresión.
7	Losa existente de entrepiso de concreto armado.
8	Proyección de banqueteta.
9	Losa de cimentación o contratrabe de concreto armado.
10	Barra de anclaje estándar cotidiana para cápsulas e inyección, HILTI-HAS 5.8-5/8"x17", con longitud de 43.3 cm. Dicha barra es del mismo diámetro que la parrilla de refuerzo y está anclada 10 cm en el perímetro de columnas, nervaduras y contratrabes y 33 cm en el muro de concreto. Se colocan cada a 50 cm en tresbolillo quedando todas al interior del espacio que forman las dos parrillas de refuerzo. Se usa cementante HILTI.
Nota	Los recubrimientos mínimos para el colado del muro son de 2.5 cm para lo cual se colocaron separadores con barras del No. 3.

b) Muro de mampostería

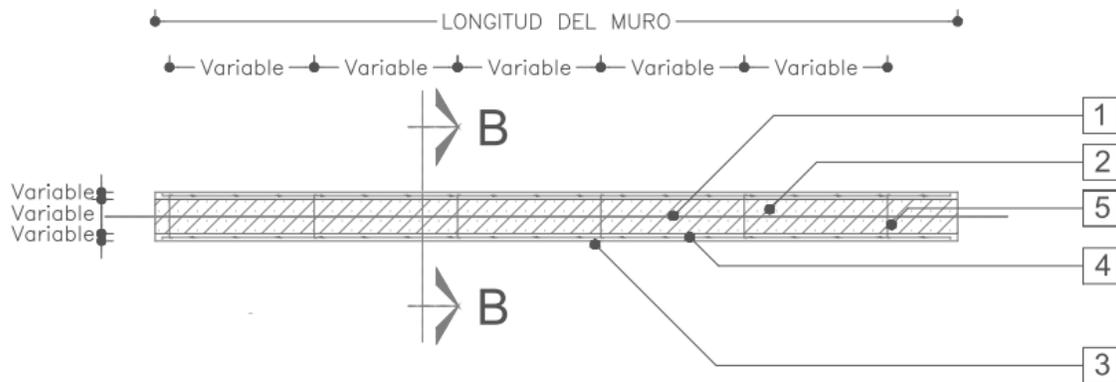


Figura 4.7 Encamisado de muros de mampostería (planta), (tomado de plano de rehabilitación E-02)

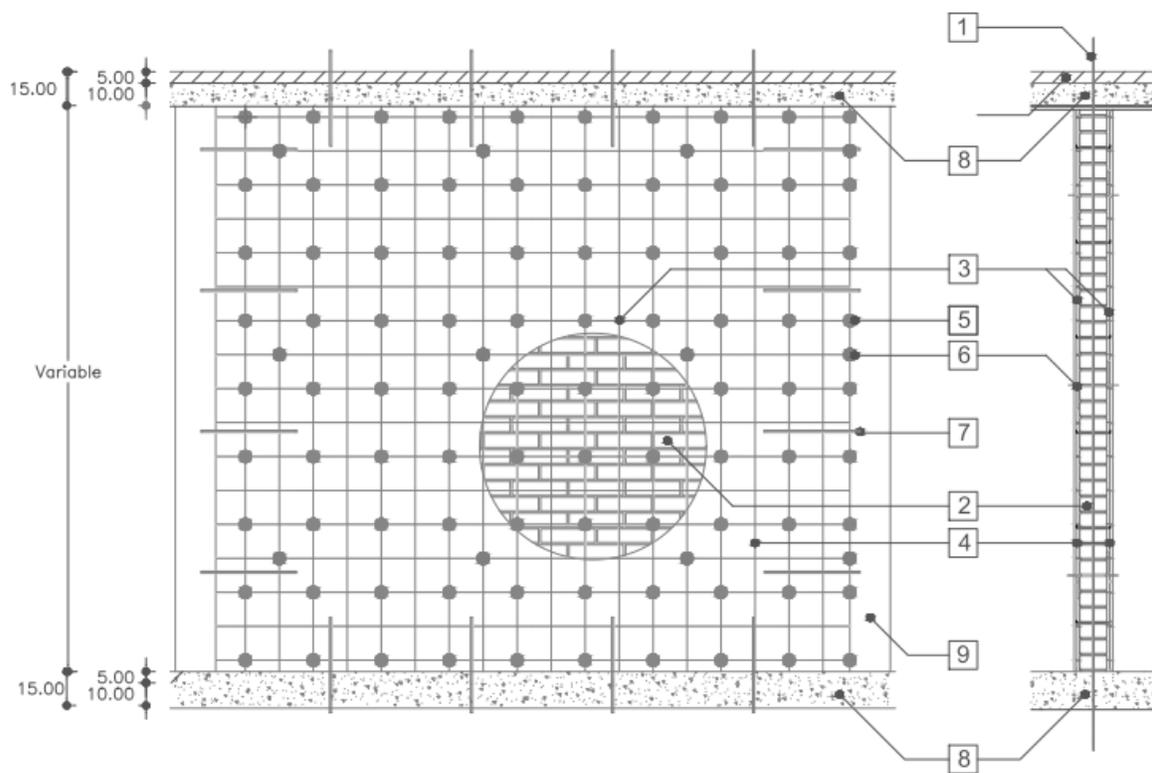


Figura 4.8 Encamisado de muros de mampostería (elevación), (tomado de plano de rehabilitación E-02)

Tabla 4.2 Especificaciones constructivas, (tomado de plano E-02)

Número	Especificación
1	Eje del muro
2	Muro existente de mampostería
3	Aplanado de mezcla de cemento – arena 1:4 de 3.0 cm. de espesor; aplicado sobre superficie martelinada en muro existente con previa adición de adherente a la mezcla. Quedando así, dependiendo del caso, en una cara 3 cm. (3+13), en doble cara de 6 cm. (3+13+3)
4	Malla de alambre soldado 6x6 – 10/10 $f_y= 5000 \text{ kg/cm}^2$ (500 MPa)
5	Alcayata o clavo de 2 ½” para sujetar la malla de alambre soldado a paño de muro, colocada siempre a nivel de la junta a cada 30 cm en ambas direcciones.
6	Sujetador en forma de Z de alambrón, fijados cada 90 cm y longitud de 33 cm (10+13+10). Este detalle solo se usó en el caso de la doble camisa.
7	Ancla de barra corrugada del No. 3 y longitud de 60 cm (7.5+52.5) colocada sobre taladro en losa y/o columna, para dar continuidad en el plano vertical y horizontal del muro en todos los entresijos, con separación de 1 m fijada con cementante HILTI
8	Losa o capa de compresión existente de espesor variable
9	Columna o castillo existente
Nota	Se colocaron alcayatas y anclas en forma de letra “Z” en las juntas del muro. No se barrenaron las paredes laterales de las piezas de mampostería para evitar su fractura. Todas las grietas existentes en los muros, tanto en las caras exteriores de las piezas como en las propias juntas se rellenaron con mortero fluido (grout). Las piezas que se encontraban excesivamente rotas se sustituyeron por otras similares y se asentaron sobre una mezcla de mortero-arena 1:4 saturadas con aditivo.

4.1.3 Cargas

En la memoria de cálculo, en la sección de análisis de cargas, se consideraron las cargas muertas debidas al peso propio y sobre carga, las cargas vivas máximas y accidentales y el espectro de diseño sísmico fue obtenido del programa SASID V0.4.0.2. Adicionalmente, se propusieron las combinaciones de carga respectivas de acuerdo con lo que indican las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017.

4.1.4 Consideraciones sísmicas

En la memoria de cálculo se consideró a la estructura del grupo B1, la zona geotécnica del proyecto es zona II (transición), la aceleración máxima del suelo es $a_0 = 0.288 \text{ g}$ y el periodo de suelo es $T_s = 0.587 \text{ s}$, el coeficiente sísmico considerado fue de $c = 0.948$ y el coeficiente de comportamiento sísmico fue de $Q = 1.0$. Se consideró un coeficiente de irregularidad de 1.0. El análisis por sismo se realizó por el método modal espectral. El espectro que se usó se muestra en la Figura 4.9. Considerar $Q=1$ fue adecuado de acuerdo a lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 donde así lo especifican para sistemas de columnas de concreto interconectadas con losas planas. Sin embargo, el factor de irregularidad igual a 1.0 no fue adecuado ya que no se tomaron en cuenta las condiciones de irregularidad de la estructura, y en algunos casos éstas no se cumplen por lo que el factor de irregularidad debió ser menor. Estas condiciones se detallarán en el Capítulo 5.

4.1.5 Consideraciones geotécnicas

El proyecto está desplantado en una zona conocida como transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. En la Figura 4.9 se muestra el espectro de diseño obtenido con el programa SASID, V0.4.0.2 y los respectivos parámetros de diseño. En la Figura 4.10 se ubican las coordenadas del edificio sobre el mapa de la zonificación geotécnica de la Ciudad de México que consta en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones para la Ciudad de México de 2017, con lo que se verifica la ubicación del proyecto en suelo tipo transición.

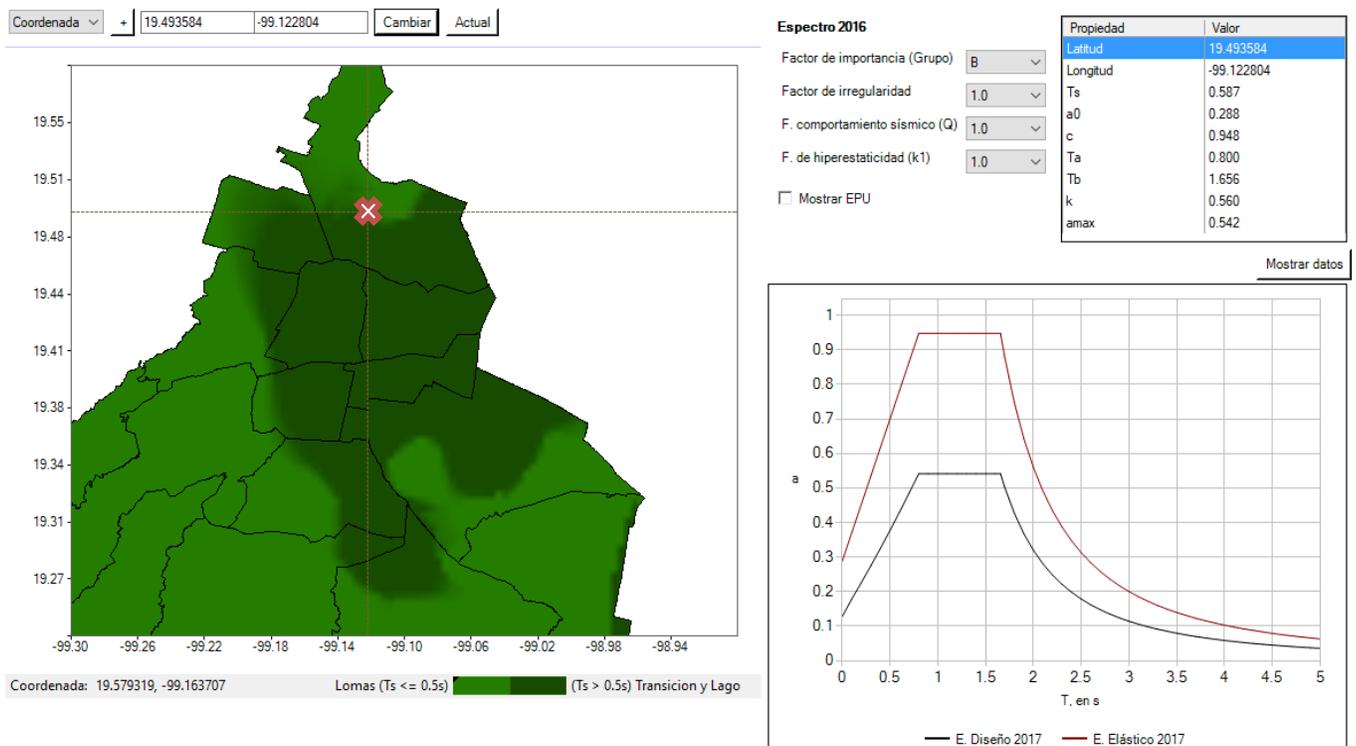


Figura 4.9 Espectro de las NTC CDMX 2017, (SASID V0.4.0.2)

de los materiales de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017. En este caso, como se conoce la resistencia especificada de diseño del concreto, éstas debieron verificarse con esclerómetro, haciendo un mínimo de tres pruebas por piso. Además, la lectura del esclerómetro se debió calibrar a partir de la resistencia a compresión del concreto obtenida de, al menos, dos núcleos extraídos de los elementos estructurales más representativos a juicio del corresponsable.

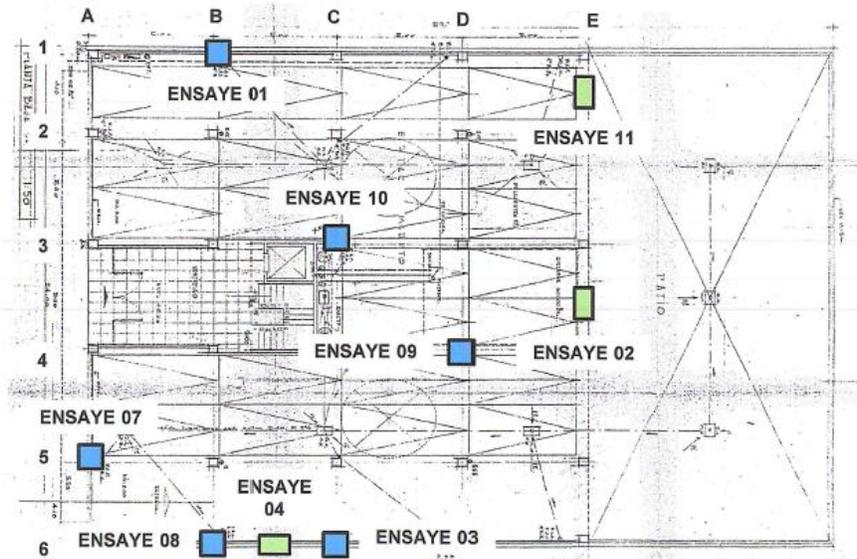


Figura 4.11 Ubicación de pruebas de esclerómetro en columnas y nervaduras principales de la planta baja

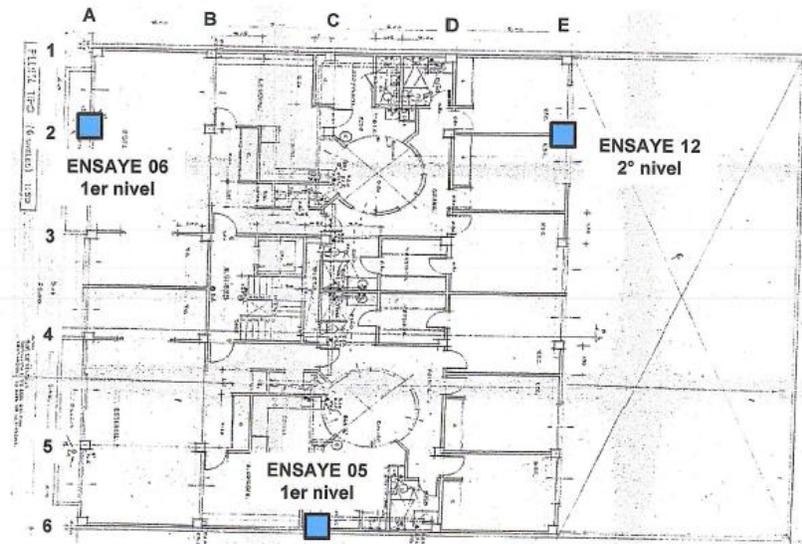


Figura 4.12 Ubicación de pruebas de esclerómetro en columnas niveles N1 y N2

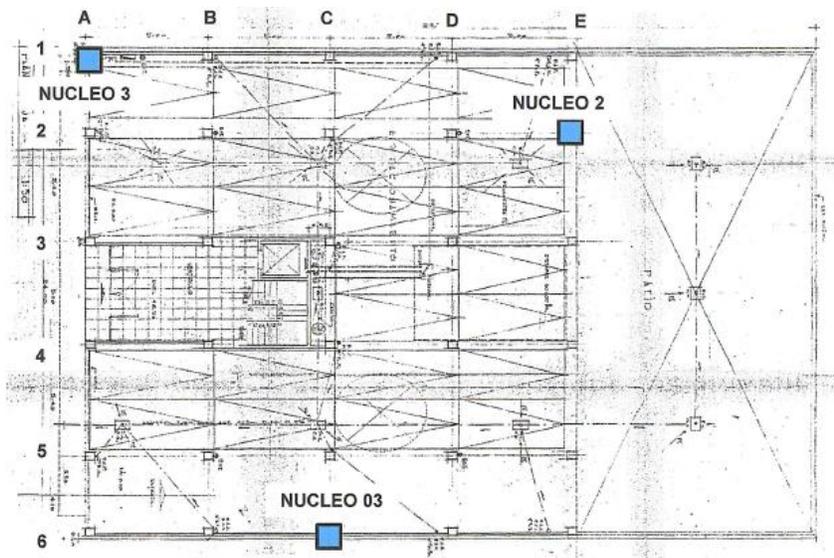


Figura 4.13 Ubicación de pruebas de extracción de núcleos en columnas de la planta baja

Adicionalmente, se realizaron pruebas mediante un equipo de ultrasonido para confirmar el armado estructural de las columnas, donde se corroboró que el armado de las columnas se había realizado conforme a los planos de diseño. Estos ensayos se realizaron en la planta baja y en el nivel N1 (Figuras 4.14 y 4.15)

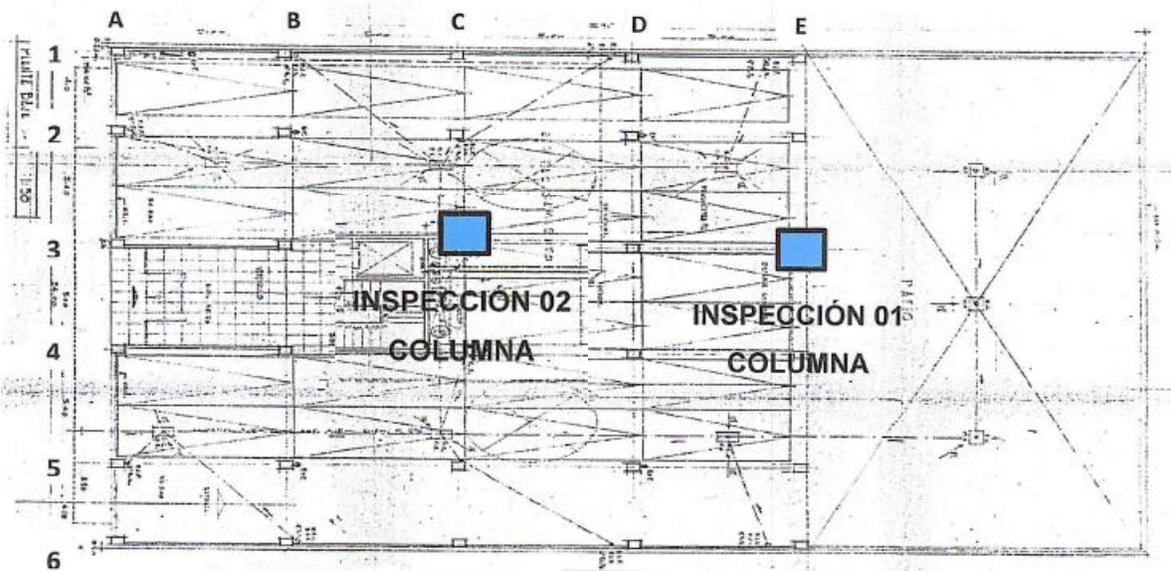


Figura 4.14 Ubicación de pruebas de ultrasonido en columnas de la planta baja

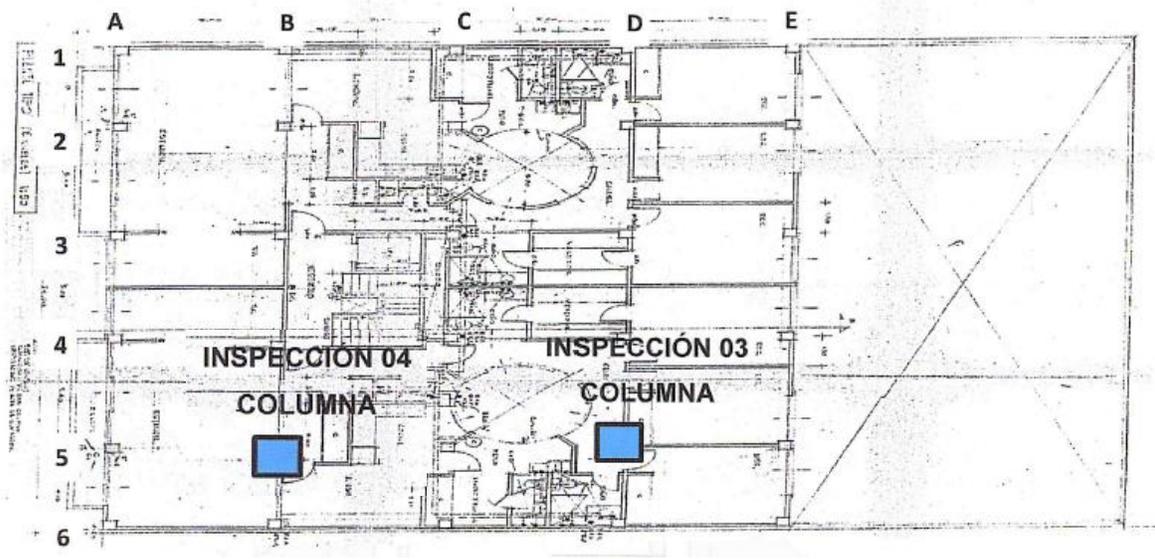


Figura 4.15 Ubicación de pruebas de ultrasonido en columnas del nivel N1

Finalmente, se realizaron tres sondeos de 15 m de profundidad para determinar la estratigrafía del terreno. Este estudio indicó que el suelo sobre el cual está desplantada la estructura es un suelo que tiene de entre 4 y 7 golpes de 0.00 a 2.00 m; 6 golpes de 2.00 a 5.00 m; de 3 a 5 golpes de 5.00 a 8.00 m; de 7 a 9 golpes de 8.00 a 12.00 m y de 9 a 12 golpes de 12.00 a 15.00 m (Figura 4.16)

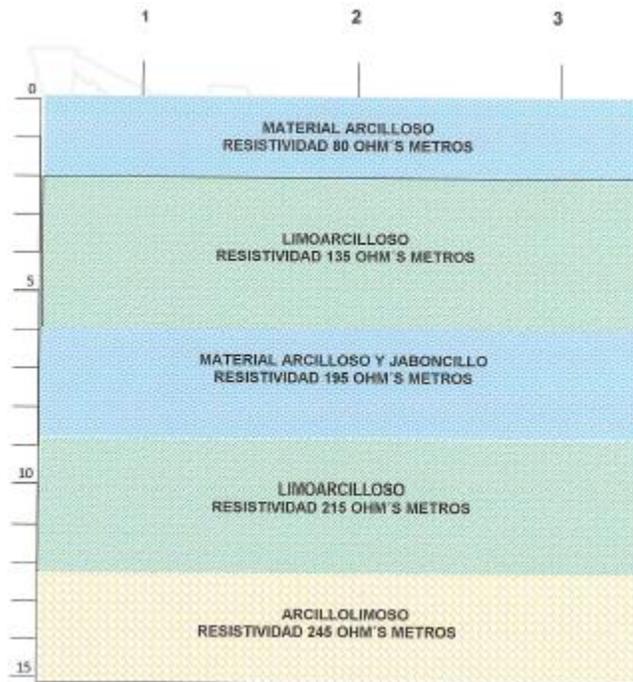


Figura 4.16 Perfil estratigráfico a partir de los sondeos geofísicos geoelectrónicos 1, 2 y 3

Los informes de las pruebas de laboratorio no se anexan a este documento por motivos de confidencialidad.

5. EVALUACIÓN DE LA IRREGULARIDAD Y VULNERABILIDAD

En este capítulo se analizan las características de irregularidad y de vulnerabilidad de la estructura original y de la estructura rehabilitada. La evaluación de la irregularidad se hizo con base a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017, y la evaluación de la vulnerabilidad se hizo con base a la metodología japonesa de evaluación post sísmica versión 2001. Esta metodología fue adoptada para México por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED, 1996).

A partir de una extensa revisión de metodologías de índices de vulnerabilidad propuestas en varios países como: Nueva Zelanda, Taiwán, Estados Unidos, Australia e Italia, se concluyó que, la metodología japonesa es más completa en comparación a las metodologías mencionadas en el sentido que la capacidad de la estructura no únicamente corresponde a la densidad de elementos estructurales, sino que, ésta se afecta por condiciones de regularidad, de daños anteriores y de mantenimiento de la edificación. Adicionalmente presenta ecuaciones que nos permitió comparar la capacidad de la estructura y la demanda sísmica a la que estuvo sometida la estructura que incluyen las condiciones locales del sitio en estudio.

La primera evaluación se realizó para obtener el factor de irregularidad de las estructuras original y rehabilitada. Este es un factor correctivo por irregularidad y castiga las ordenadas del espectro de diseño. El espectro detallado en el Capítulo 6, se usó para analizar los modelos numéricos desarrollados para esta investigación. La segunda evaluación se hizo para determinar la resistencia y la capacidad de deformación de las estructuras original y rehabilitada de una manera rápida y simplificada. En esta sección se establecen conclusiones acerca de la seguridad estructural de los edificios original y rehabilitado ya que la metodología permite comparar la capacidad estructural con la demanda sísmica. Esto a su vez permite calificar la idoneidad de la rehabilitación.

5.1 Características de irregularidad de la estructura original

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017, se considera que una estructura es regular cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

Sí, son paralelos a los ejes ortogonales

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

$$\frac{h}{b} = \frac{22.20}{20.00} = 1.11 \leq 4$$

3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$\frac{l}{a} = \frac{24.00}{20.00} = 1.20 \leq 4$$

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.

$$\frac{l_{saliente}}{l_{planta}} = \frac{1.25}{20.00} = 6.25\% \leq 20\%$$

5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado para un diafragma rígido.

Sí, es un diafragma rígido

6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

$$\frac{A_{aberturas}}{A_{planta}} = \frac{12.25 + 12.25 + 19.03}{480} = 9.07\% \leq 20\%$$

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

$$\frac{W_{superior}}{W_{inferior}} = \frac{5424}{5087} = 106.70\% \leq 120\%$$

8. En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

$$\frac{l_{plantasup}}{l_{plantainf}} = \frac{20.00}{20.00} = 100\% \leq 110\%$$

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Sí, las columnas están restringidas por diafragmas horizontales

10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

Sí, tienen la misma altura

11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

La rigidez lateral del nivel 2 con respecto al 1, tanto en dirección X como en dirección Y, exceden el 20%

Tabla 5.1 Rigidez en dirección X

Nivel	Sismo	Rigidez X (t/mm)	Relación (%)	Evaluación
7	Sismo X	177.99	8.85	Sí cumple
6	Sismo X	195.27	5.53	Sí cumple
5	Sismo X	206.70	4.37	Sí cumple
4	Sismo X	216.15	4.03	Sí cumple
3	Sismo X	225.21	1.68	Sí cumple
2	Sismo X	221.49	73.87	No cumple
1	Sismo X	127.39		

Tabla 5.2 Rigidez en dirección Y

Nivel	Sismo	Rigidez Y (t/mm)	Relación (%)	Evaluación
7	Sismo Y	247.77	6.76	Sí cumple
6	Sismo Y	265.72	4.07	Sí cumple
5	Sismo Y	277.00	3.08	Sí cumple
4	Sismo Y	285.81	2.75	Sí cumple
3	Sismo Y	293.88	1.37	Sí cumple
2	Sismo Y	297.97	44.71	No cumple
1	Sismo Y	205.91		

12. En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

Sí, en ningún punto de la planta se excede el 20% del desplazamiento promedio

13. En sistemas diseñados para $Q=4$, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q \leq 3$, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Al no satisfacer el requisito 11 en más del 40% se decidió no evaluar esta condición.

De acuerdo con la norma, se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección. Una estructura será considerada

muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13. Adicionalmente, si la rigidez lateral de un entrepiso excede en más del 40% la rigidez lateral de un piso inmediatamente inferior, la estructura es muy irregular y por lo tanto el factor de regularidad de la estructura es de 0.7.

5.2 Características de irregularidad de la estructura rehabilitada

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017, se considera que una estructura es regular cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

Sí, son paralelos a los ejes ortogonales

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

$$\frac{h}{b} = \frac{22.20}{20.00} = 1.11 \leq 4$$

3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$\frac{l}{a} = \frac{24.00}{20.00} = 1.20 \leq 4$$

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.

$$\frac{l_{saliente}}{l_{planta}} = \frac{1.25}{20.00} = 6.25\% \leq 20\%$$

5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado para un diafragma rígido.

Sí, es un diafragma rígido

6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

$$\frac{A_{aberturas}}{A_{planta}} = \frac{12.25 + 12.25 + 19.03}{480} = 9.07\% \leq 20\%$$

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

$$\frac{W_{superior}}{W_{inferior}} = \frac{6211}{5816} = 106.80\% \leq 120\%$$

8. En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

$$\frac{l_{plantasup}}{l_{plantainf}} = \frac{20.00}{20.00} = 100\% \leq 110\%$$

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Sí, están restringidas por diafragmas horizontales

10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción.

Sí, tienen la misma altura

11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

La rigidez lateral del nivel 2 con respecto al 1, tanto en dirección X como en dirección Y, exceden el 20%

Tabla 5.3 Rigidez en dirección X

Nivel	Sismo	Rigidez X (t/mm)	Relación (%)	Evaluación
7	Sismo X	199.38	12.71	Sí cumple
6	Sismo X	228.42	22.03	No cumple
5	Sismo X	292.98	8.65	Sí cumple
4	Sismo X	320.73	6.06	Sí cumple
3	Sismo X	341.41	15.91	Sí cumple
2	Sismo X	405.99	44.29	No cumple
1	Sismo X	728.77		

Tabla 5.4 Rigidez en dirección Y

Nivel	Sismo	Rigidez Y (t/mm)	Relación (%)	Evaluación
7	Sismo Y	278.74	10.28	Sí cumple
6	Sismo Y	310.70	20.50	No cumple
5	Sismo Y	390.81	6.53	Sí cumple
4	Sismo Y	418.11	3.45	Sí cumple
3	Sismo Y	433.05	18.37	Sí cumple
2	Sismo Y	530.52	83.78	No cumple
1	Sismo Y	3270.14		

12. En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

Sí, en ningún punto de la planta se excede el 20% del desplazamiento promedio

13. En sistemas diseñados para $Q=4$, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q \leq 3$, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Al no satisfacer el requisito 11 en más del 40% se decidió no evaluar esta condición.

De acuerdo con la norma, se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección. Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13. Adicionalmente, si la rigidez lateral de un entrepiso excede en más del 40% la rigidez lateral de un piso inmediatamente inferior, la estructura es muy irregular y por lo tanto el factor de regularidad de la estructura es de 0.7

5.3 Aplicación de la metodología japonesa al edificio original

En esta y las secciones siguientes se aplicó la metodología japonesa de evaluación post sísmica versión 2001. Los detalles de la metodología se encuentran en el Anexo B de este documento.

Como parte de los cálculos preliminares, se requirió calcular los pesos soportados por cada nivel. La metodología propone suponer un factor de peso por unidad de área de 12 kN/m^2 . En la Tabla 5.5 se muestran los pesos de acuerdo con lo que propone la metodología y los pesos reales del edificio original.

Tabla 5.5 Pesos estructurales

Pesos según metodología				Pesos reales			
Nivel	Área de Piso A_f (m ²)	Peso W_i (kN)	ΣW (kN)	Nivel	Área de Piso A_f (m ²)	Peso W_i (kN)	ΣW (kN)
AZ	480.00	2,880.00	2,880.00	AZ	480.00	5,549.21	5,549.21
7	480.00	5,760.00	8,640.00	7	480.00	5,703.12	11,252.33
6	480.00	5,760.00	14,400.00	6	480.00	5,703.12	16,955.46
5	480.00	5,760.00	20,160.00	5	480.00	5,703.12	22,658.58
4	480.00	5,760.00	25,920.00	4	480.00	5,703.12	28,361.71
3	480.00	5,760.00	31,680.00	3	480.00	5,703.12	34,064.83
2	480.00	5,760.00	37,440.00	2	480.00	5,703.12	39,767.95
1	480.00	5,760.00	43,200.00	1	480.00	5,703.12	45,471.08
PB	480.00	5,760.00	48,960.00	PB	480.00	5,369.03	50,840.10

Nota: 1 kN = 0.1 t

La diferencia en porcentaje del peso acumulado del edificio original según la metodología japonesa contra el peso real es del 3.84%. Como se obtuvieron resultados similares, se hicieron todos los análisis con los pesos reales. Como paso siguiente se calcularon los factores de modificación para cada nivel, los resultados se muestran en la Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Factores de modificación

Nivel	Factor de modificación ($n+1/n+i$)
AZ	0.56
7	0.59
6	0.63
5	0.67
4	0.71
3	0.77
2	0.83
1	0.91
PB	1.00

Posteriormente, se calculó el índice de comportamiento sísmico I_s a partir de la capacidad resistente de los elementos verticales resistentes a cargas laterales. La metodología no considera la contribución de los muros de mampostería estructurales o no estructurales por lo que, únicamente se consideraron las columnas en la aplicación de la metodología. Los resultados se muestran en la Tabla 5.7; solo se incluyen los datos en unidades del Sistema Internacional dado que la metodología emplea dichas unidades. Se tomó $f'_c=25$ N/mm² (250 kg/cm²) con lo que $\beta=1.12$. Adicionalmente $\alpha_1=1$, $\alpha_2=0.7$ y $\alpha_3=0.5$. Donde β es un factor normalizado de la resistencia en compresión del concreto de acuerdo con la Ecuación B.9; α_1 es la suma de la resistencia de columnas al momento de la deformación de resistencia última de muros entre la resistencia última de columnas, se puede igualar a 0.7. Sin embargo, cuando $C_w \approx 0$, α_1 se considera igual a 1.0; α_2 es la suma de la resistencia de muros cuando se alcanza la deformación de capacidad última de columnas cortas entre la suma de capacidad última de muros, se considera igual a 0.7 y α_3 es la suma de la resistencia de columnas cuando se alcanza la

deformación de capacidad última de columnas cortas entre la suma de capacidad última de columnas, se considera igual a 0.5.

Tabla 5.7 Capacidad de columnas

Nivel	Miembro Vertical Columna	Valores	Miembro Vertical Columna Corta	Valores	Capacidad							
					C_c	C_{sc}	F_c	F_{sc}	E_o	S_D	T	I_s
AZ	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.44	0.00	1.00	0.80	0.24	1.08	0.80	0.21
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	2160000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	0.00								
7	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.86	0.32	1.00	0.80	0.35	1.08	0.80	0.31
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
6	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.57	0.21	1.00	0.80	0.25	1.08	0.80	0.22
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
5	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.43	0.16	1.00	0.80	0.20	1.08	0.80	0.17
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
4	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.34	0.13	1.00	0.80	0.17	1.08	0.80	0.15
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
3	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.28	0.11	1.00	0.80	0.15	1.08	0.80	0.13
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
2	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.24	0.09	1.00	0.80	0.14	1.08	0.80	0.12
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
1	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.21	0.08	1.00	0.80	0.14	1.08	0.80	0.12
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	8640000.00	$\sum A_{sc}$ (mm ²)	2160000.00								
PB	h_o/D	3.83	h_o/D	1.92	0.24	0.00	1.00	0.80	0.24	1.08	0.80	0.21
	τ_c (N/mm ²)	1.00	τ_{sc} (N/mm ²)	1.50								
	A_c (mm ²)	360000.00	A_{sc} (mm ²)	360000.00								
	$\sum A_c$ (mm ²)	10800000.00	$\sum A_c$ (mm ²)	0.00								

El paso siguiente fue calcular el índice de evaluación de comportamiento ante sismo I_{S0} . En este caso se consideró el coeficiente sísmico correspondiente a la ubicación del edificio establecido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017. Los resultados se muestran en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8 Demanda sísmica a partir de las NTC – Sismo (2017)

Nivel	Demanda				
	E_s	Z	G	U	I_{S0}
AZ	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
7	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
6	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
5	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
4	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
3	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
2	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
1	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76
PB	0.80	0.95	1.00	1.00	0.76

Donde E_s es el índice básico de evaluación de comportamiento ante sismo, independientemente de la dirección en estudio. Para uso en el procedimiento de primer nivel $E_s=0.8$; Z es el índice de zonificación, que es un factor correctivo que depende del nivel de actividad sísmica de la zona y se tomó el valor del coeficiente sísmico de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017; G es el índice del suelo, que es un factor correctivo que depende del efecto de configuración topográfica por lo que se consideró igual a 1 por ser regular y U es el índice de uso de la estructura, el cual es un factor correctivo que depende del uso que se le dé al inmueble, en este caso por ser un edificio de tipo habitacional se consideró igual a 1. Finalmente, se realizó la evaluación donde se comparan los índices I_s e I_{S0} para determinar la vulnerabilidad del edificio de estudio. Los resultados se muestran en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9 Resultado de la evaluación de la vulnerabilidad del edificio GM01008 original empleando la metodología japonesa de evaluación post sísmica versión 2001

Nivel	Capacidad	Demanda	Evaluación
	I_s	I_{S0}	
AZ	0.21	0.76	Inseguro
7	0.31	0.76	Inseguro
6	0.22	0.76	Inseguro
5	0.17	0.76	Inseguro
4	0.15	0.76	Inseguro
3	0.13	0.76	Inseguro
2	0.12	0.76	Inseguro
1	0.12	0.76	Inseguro
PB	0.21	0.76	Inseguro

Como se esperaba, los resultados muestran que la edificación es insegura desde el punto de vista sísmico por el tipo de estructuración que tiene, una planta baja débil sin muros diseñados para que resistan las cargas laterales.

5.4 Aplicación de la metodología japonesa al edificio rehabilitado

Como se mencionó en la sección anterior, en la revisión de la seguridad estructural se usaron los pesos reales del edificio. En la Tabla 5.10 se presentan los pesos estructurales del edificio rehabilitado. Para la distribución de las fuerzas laterales en la altura se usaron los factores de modificación de la Tabla 5.6.

Tabla 5.10 Pesos estructurales

Pesos reales			
Nivel	Área de Piso A_r (m ²)	Peso W_i (kN)	ΣW (kN)
AZ	480.00	5,811.04	5,811.04
7	480.00	6,077.03	11,888.07
6	480.00	6,077.03	17,965.10
5	480.00	6,077.03	24,042.12
4	480.00	6,077.03	30,119.15
3	480.00	6,077.03	36,196.18
2	480.00	6,077.03	42,273.21
1	480.00	6,077.03	48,350.23
PB	480.00	5,650.59	54,000.82

Nota: 1 kN = 0.1 t

Posteriormente, se calculó el índice de comportamiento sísmico I_s a partir de la capacidad de los elementos verticales resistentes a cargas laterales. La metodología no considera la contribución de los muros de mampostería estructurales o no estructurales por lo que, únicamente las columnas y los muros de concreto de la planta baja se consideran en la aplicación. Los resultados se muestran en la Tabla 5.11. Se tomó $f'_c=30$ N/mm² (300 kg/cm²) que es la resistencia a compresión especificada del concreto para las columnas rehabilitadas y para los muros añadidos, con lo que $\beta=1.22$. Adicionalmente $\alpha_1=0.7$, $\alpha_2=0.7$ y $\alpha_3=0.5$.

El paso siguiente fue calcular el índice de evaluación de comportamiento ante sismo I_{S0} . Se tomaron los resultados de la Tabla 5.8. Finalmente, se realizó la evaluación donde se comparan los índices I_S e I_{S0} para determinar la vulnerabilidad del edificio de estudio. Los resultados se muestran en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12 Resultado de la evaluación de la vulnerabilidad del edificio GM01008 rehabilitado empleando la metodología japonesa de evaluación post sísmica versión 2001

Nivel	Capacidad	Demanda	Evaluación	Capacidad	Demanda	Evaluación
	I_{SX}	I_{S0}		I_{SY}	I_{S0}	
AZ	0.15	0.76	Inseguro	0.15	0.76	Inseguro
7	0.32	0.76	Inseguro	0.32	0.76	Inseguro
6	0.22	0.76	Inseguro	0.22	0.76	Inseguro
5	0.18	0.76	Inseguro	0.18	0.76	Inseguro
4	0.15	0.76	Inseguro	0.15	0.76	Inseguro
3	0.14	0.76	Inseguro	0.14	0.76	Inseguro
2	0.13	0.76	Inseguro	0.13	0.76	Inseguro
1	0.12	0.76	Inseguro	0.12	0.76	Inseguro
PB	0.27	0.76	Inseguro	0.85	0.76	Seguro

En este caso se puede observar una gran mejoría en la dirección transversal (Y) de la planta baja por la adición de muros de concreto de 20 cm en esa dirección, sin embargo, en la dirección longitudinal (X) resultan insuficientes los muros de concreto que se añadieron. En los niveles N1 a N4, la metodología japonesa no considera la contribución de los muros de mampostería por lo que en estos niveles únicamente las columnas son los elementos resistentes a cargas laterales, es por ello que la capacidad no se incrementa y resulta insuficiente para cumplir con la metodología. Como parte de una investigación futura se propone calibrar la metodología para México del tal modo que se pueda incluir la contribución de los muros de mampostería que se encuentran ligados a la estructura.

Para cumplir con la metodología japonesa, una posibilidad de rehabilitación consiste en:

- Incrementar la sección de las columnas de 60 x 60 cm a 80 x 80 cm, y eliminar los efectos de columnas cortas provocados por las aberturas de las ventanas en las fachadas frontal y trasera.
- Incrementar el espesor de los muros de concreto reforzado en la planta baja de 20 a 25 cm, y añadir seis muros de concreto reforzado en la dirección longitudinal de la planta baja.
- Añadir muros de concreto de 20 cm en lugar de muros de mampostería en todos los niveles superiores, y continuar los muros de concreto del cubo de escaleras y elevadores en todos los niveles.

En las Figuras 5.1 y 5.2 se presenta la distribución de elementos estructurales en la planta baja y en las plantas superiores para cumplir con la metodología japonesa de evaluación post sísmica.

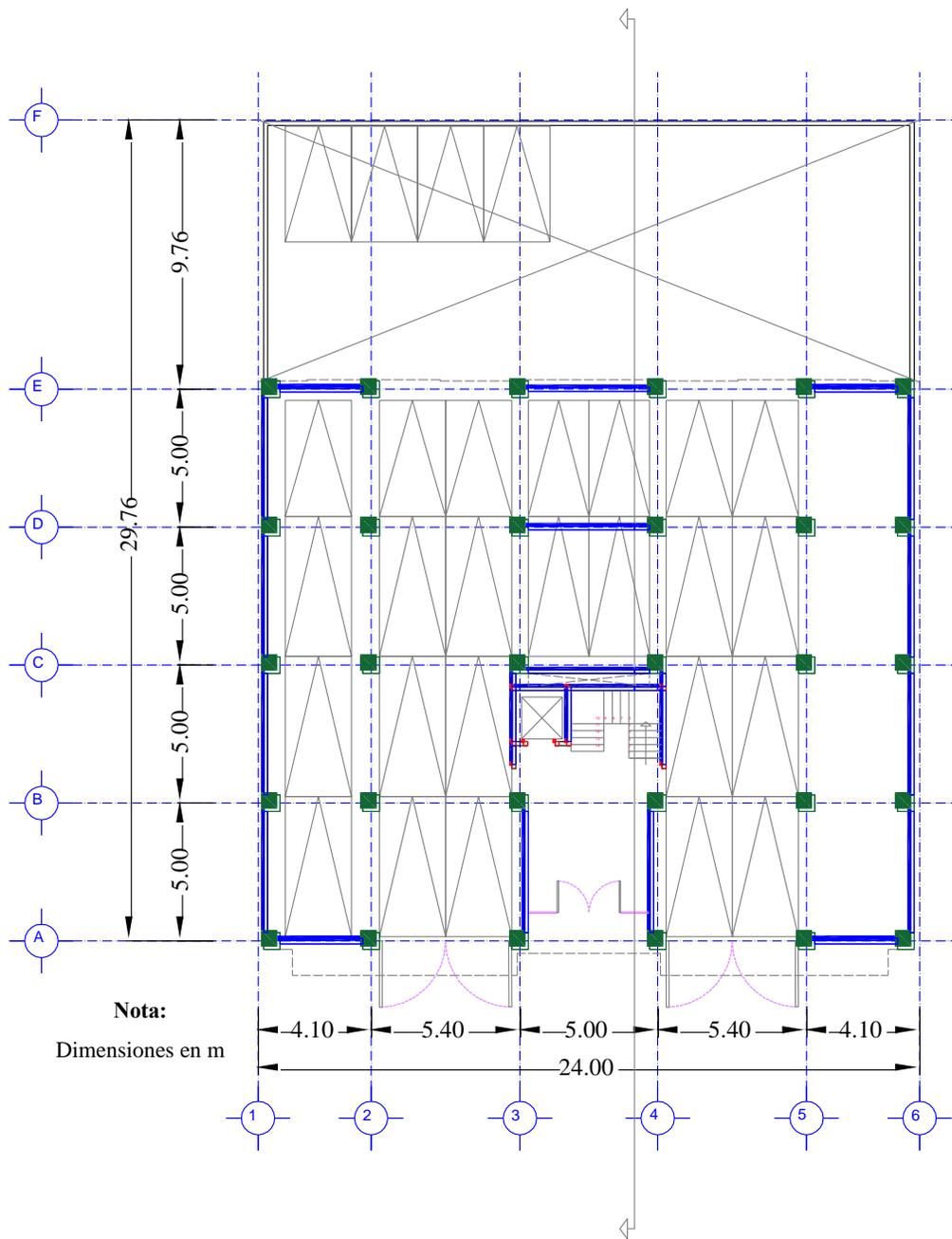


Figura 5.1 Distribución de columnas y muros de concreto en la planta baja para cumplir con la metodología japonesa de evaluación post sísmica, versión 2001

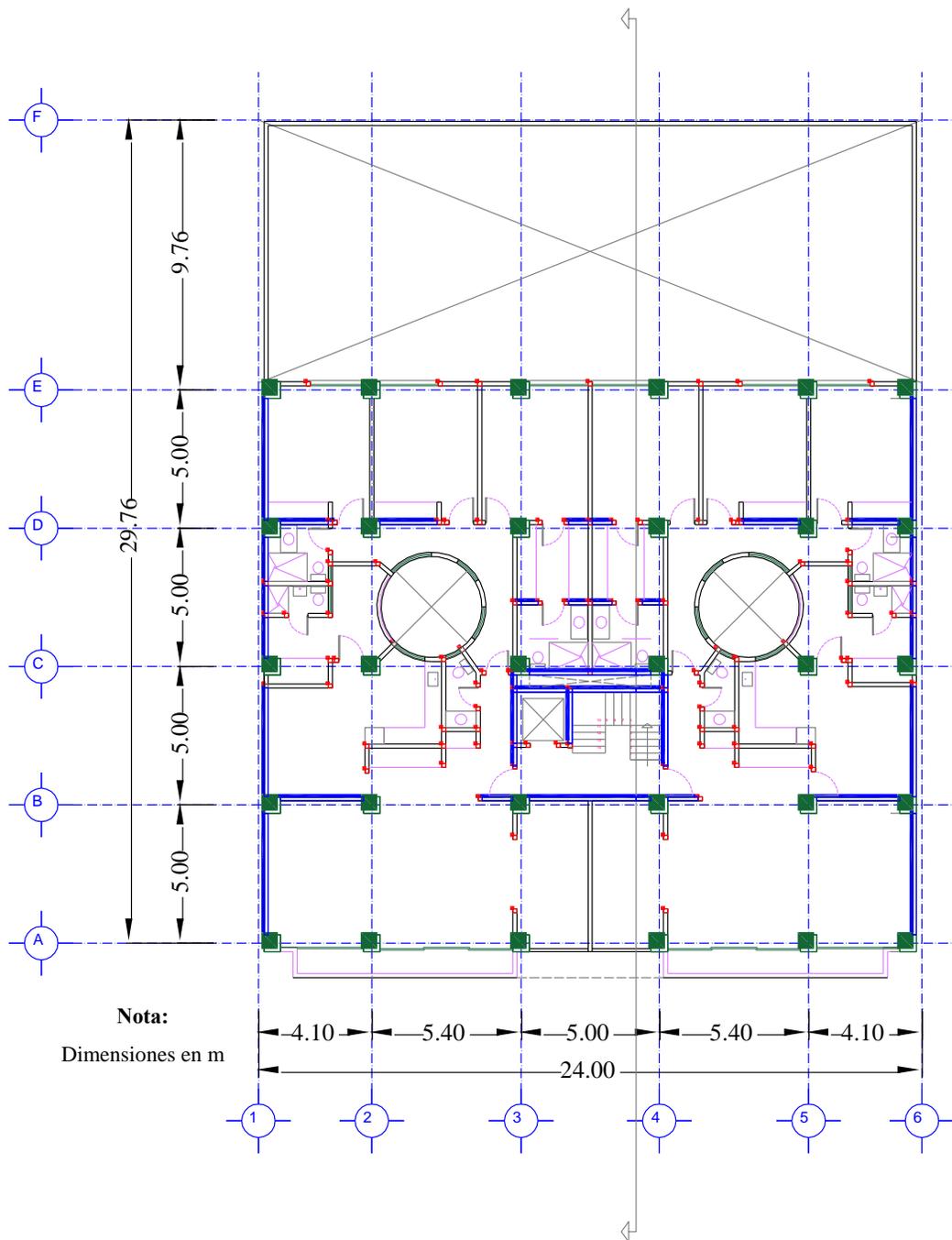


Figura 5.2 Distribución de columnas y muros de concreto en las plantas superiores para cumplir con la metodología japonesa de evaluación post sísmica, versión 2001

Realizando el mismo procedimiento descrito en la sección anterior, se estimó la capacidad estructural en las direcciones longitudinal y transversal y la demanda sísmica para su evaluación. Los resultados se muestran en la Tabla 5.13

Tabla 5.13 Evaluación

Nivel	Capacidad	Demanda	Evaluación	Capacidad	Demanda	Evaluación
	I_{sx}	I_{so}		I_{sy}	I_{so}	
AZ	0.88	0.76	Seguro	0.85	0.76	Seguro
7	2.07	0.76	Seguro	2.25	0.76	Seguro
6	1.45	0.76	Seguro	1.58	0.76	Seguro
5	1.16	0.76	Seguro	1.26	0.76	Seguro
4	0.99	0.76	Seguro	1.08	0.76	Seguro
3	0.89	0.76	Seguro	0.96	0.76	Seguro
2	0.82	0.76	Seguro	0.89	0.76	Seguro
1	0.78	0.76	Seguro	0.85	0.76	Seguro
PB	0.79	0.76	Seguro	0.95	0.76	Seguro

Como se puede observar, el edificio pasó de tener una categoría inseguro a seguro con la propuesta de rehabilitación. Estos resultados nos permiten observar la relación de los índices I_S/I_{S0} y ver que en los niveles más altos se puede optimizar las secciones de los elementos de concreto y cumplir con la metodología.

Como se mencionó anteriormente, la metodología no considera la contribución de los muros de mampostería que se encuentran ligados a la estructura, por lo que se propone calibrar la metodología para poder incluir su contribución en las ecuaciones y así poder revisar la seguridad del edificio desde un enfoque más real.

6. MODELO NUMÉRICO

En este capítulo se detallan las consideraciones que se usaron para realizar los modelos numéricos y los tipos de modelos que se hicieron para la estructura original y para la estructura rehabilitada. En el caso de la estructura original se realizó un análisis lineal en el tiempo en el que se usó el registro acelerográfico del sismo del 19 de septiembre de 2017 de una estación ubicada en campo libre cercana a la zona de estudio y se realizó un análisis estático no lineal para calcular el comportamiento del edificio ante la demanda sísmica que experimentó. En el caso de la estructura rehabilitada se realizó un análisis modal espectral con el espectro de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 y se realizó un análisis estático no lineal para predecir el posible comportamiento del edificio ante demandas sísmicas futuras.

6.1 Proyecto original

6.1.1 Materiales

En esta sección se detallan las propiedades de los materiales que se usaron en los modelos generados para esta investigación. Se tomó como referencia lo indicado en el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, en las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para la Ciudad de México de 2017 y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para la Ciudad de México de 2017.

a) Concreto: La resistencia del concreto en compresión fue elegida a partir de los resultados de las pruebas de extracción de núcleos de concreto descritos en el Capítulo 4.1.6. Se tomó $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), y el módulo de elasticidad se tomó como $E_c = 8000\sqrt{f'_c}$, es decir, $149,666.30 \text{ kg/cm}^2$ (14,966.63 MPa). Este valor de módulo de elasticidad es consistente con el esperado para concretos Clase 2, en los cuales se emplean agregados andesíticos conduciendo a pesos volumétricos del concreto del orden de $1,900 \text{ kg/m}^3$ ($19,000 \text{ kN/m}^3$). Adicionalmente, el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, permite tomar resistencias esperadas a partir de las resistencias nominales, estas últimas son multiplicadas por un factor en correspondencia con la propiedad de interés del material. En el caso de la resistencia en compresión del concreto el factor es 1.5, con lo que la resistencia en compresión esperada del material es de $f'_c = 1.5(250 \text{ kg/cm}^2) = 375 \text{ kg/cm}^2$ (38 MPa). Se justifica la elección de la resistencia en compresión para las columnas y para la losa aligerada ya que se trata de un concreto de 35 años de antigüedad por lo que se espera que el concreto con el paso del tiempo pierda hidratación y se endurezca, por lo cual se incrementa su resistencia y consecuentemente su módulo de elasticidad (Escobedo et al. 2014)

b) Acero de refuerzo: El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se tomó como $f_y = 5,250 \text{ kg/cm}^2 (525 \text{ MPa})$. En este caso al no contar con pruebas de laboratorio para estimar el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se usó la resistencia esperada del material. De acuerdo con el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, el factor para estimar la resistencia esperada es de 1.25, con lo que $f_y = 1.25(4200) \text{ kg/cm}^2 = 5,250 \text{ kg/cm}^2 (525 \text{ MPa})$. Este factor considera el posible endurecimiento por deformación debido a las altas demandas inelásticas en barras de alta resistencia.

c) Mampostería: La resistencia de la mampostería en compresión se tomó como $f'_m = 20 \text{ kg/cm}^2 (2.0 \text{ MPa})$, el módulo de elasticidad se tomó la establecida para cargas de corta duración, es decir, $E_m = 600f'_m$, es decir, $12,000 \text{ kg/cm}^2 (1,200 \text{ MPa})$. En el caso de la mampostería es difícil hablar de propiedades esperadas ya que no se conoce con certeza el material usado en el edificio, por esta razón se tomó lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para la Ciudad de México de 2017.

6.1.2 Secciones y armados

Para el caso de las columnas y de la losa, se usaron las secciones y armados especificados en la memoria y los planos del proyecto original, que fueron detallados en el Capítulo 2.

Para considerar la influencia de los muros tipo diafragma en el comportamiento de la estructura se usó el método del puntal diagonal equivalente en el análisis. Existen varias metodologías para calcular el ancho equivalente de la diagonal; en esta tesis se revisaron tres metodologías: a) la metodología del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 (Ecuación 6.1), b) la metodología de la Guía de Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Nueva Zelanda 2017 (Ecuación 6.2) y c) la metodología de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para la Ciudad de México de 2017 (Ecuación 6.3). Esta última está basada en las normas canadienses. En la Tabla 6.1, se presentan los anchos obtenidos de acuerdo con las metodologías mencionadas.

$$a = \frac{K_{solid} - 2K_{col}}{d_w \cos^2 \theta_{strut} E_m} L_{strut} \quad 6.1$$

Donde:

K_{solid} = rigidez sin fisuras del muro de relleno; $K_{solid} = 1/(1/K_{fl} + 1/K_{sh})$

K_{fl} = rigidez a flexión de la columna en voladizo compuesta equivalente

K_{sh} = rigidez al corte de la columna en voladizo compuesta equivalente

K_{col} = rigidez a flexión de cada columna del marco

d_w = espesor del muro de relleno de mampostería

θ_{strut} = ángulo de la diagonal equivalente respecto a la horizontal

L_{strut} = longitud de la diagonal equivalente

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería.

$$a = 0.18 \left[h_{col} \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_f I_{bc} h_{inf}} \right]^{0.25} \right]^{-0.25} r_{inf} \quad 6.2$$

Donde:

h_{col} = altura de la columna entre ejes de vigas

h_{inf} = altura del muro de relleno de mampostería

E_f = módulo de elasticidad del material del marco

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería

I_{bc} = momento de inercia de la sección transversal de la columna de borde

r_{inf} = longitud de la diagonal equivalente

t = espesor del muro de relleno de mampostería

θ = ángulo de la diagonal equivalente respecto a la horizontal.

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_c H}{E_m t \sin 2\theta} \right)^{0.25} \right)^2 + \left(\frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f I_v L}{E_m t \sin 2\theta} \right)^{0.25} \right)^2} \leq \frac{(H^2 + L^2)^{0.5}}{4} \quad 6.3$$

Donde:

E_f = módulo de elasticidad del material del marco

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería

I_c = momento de inercia de la sección transversal de la columna de borde

I_v = momento de inercia de la sección transversal de la viga

H = altura libre del muro

L = longitud del muro

θ = ángulo de la diagonal equivalente respecto a la horizontal.

Tabla 6.1 Anchos de diagonales equivalentes

H	L	ASCE/SEI 41-17	NZ 2017	NTC 2017
(cm)	(cm)	a (cm)	a (cm)	a (cm)
245	500	328	807	124
245	540	390	868	133
245	410	209	675	104
260	500	363	793	124
260	540	427	853	133
260	410	241	663	104

Como se puede observar los resultados son muy distintos en cada metodología ya que todas tienen consideraciones diferentes. La metodología ASCE/SEI 41-17 considera la rigidez a cortante y a flexión de una sección compuesta conformada por los elementos de borde y el muro de relleno. La metodología NZ 2017 considera la longitud de contacto del muro con la columna cuando la estructura se deforma lateralmente y la metodología NTC 2017 considera la longitud de contacto del muro con la columna y del muro con la viga cuando la estructura se deforma lateralmente. Debido a que el propósito de este trabajo de investigación no es determinar que metodología es más apropiada, a manera de ejemplo, para los modelos numéricos se usó la metodología ASCE/SEI 41-17 cuyos valores son intermedios entre NZ 2017 y NTC 2017.

6.1.3 Cargas y combinaciones de cargas

Se consideraron las acciones permanentes, variables y accidentales con sus respectivas combinaciones de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y en sus Normas Técnicas Complementarias, versión 1976 que son las acciones que se usaron en la concepción del edificio original (Tablas 6.2 y 6.3).

Tabla 6.2 Cargas por nivel en kg/m²

Niveles	Carga muerta	Carga viva accidental	Carga viva máxima
Niveles 1 a 7	273.00	90.00	139.17
Azotea	462.00	70.00	100.00
Apéndice	132.00	70.00	100.00

Nota: 1 kg/m² = 0.01 kN/m²

Tabla 6.3 Combinaciones de carga

Combinaciones para estados límite de falla	Combinaciones para estados límite de servicio
1.4D+1.4L	D+L
1.1D+1.1L-0.33S _x -1.1S _y	D+L-0.30S _x -S _y
1.1D+1.1L-0.33S _x +1.1S _y	D+L-0.30S _x +S _y
1.1D+1.1L+0.33S _x -1.1S _y	D+L+0.30S _x -S _y
1.1D+1.1L+0.33S _x +1.1S _y	D+L+0.30S _x +S _y
1.1D+1.1L-1.1S _x -0.33S _y	D+L-S _x -0.30S _y
1.1D+1.1L-1.1S _x +0.33S _y	D+L-S _x +0.30S _y
1.1D+1.1L+1.1S _x -0.33S _y	D+L+S _x -0.30S _y
1.1D+1.1L+1.1S _x +0.33S _y	D+L+S _x +0.30S _y

Para la acción sísmica se consideró el registro de la estación LV17 que se encuentra en campo libre y a 500 m de la ubicación del edificio GM01008. Esta información fue facilitada por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C. (CIRES), la cual está a cargo de la Red Acelerográfica de la Ciudad de México, (RACM). Actualmente cuenta con 80 estaciones acelerográficas. En la Figura 6.1 se muestran las estaciones de la red y mediante una escala de color se identifica la intensidad que registraron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

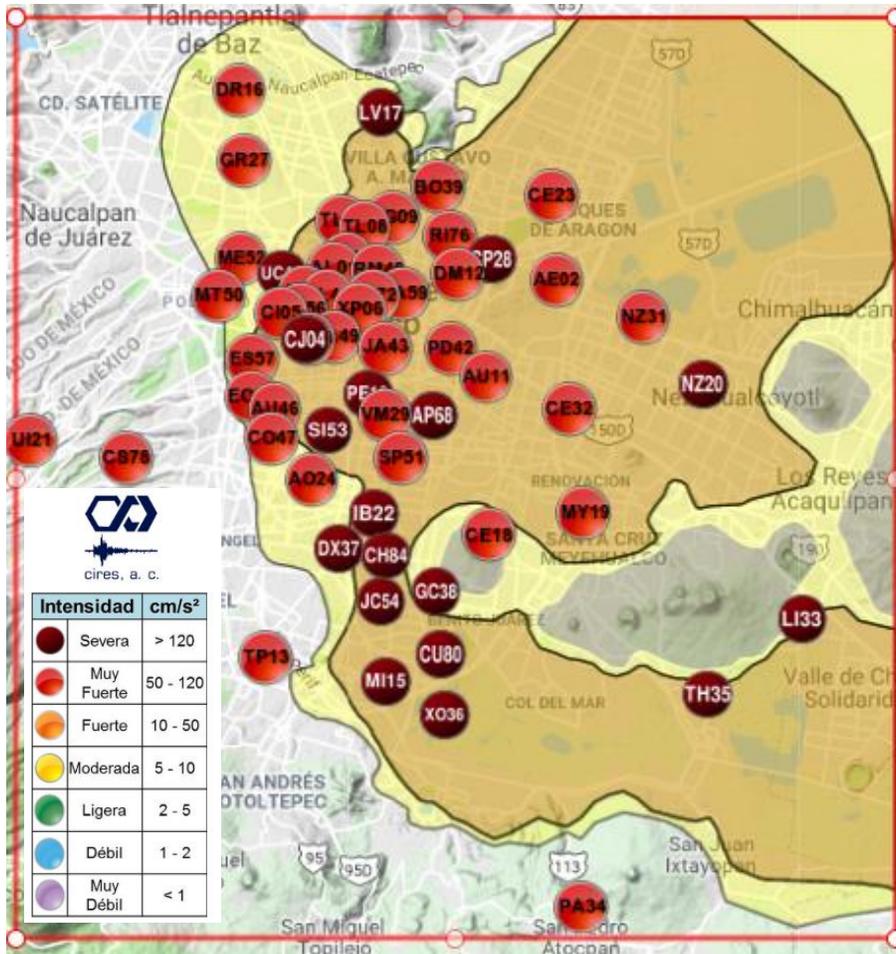


Figura 6.1 Red Acelerográfica de la Ciudad de México, (RACM)

En la Figura 6.2 se muestran las tres componentes del registro sísmico [N-S], [V] y [E-O]. La intensidad registrada en términos de la máxima aceleración del terreno, (PGA, por sus siglas en inglés), en la componente [N-S] fue de 123.02 Gal, en el componente [V] fue de 25.93 Gal y en el componente [E-O] fue de 104.14 Gal.

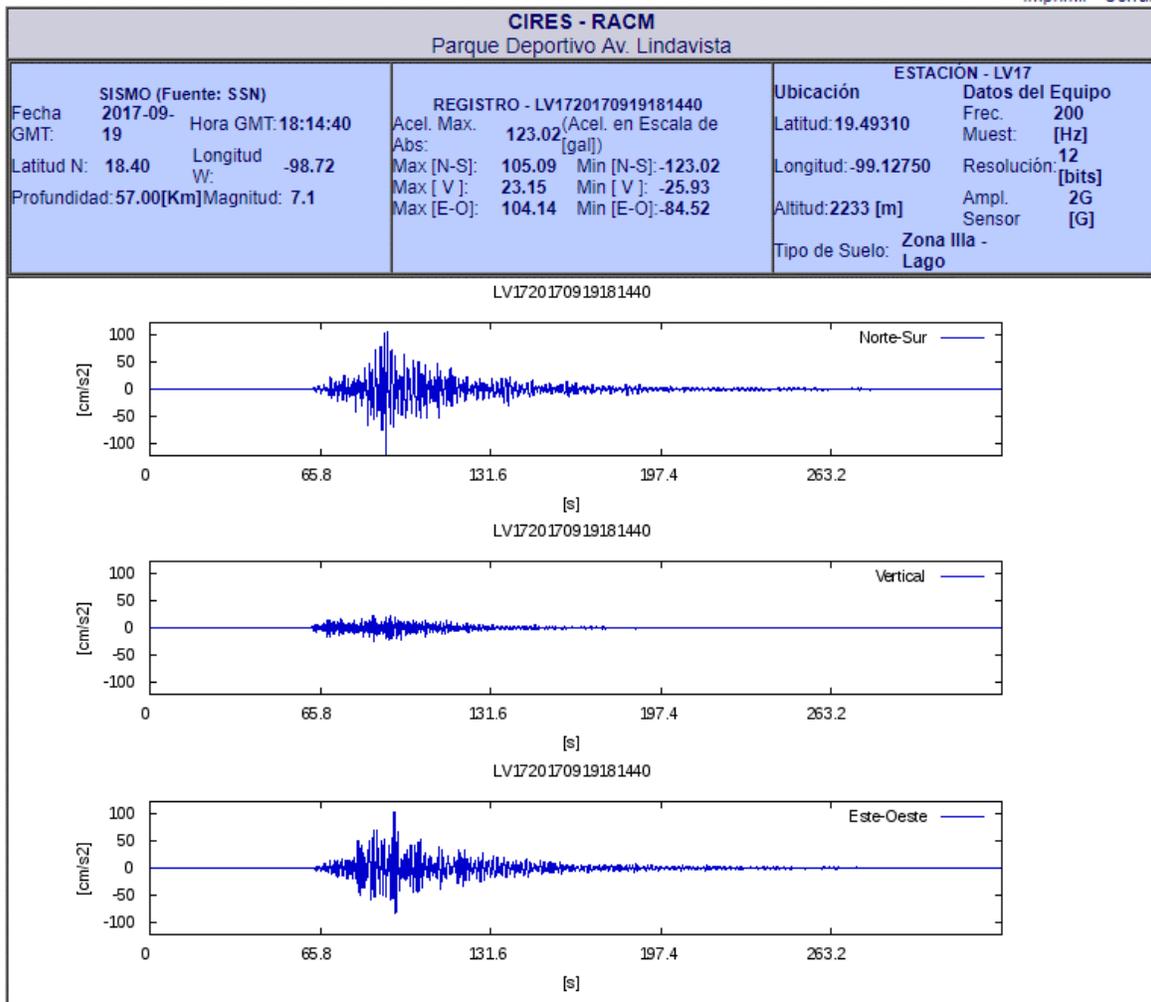


Figura 6.2 Registro sísmico de la estación LV17

En cuanto a las intensidades en términos de máxima velocidad del terreno, (PGV, por sus siglas en inglés) se registró 233.54 cm/s en el componente [N-S] y 221.60 cm/s en el componente [E-O]. Para obtener el registro de velocidades se ingresó el registro de aceleraciones facilitado por el CIREs de los distintos componentes de interés al programa DEGTRA 10.3.0 y se realizó la integración de la señal para obtener el registro de velocidades.

6.1.4 Interacción suelo - estructura

Para estructuras cuya cimentación está formada por pilas o pilotes desplantados en las Zonas II o III es necesario considerar los efectos de la interacción suelo – estructural inercial debidos a la flexibilidad del suelo y de la radiación de ondas. Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017, los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad 6.4$$

Donde:

T_e = periodo fundamental de la estructura con base rígida

T_s = periodo dominante del sitio; se tomará del SASID

H_s = profundidad de la segunda capa dura

H_e = altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total.

Se consideró $T_e = 0.71$ s que se obtuvo del modelo numérico de la estructura con base rígida detallado en el Capítulo 7, $T_s = 0.59$ s tomado de SASID, $H_s = 20$ m tomado de Figura 6.3 y $H_e = 14.42$ m. Reemplazando valores se obtuvo 1.67 que resultó menor que 2.5, por lo tanto, sus efectos nos pueden despreciarse. Adicionalmente, no se consideraron los efectos de interacción cinemática ya que, de acuerdo con la norma, estos efectos son aplicables a estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes.

De acuerdo con la norma, el sistema suelo-cimentación puede ser modelado con un conjunto de resortes dinámicos aplicados en la planta de la cimentación al nivel de desplante del cajón de cimentación y se debe considerar un resorte por cada grado de libertad de la cimentación. En el caso de la cimentación con cajón y pilotes se consideraron dos resortes para traslaciones horizontales y un resorte para traslación vertical. Los valores para las constantes de rigidez (Tabla 6.4) se calcularon siguiendo los procedimientos indicados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017.

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2004, para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se supondrán las constantes de rigidez rotacional horizontales y verticales infinitas. Adicionalmente, no se consideraron los efectos de grupo de pilotes.

Tabla 6.4 Rigideces y amortiguamientos para cimentaciones con pilotes

Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_e}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta = \omega d / \beta_s \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_p = 3.4\eta_s / [\pi(1-\nu_s)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8\zeta_s$; si $\eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta$; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1$; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s$; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu_s} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33} \left(1 - e^{-[E_p/E_s](L/d)^2} \right) \eta^{0.8}$; si $\eta > 1.5\eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Donde:

\tilde{T}_e = periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible

d = diámetro de pilote

L = longitud de pilote

E_p = módulo de elasticidad del pilote

ν_s = coeficiente de Poisson del suelo

ζ_s = fracción de amortiguamiento crítico del suelo

E_s = módulo de elasticidad del suelo

H_s = profundidad de la segunda capa dura.

Como no se tiene información sobre la profundidad de desplante ni de la longitud del pilote, ésta última se supuso de 20 m ya que la profundidad de la segunda capa dura en la zona se tomó de 20 m (Figura 6.3). El diámetro del pilote se tomó de acuerdo con lo indicado en el plano de cimentación, es decir, 80 cm. El módulo de elasticidad del pilote se tomó como $E_c = 8000\sqrt{f'_c}$, donde f'_c se tomó como 350 kg/cm² (35 MPa), es decir, 149,666.30 kg/cm² (14,966.63 MPa).

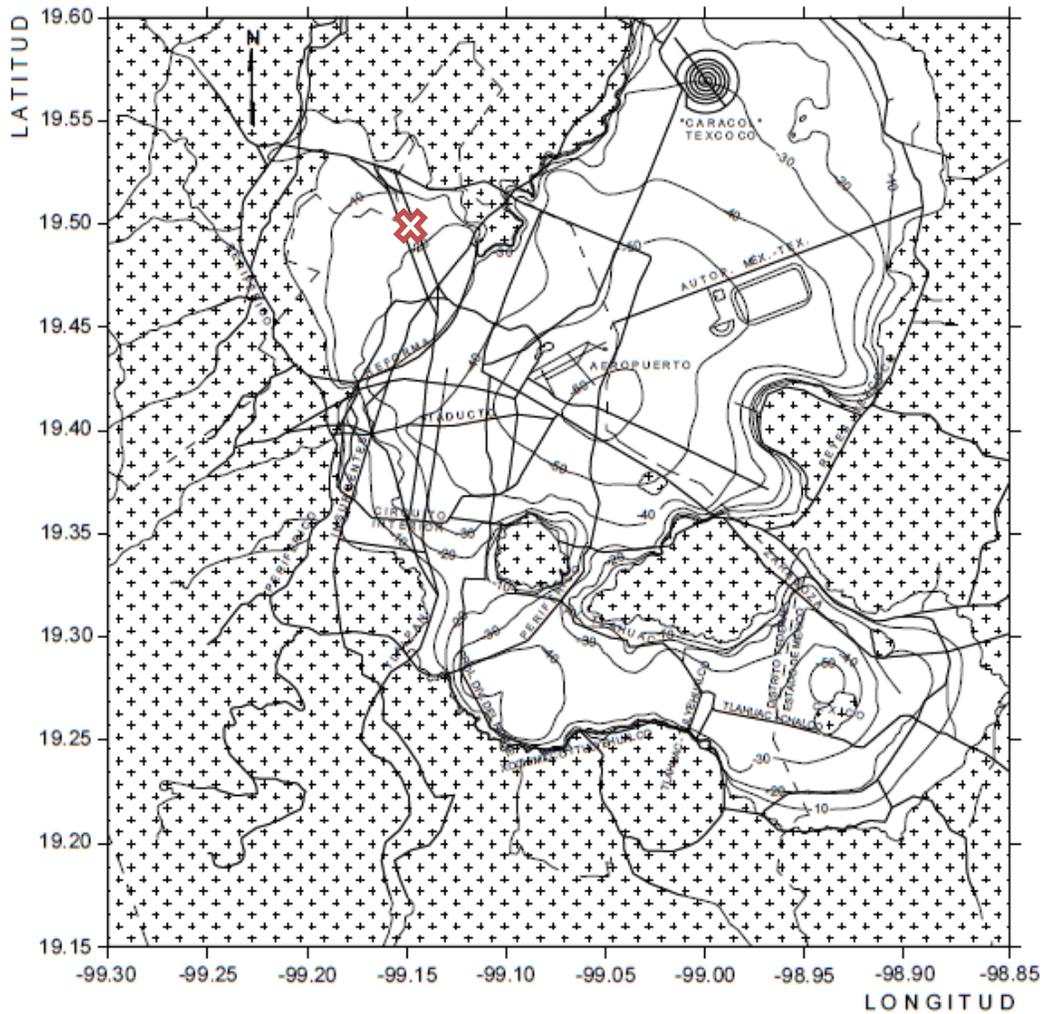


Figura 6.3 Valores de H_s en m, (NTC – Sismo 2004)

En cuanto a las propiedades del suelo se establecieron con base en los sondeos realizados del Capítulo 4.1.6. y lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones para la Ciudad de México de 2017. Así v_s se tomó como 0.45, ζ_s se tomó como 0.03 y E_s se tomó como 1,500 kg/cm². La velocidad de ondas de corte se estimó mediante la relación $4H_s/T_s$, donde $T_s=0.59$ s se tomó de SASID V0.4.0.2 con lo que se obtuvo 135.6 m/s cuyo valor es apropiado para la zona en que se encuentra.

\tilde{T}_e se calculó mediante la Ecuación 6.5

$$\tilde{T}_e = \sqrt{(T_e)^2 + (T_h)^2 + (T_r)^2} \quad 6.5$$

Donde:

T_h = periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad 6.6$$

T_r = periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} \quad 6.7$$

Donde:

T_e = periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida

W_e = peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental que se tomará como 0.7 del peso total del edificio

H_e = altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total del edificio

D = profundidad de desplante

K_h = constante de rigidez horizontal

K_r = constante de rigidez vertical.

En este caso, como la cimentación está conformada por pilas y se consideró que por el proceso constructivo su profundidad de desplante llegó a la capa dura, por tal motivo de acuerdo con la Norma se puede suponer que la cimentación es infinitamente rígida en el grado de libertad rotacional, por lo que el límite de T_r es 0 cuando K_r tiende al infinito. Para calcular T_h se consideró W_e como el 70% del peso total del edificio, es decir, 3,092,023.38 kg (309.20 kN) y adicionalmente se requirió calcular la constante de rigidez traslacional horizontal mediante las ecuaciones de la Tabla 6.4. Derivado de la resolución de las ecuaciones resultaron $K_{h0} = 315,484.57$ kg/cm (30.94 kN/m) y $k_h = 1$ kg/cm (0.0001 kN/m), con lo que resultó una constante de rigidez traslacional horizontal $K_h = 315,484.57$ kg/cm (30.94 kN/m).

Para calcular \tilde{T}_e , se consideró $T_e = 0.71$ s que se obtuvo del modelo numérico de la estructura con base rígida detallado en el Capítulo 7, y $T_h = 0.63$ s como resultado del cálculo anterior, con lo que \tilde{T}_e resultó de 0.98 s, el cual es un resultado aproximado al periodo obtenido del modelo numérico donde el periodo fundamental de la estructura considerando interacción suelo-estructura es de $T = 1.12$ s (Capítulo 7.1.1).

Con esta información se pudo calcular la constante de rigidez traslacional vertical usando las ecuaciones de la Tabla 6.4. Derivado de la resolución de las ecuaciones resultaron $K_{v0} = 1,970,401.15$ kg/cm (193.23 kN/m) y $k_v = 1.04$ kg/cm (0.0001 kN/m), este último valor se obtuvo de una interpolación lineal debido a que $15 \leq L/d = 25 < 50$. Finalmente resultó una constante de rigidez traslacional vertical $K_v = 2,044,778.68$ kg/cm (200.52 kN/m).

6.2 Proyecto rehabilitado

6.2.1 Materiales

En esta sección se detallan las propiedades de los materiales que se usaron en los modelos generados para esta investigación. Se tomó como referencia lo indicado en el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, en las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para la Ciudad de México de 2017 y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería para la Ciudad de México de 2017.

a) Concreto: La resistencia del concreto existente en compresión fue elegida a partir de los resultados de las pruebas de extracción de concreto descritos en el Capítulo 4.1.6, es decir, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (35 MPa), y el módulo de elasticidad se tomó como $E_c = 8000\sqrt{f'_c}$, es decir, $149,666.30 \text{ kg/cm}^2$ (14,966.63 MPa). Como se mencionó, este valor de módulo de elasticidad es consistente con el esperado para concretos Clase 2, en los cuales se emplean agregados andesíticos conduciendo a pesos volumétricos del concreto del orden de $1,900 \text{ kg/m}^3$ ($19,000 \text{ kN/m}^3$). Para las columnas y para los muros de concretos añadidos en la rehabilitación se tomó la resistencia nominal del concreto en compresión de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ (30 MPa), y un módulo de elasticidad de $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$, es decir, $242,487.11 \text{ kg/cm}^2$ (24,248.71 MPa). En contraste con el módulo de elasticidad del concreto de la estructura existente, el concreto de los muros añadidos se especificó como Clase 1, de ahí que se supuso un módulo de elasticidad consistente con esta clase de concreto.

b) Acero de refuerzo: El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se tomó como $f_y = 5,250 \text{ kg/cm}^2$ (525 MPa). De acuerdo con el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, el factor para estimar la resistencia esperada es de 1.25, con lo que $f_y = 1.25(4200) \text{ kg/cm}^2 = 5,250 \text{ kg/cm}^2$ (525 MPa) por las razones descritas en la sección anterior.

c) Mampostería: La resistencia de la mampostería en compresión se tomó como $f'_m = 20 \text{ kg/cm}^2$ (2.0 MPa), el módulo de elasticidad se tomó como $E_m = 600f'_m$, es decir, $12,000 \text{ kg/cm}^2$ (1,200 MPa) por la razones descritas en la sección anterior.

d) Malla de alambre soldado: El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se tomó como $f_y = 6250 \text{ kg/cm}^2$ (625 MPa). De acuerdo con el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, el factor para estimar la resistencia esperada es de 1.25, con lo que $f_y = 1.25(5000) \text{ kg/cm}^2 = 6250 \text{ kg/cm}^2$ (625 MPa)

6.2.2 Secciones y armados

Para el caso de las columnas y de la losa se usaron las secciones y armados especificados en la memoria y los planos del proyecto original, que fueron detallados en el Capítulo 2. Para el caso de los muros de concreto reforzado y los muros encamisados de mampostería, se usaron las secciones y armados especificados en la memoria y los planos del proyecto rehabilitado, que fueron detallados en el Capítulo 4. Para considerar la influencia de los muros tipo diafragma en el comportamiento de la estructura se usó la metodología del método del puntal diagonal equivalente del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17, cuyos resultados se resumieron en la Tabla 6.1.

6.2.3 Cargas y combinaciones de cargas

Se consideraron las acciones permanentes, variables y accidentales con sus respectivas combinaciones de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones para la Ciudad de México de 2017 (Tablas 6.5 y 6.6).

Tabla 6.5 Cargas por nivel en kg/m²

Niveles	Carga muerta	Carga viva accidental	Carga viva máxima
Niveles 1 a 7	273.00	100.00	190.00
Azotea	462.00	70.00	100.00
Apéndice	132.00	70.00	100.00

Nota: 1 kg/m² = 0.01 kN/m²

Tabla 6.6 Combinaciones de carga

Combinaciones para estados límite de falla	Combinaciones para estados límite de servicio
1.3D+1.5L	D+L
1.1D+1.1L-0.33S _x -1.1S _y	D+L-0.30S _x -S _y
1.1D+1.1L-0.33S _x +1.1S _y	D+L-0.30S _x +S _y
1.1D+1.1L+0.33S _x -1.1S _y	D+L+0.30S _x -S _y
1.1D+1.1L+0.33S _x +1.1S _y	D+L+0.30S _x +S _y
1.1D+1.1L-1.1S _x -0.33S _y	D+L-S _x -0.30S _y
1.1D+1.1L-1.1S _x +0.33S _y	D+L-S _x +0.30S _y
1.1D+1.1L+1.1S _x -0.33S _y	D+L+S _x -0.30S _y
1.1D+1.1L+1.1S _x +0.33S _y	D+L+S _x +0.30S _y

Para la acción sísmica se consideró el espectro de diseño de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017. En la Figura 6.4 se muestra el espectro de diseño sin interacción suelo-estructura. Para la construcción del espectro se consideró a la estructura del grupo B2, se usó un factor de hiperestaticidad $k=1$ por ser un sistema estructural de concreto con tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis. Se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=1.0$ por el tipo de sistema estructural, en este caso es una estructura formada por columnas interconectadas a losas planas.

Estos sistemas tienen una baja capacidad de ductilidad por lo que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 especifican que debe ser 1.0 el factor de comportamiento sísmico. El factor de irregularidad se tomó como 0.7 ya que de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 si la rigidez lateral de un entrepiso excede en más del 40% la rigidez lateral de un piso inmediatamente inferior se considera que la estructura es muy irregular y por lo tanto el factor de irregularidad debe ser el mencionado arriba.

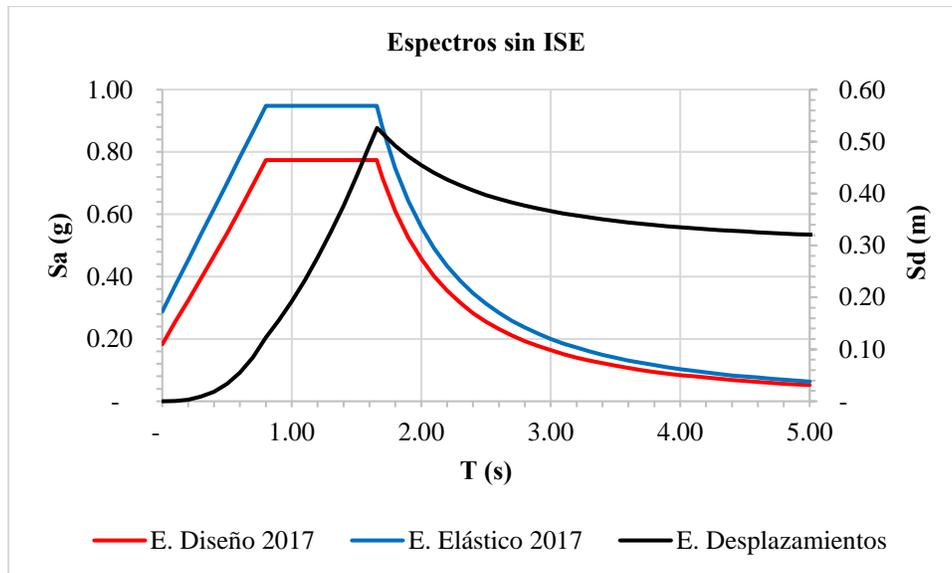


Figura 6.4 Espectros de aceleraciones y desplazamientos de diseño sin interacción suelo-estructura, (SASID V0.4.0.2)

6.2.4 Interacción suelo-estructura

Siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo 6.1.4, se calcularon las constantes de rigidez para la estructura rehabilitada.

Para calcular T_h se consideró W_e como el 70% del peso total del edificio, es decir, 3,897,021.57 kgf (389.70 kN) y adicionalmente se requirió calcular la constante de rigidez traslacional horizontal mediante las ecuaciones de la Tabla 6.4. Derivado de la resolución de las ecuaciones resultaron $K_{h0} = 315,484.57$ kg/cm (30.94 kN/m) y $k_h = 1$ kg/cm (0.0001 kN/m), con lo que $K_h = 315,484.57$ kg/cm (30.94 kN/m).

Para calcular \tilde{T}_e , se consideró $T_e = 0.58$ s y $T_h = 0.71$ s como resultado del cálculo anterior, con lo que \tilde{T}_e resultó de 0.91 s, el cual es un resultado similar al periodo obtenido del modelo numérico donde el periodo fundamental de la estructura considerando interacción suelo-estructura es de $T = 1.11$ s (Capítulo 7.1.1).

Con esta información se pudo calcular la constante de rigidez traslacional vertical usando las ecuaciones de la Tabla 6.4. Derivado de la resolución de las ecuaciones resultaron $K_{v0} = 1,970,401.15 \text{ kg/cm}$ (193.23 kN/m) y $k_v = 1.06 \text{ kg/cm}$ (0.0001 kN/m), este último valor se obtuvo de una interpolación lineal debido a que $15 \leq L/d = 25 < 50$, finalmente $K_v = 2,083,826.43 \text{ kg/cm}$ (204.35 kN/m).

Adicional al cálculo de las constantes de rigidez de los resortes, se modificaron las ordenadas del espectro de diseño del Capítulo 6.2.3 por los efectos de la interacción suelo-estructura de acuerdo con la Ecuación 6.8 (Figura 6.5)

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'} \quad 6.8$$

Donde:

\tilde{a} = ordenada espectral elástica para el periodo \tilde{T}_e y amortiguamiento $\tilde{\zeta}_e$ de la estructura con base flexible

\tilde{Q}' = factores de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción

R = factor de sobre resistencia y es independiente de la interacción suelo – estructura.

El factor \tilde{Q}' , se calculó de acuerdo con la ecuación 6.9

$$\tilde{Q}' = \left\{ \begin{array}{l} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_a} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{T}_e}{k T_a}}; \text{ si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_a} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; \text{ si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_a} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}}; \text{ si } \tilde{T}_e > T_b \end{array} \right\} \quad 6.9$$

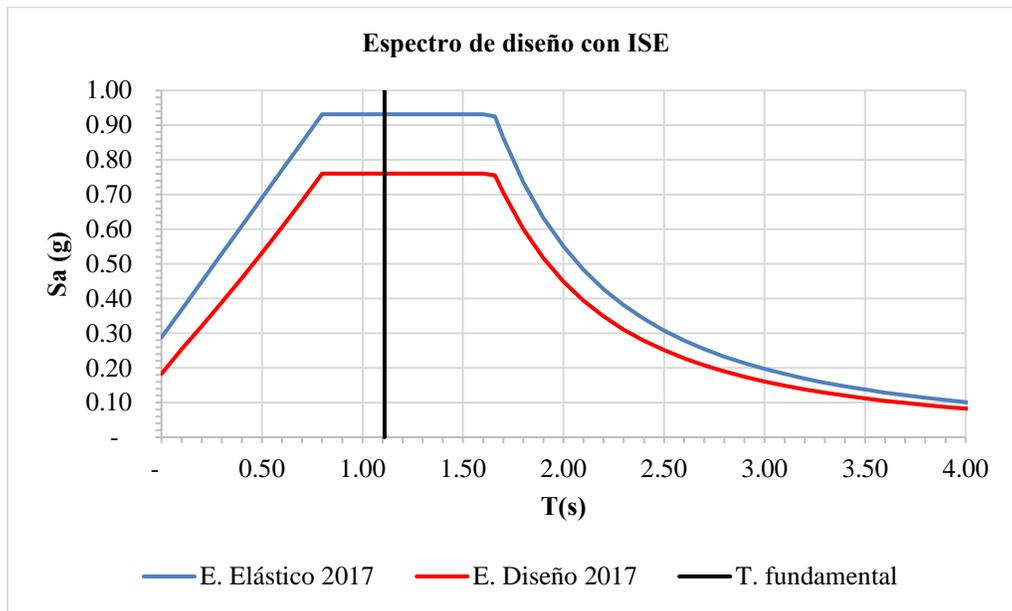


Figura 6.5 Espectro de diseño considerando interacción suelo-estructura, (NTC -Sismo 2017)

Las ordenadas espectrales disminuyeron en 0.01 g, esta variación resultó poco significativa ya que la fracción del amortiguamiento crítico resultante derivado de la interacción suelo-estructura fue del 5.5%. En la Figura 6.6 se puede observar gráficamente la variación del amortiguamiento de la estructura con base flexible en función de los parámetros del suelo y del periodo de la estructura con base rígida. El término $\frac{4H_e}{\beta_s T_e}$ resultó 0.73 con lo que $\tilde{\zeta}_e$ es igual 0.055.

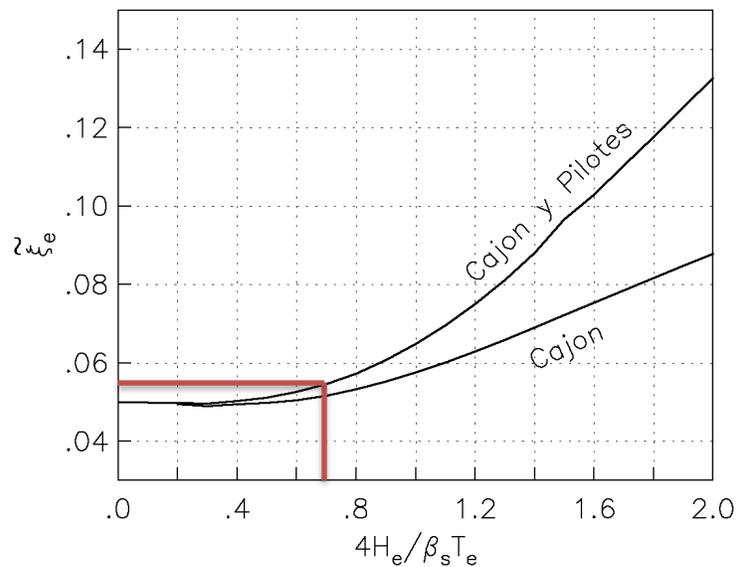


Figura 6.6 Variación del amortiguamiento de la estructura con base flexible según el tipo de cimentación, (NTC -Cimentaciones 2004)

6.3 Consideraciones para los modelos numéricos

Para la modelación de los análisis lineales y estáticos no lineales se usó el programa ETABS, 2017 y se siguieron las recomendaciones del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17.

Para el análisis lineal del edificio original se modeló la estructura tridimensionalmente como un sistema formado por columnas interconectadas a las losas planas aligeradas reticulares con los respectivos muros de mampostería de relleno; y para el edificio rehabilitado se incluyeron los muros de concretos añadidos y los muros de mampostería que fueron reforzados. Las columnas se modelaron como elementos tipo “*frame*” con las propiedades y secciones descritas en el Capítulo 6.1.2. Las losas planas se modelaron como un elemento tipo “*waffle*” que básicamente consiste en una malla de elementos finitos y en cada nivel, éstas se apoyaron sobre las columnas con el objetivo de poder reproducir el comportamiento de las losas planas. Se definió una zona rígida en la unión losa – columna con un factor de 0.5 el cual ha sido propuesto por varios autores para elementos de concreto; se consideraron las nervaduras de las losas principales y secundarias, las cuales fueron modeladas mediante elementos tipo “*frame*” con las propiedades y secciones descritas en el Capítulo 6.1.2. También se consideraron las zonas macizas alrededor de las columnas mediante elementos tipo “*drop*” para poder reproducir las zonas macizas. Las aberturas circulares para la iluminación y las aberturas rectangulares para las escaleras y elevadores fueron modelados en la losa como elementos tipo “*opening*”. A cada nivel se le asignaron las propiedades de un diafragma rígido. Los muros de mampostería se modelaron como elementos tipo “*frame*” con las secciones y propiedades de las diagonales equivalentes descritas en el Capítulo 6.1.2, éstas diagonales fueron liberadas a momento en los extremos, es decir, biarticuladas y se conectaron a la unión losa - columna. En el caso de la estructura rehabilitada, además de lo anterior, se incluyeron los muros de concreto y muros de mampostería reforzada en los niveles de planta baja (PB) hasta el nivel (N5) y fueron modelados como elementos tipo “*wall*” con las propiedades y secciones descritas en el Capítulo 6.2.2. A estos elementos se les asignó la propiedad “*pier*” para que trabaje como un solo elemento desde la PB hasta el nivel N5.

Como fuente de masa sísmica se consideró el peso propio, la sobrecarga y un porcentaje del 25% de las cargas vivas. Se incluyeron los patrones de carga y los casos de carga correspondientes, es decir, casos de cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Las cargas gravitacionales de diseño se aplicaron de manera distribuida en cada nivel de acuerdo con lo descrito en el Capítulo 6.1.3. Las cargas sísmicas se aplicaron a la estructura original mediante el registro acelerográfico descrito en el Capítulo 6.1.3 para realizar el análisis lineal en el tiempo, mientras que para la estructura rehabilitada se usó el espectro de diseño descrito en el Capítulo 6.2.4. Para realizar el análisis modal espectral en el que se usó una combinación modal *CQC* que toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre los modos más cercanos causados por el amortiguamiento y evita que dichos modos se superpongan y para la combinación direccional se usó *SRSS* que combina los resultados direccionales tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, con lo cual se consideran todas las direcciones.

En los edificios de concreto reforzado, la reducción de la rigidez de sus elementos estructurales, tales como vigas, columnas y muros, debido al agrietamiento del concreto, juega un papel importante en la respuesta no lineal carga-deformación bajo cargas de servicio. En el análisis sísmico modal de una estructura se pueden desarrollar imprecisiones en la obtención de las fuerzas sísmicas, dado que el cálculo de los periodos elásticos es erróneo si no se considera la rigidez agrietada de la sección de los diferentes elementos estructurales; aunque la respuesta esté dentro del intervalo lineal (Priestley, 2003). En este caso se usaron los factores de modificación de rigidez especificados en el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17. Para columnas de concreto establece un factor de 0.7 para la rigidez a flexión y un factor de 0.4 para la rigidez a cortante. En el caso de losas se usó un factor de 0.4 para la rigidez a cortante y 0.59 para la rigidez a flexión. Adicionalmente para los muros de concreto añadidos en la rehabilitación se usó un factor de 0.35 para la rigidez flexión y 0.4 para la rigidez a cortante.

En el modelo se consideró la interacción suelo–estructura y para tal efecto se asignaron los resortes traslacionales horizontales y vertical definidos en los Capítulos 6.1.4 y 6.2.4 ubicados en la base del cajón de cimentación, mientras que los resortes rotacionales se consideraron infinitos. El cajón de cimentación fue modelado mediante elementos tipo “*wall*” para los elementos verticales del cajón y mediante elementos tipo “*shell*” para los elementos horizontales del cajón. Estos elementos fueron modelados con las propiedades del concreto existente y con el armado correspondiente descrito en el Capítulo 6.1.2. Adicionalmente, se utilizaron los factores de agrietamiento de acuerdo con el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17, esto es, 0.35 para la rigidez flexión y 0.4 para la rigidez a cortante.

Una vez obtenida la respuesta elástica de la estructura, se procedió a realizar el análisis estático no lineal (*pushover*). En este procedimiento el modelo numérico de la estructura se somete a un aumento monótono de fuerzas para desplazarlo hasta que un desplazamiento objetivo sea excedido o hasta llegar al colapso del edificio. El modelo numérico desarrollado en ETABS, 2017 incorpora los efectos de la respuesta inelástica de los elementos mediante la asignación de articulaciones plásticas concentradas.

Para el análisis estático no lineal del edificio original se modeló la estructura tridimensionalmente como un sistema formado por columnas interconectadas a vigas-losa equivalentes y los muros de mampostería de relleno; y para el edificio rehabilitado se incluyeron los muros de concretos añadidos y los muros de mampostería que fueron reforzados. Todos los elementos estructurales se modelaron de la misma forma que para el análisis lineal, a excepción de las losas planas que se modelaron como una viga de ancho equivalente mediante un elemento tipo “*frame*” y en cada nivel, éstas se unieron a las columnas con el objetivo de poder reproducir el comportamiento de la conexión de las losas planas de tal forma que la intersección de las vigas equivalentes con la columna forme una zona rígida de tipo torsional. (Hwang y Moehle, 2000) propusieron que para relaciones de aspecto de columnas de c_2 / c_1 de 0.5 a 2 y una relación de aspecto de losa l_2 / l_1 mayor a 2/3, se

puede modelar la conexión mediante la intersección de vigas equivalentes de ancho efectivo por medio de la Ecuación 6.10. Para los marcos exteriores, el ancho equivalente debe ser la mitad de lo que resulte en la Ecuación 6.10

$$b = 2c + \frac{l}{3} \quad 6.10$$

Donde:

c = dimensión de la columna en la dirección considerada

l = claro de la losa en la dirección considerada.

En la Tabla 6.7 se muestran los resultados obtenidos de las vigas de ancho equivalente para cada claro del edificio.

Tabla 6.7 Vigas de ancho equivalente

l (m)	c (m)	b (m)	$b/2$ (m)
5.00	0.60	2.87	1.43
4.10	0.60	2.57	1.28
5.40	0.60	3.00	1.50

De igual forma se definió una zona rígida en la unión viga/losa – columna con un factor de 0.5 el cual ha sido propuesto por varios autores para elementos de concreto. A cada nivel se le asignó las propiedades de un diafragma rígido.

En los análisis no lineales también se consideraron los factores de agrietamiento en los elementos estructurales de igual forma que en los análisis lineales, pero con la diferencia que para los elementos viga/losa equivalente se usaron los factores de modificación de rigidez para los elementos propuestos por (Hwang y Moehle, 2000) que consiste en un factor β que considera el agrietamiento y reduce la rigidez de este tipo de elementos que resultó de 0.59 para la rigidez a flexión (Ecuación 6.11).

$$\beta = \frac{4c}{l} > \frac{1}{3} \quad 6.11$$

Para la representación de los parámetros no lineales de los materiales de la estructura, se estableció para el concreto el modelo de histéresis de Takeda, y para la definición de la curva de esfuerzo-deformación del concreto se usó el modelo de (Mander et al., 1988). Para el caso del acero de refuerzo se usó el modelo de histéresis de Kinematic y para la definición de la curva de esfuerzo-deformación se usó el modelo de (Park, 1982) el cual contempla una forma trilineal del diagrama esfuerzo-deformación del acero, incluyendo así el efecto de endurecimiento por deformación.

En cuanto a los casos de carga para los análisis no lineales se generaron tres casos de carga. El primero es el caso de carga gravitacional estático no lineal que contiene las cargas gravitacionales muerta, sobre carga y viva máxima; y el segundo y el tercero corresponden a los casos de carga laterales no lineales para las dirección longitudinal y transversal respectivamente. Estos casos de carga contienen la inclusión de los efectos P-Delta para considerar la no linealidad geométrica que afectó poco en la respuesta de la estructura debido a que la relación entre la rigidez lateral del edificio entre el peso del edificio dividido para la altura es mayor en cuyo caso los efectos de segundo orden son insignificantes. El patrón de cargas se generó en función de las aceleraciones impuestas e internamente se distribuyó la fuerza equivalente para cada diafragma en función de la configuración del cortante en la estructura de la primera forma modal.

Adicionalmente, para el análisis estático no lineal se asignaron articulaciones plásticas concentradas a las columnas, a las viga/losa equivalentes, a las diagonales equivalentes, a los muros de concreto y a los muros de mampostería reforzada con el comportamiento apropiado carga-deformación o momento-rotación para la sección y material particular. El Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras de Concreto Existentes ACI 369.1M-17 propone suponer la ubicación de las articulaciones en los extremos del elemento a una determinada longitud adyacente a los nodos que equivale a una zona de daño en la cual se concentra toda la deformación inelástica. Para propósitos del modelo analítico, en el caso de las columnas y las viga/losa equivalentes muchos autores proponen ubicar las rótulas al 5% y 95% de la longitud del elemento teniendo en cuenta las zonas rígidas que se forman en sus intersecciones de la unión columna -losa ya que en esta zona es donde fallan con mayor incidencia los elementos. En el caso de las diagonales equivalentes (Al-Chaar, 2002) propone suponer la ubicación de la articulación al 50% de la longitud del elemento y para el caso de los muros de concreto y los muros de mampostería reforzada se ubicaron en la base y al 50% de la altura de los muros. En la Figura 6.7 se muestran el mínimo número y tipo de articulaciones plásticas necesarias para la modelación, donde el triángulo corresponde a una articulación plástica de comportamiento a flexión y axial, la elipse corresponde a una articulación plástica de comportamiento a flexión y el rombo corresponde a una articulación plástica de comportamiento axial.

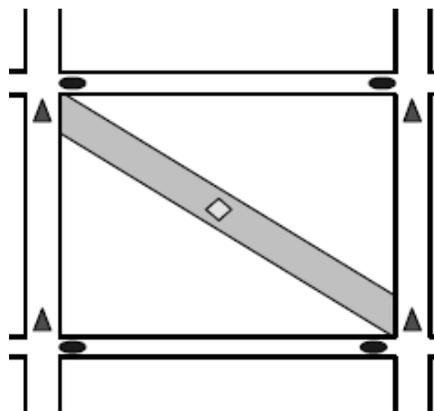


Figura 6.7 Localización de articulaciones plásticas, (Al-Chaar, 2002)

Las propiedades de las articulaciones se calcularon usando los parámetros establecidos en el Capítulo 10 del estándar ASCE/SEI 41-17 para elementos de concreto reforzado y en el Capítulo 11 del estándar ASCE/SEI 41-17 para elementos de mampostería. De acuerdo con el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17, las acciones se clasifican como acciones controladas por deformación o acciones controladas por la fuerza. Las acciones controladas por deformación se definen a lo largo de los capítulos del Estándar mediante la designación de criterios de aceptación lineal y no lineal. La curva tipo de la Figura 6.8 es representativa del comportamiento dúctil donde hay un intervalo elástico (punto 0 a 1 en la curva) y un intervalo plástico (punto 1 a 3). El intervalo plástico puede tener una pendiente postelástica positiva, nula o negativa (punto 1 a 3) seguida por una pérdida sustancial de la capacidad de resistencia a la fuerza sísmica en el punto 3. La pérdida de la capacidad de resistencia a la carga de la gravedad tiene lugar en la deformación asociada con el punto 4.

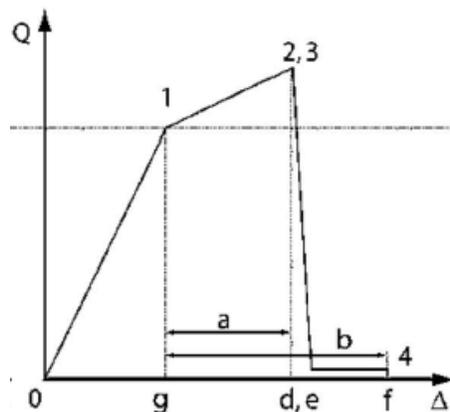


Figura 6.8 Curva tipo de componentes controlados por deformación, (ASCE/SEI 41-17)

Para los modelos numéricos se definieron los respectivos diagramas simplificados de los componentes estructurales controlados por deformación conforme a lo indicado en las tablas del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17. En el caso de las diagonales equivalentes se definieron diagramas de comportamiento a cortante. En el caso de las columnas se definieron diagramas de comportamiento a cortante y a flexocompresión. Para las vigas/losa equivalentes se definieron diagramas de comportamiento a flexión y para los muros se definieron diagramas de comportamiento a flexocompresión y a cortante ya que son muros que tienen relaciones de aspectos mayores a 1.5. En las Figuras 6.9 a 6.12 se muestran los diagramas tipo para los distintos componentes estructurales. En el Anexo C se muestra un ejemplo de cómo se calculó la curva carga-desplazamiento para el comportamiento a cortante de los muros de relleno modelados mediante diagonales equivalentes.

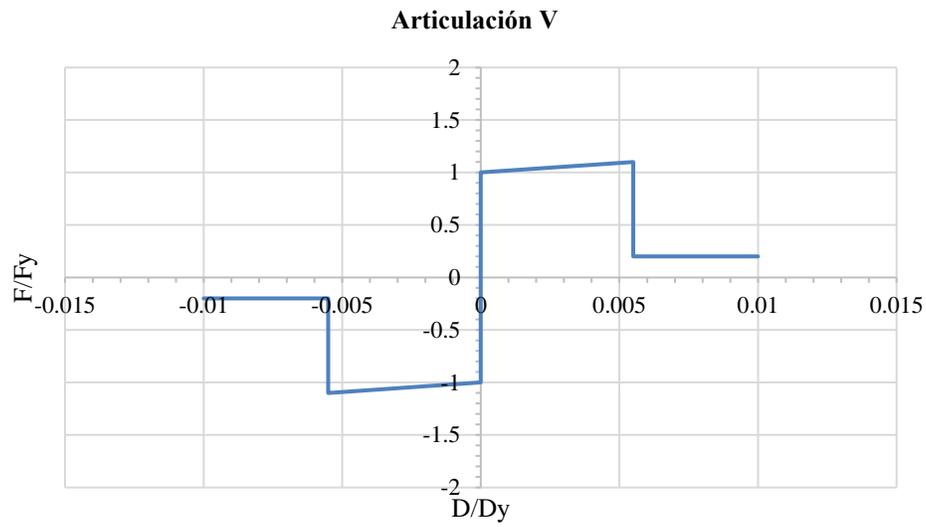


Figura 6.9 Diagrama tipo de comportamiento a cortante en diagonales equivalentes

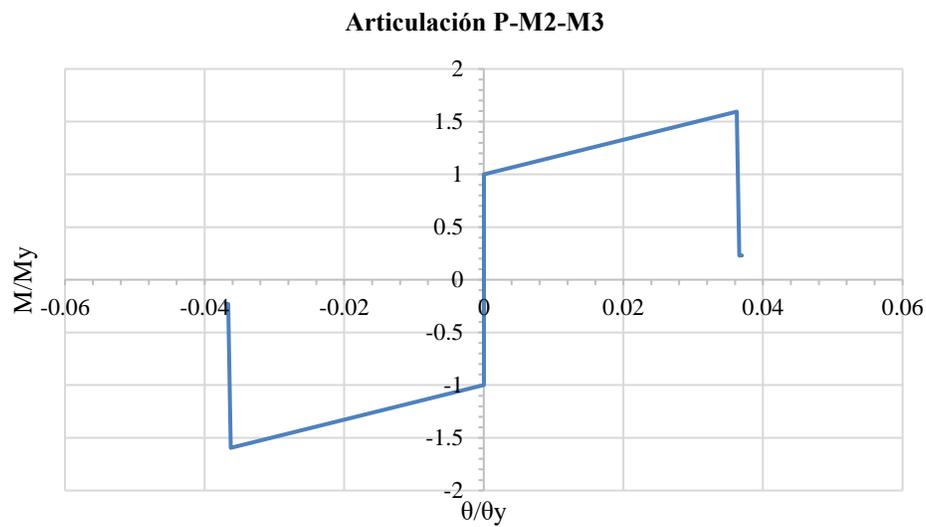


Figura 6.10 Diagrama tipo de comportamiento a flexocompresión en las dos direcciones para columnas

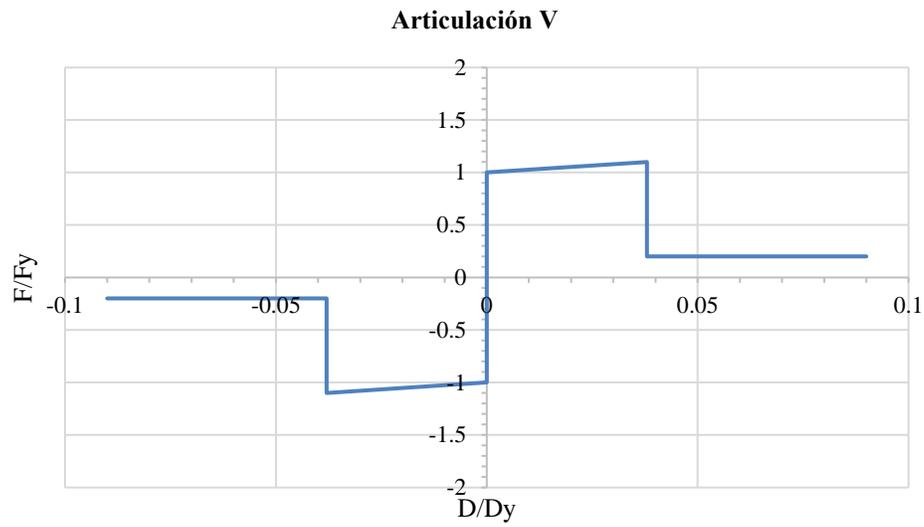


Figura 6.11 Diagrama tipo de comportamiento a cortante para columnas

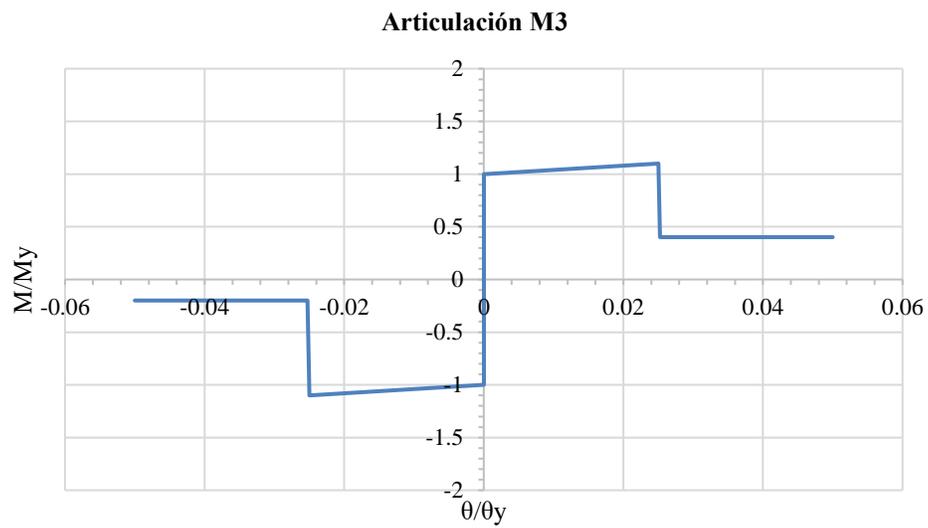


Figura 6.12 Diagrama tipo de comportamiento a flexión para vigas de ancho equivalente

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se exponen los resultados que se obtuvieron de los modelos realizados. Como se mencionó en el Capítulo 6, en el caso de la estructura original, se realizó un análisis lineal en el tiempo y un análisis estático no lineal, y en el caso de la estructura rehabilitada se realizó un análisis modal espectral y el análisis estático no lineal.

7.1 Proyecto original

7.1.1 Análisis lineal en el tiempo

En la Tabla 7.1 se muestran los periodos fundamentales de la estructura sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura, así como la contribución de la participación de la masa en cada modo para los modos de vibrar de la estructura con interacción suelo-estructura. Para establecer un control del modelo se calculó un periodo teórico de la estructura sin interacción suelo-estructura se usó la Ecuación 7.1 especificada en el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 debido a que la estructura no fue instrumentada y no se cuenta con mediciones reales de sus propiedades dinámicas.

$$T = Ct h_n^\alpha \quad 7.1$$

Donde:

$Ct = 0.018$ y $\alpha = 0.9$ para estructuras de concreto reforzado

h_n = altura del edificio en pies

Con esta información se obtuvo un periodo teórico, sin efectos de interacción suelo-estructura, de 0.79 s, el cual es cercano al valor calculado en el modelo igual a 0.71 s. Así también en el Capítulo 6.1.4 se calculó un periodo teórico con efectos de interacción suelo-estructura que resultó de 0.98 s. Del análisis se obtuvo que el periodo del primer modo de vibrar fue de 1.12 s de tipo traslacional en dirección longitudinal (paralelo a la calle), el del segundo modo fue de 1.09 s de tipo traslacional en dirección transversal (perpendicular a la calle) y el tercer modo fue de 0.90 s de tipo torsional.

Tabla 7.1 Periodos y masas participativas

Modo	Periodo SISE (s)	Periodo CISE (s)	U _x	U _y	R _z	Sum U _x	Sum U _y	Sum R _z
1	0.71	1.12	0.94	0.00	0.00	0.94	0.00	0.00
2	0.60	1.09	0.00	0.95	0.00	0.94	0.95	0.00
3	0.52	0.90	0.00	0.00	0.97	0.94	0.95	0.97
4	0.23	0.34	0.06	0.00	0.00	0.99	0.95	0.97
5	0.20	0.32	0.00	0.05	0.00	0.99	1.00	0.97
6	0.17	0.26	0.00	0.00	0.03	0.99	1.00	1.00
7	0.13	0.17	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
8	0.11	0.15	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
9	0.10	0.14	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
10	0.09	0.12	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
11	0.08	0.11	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
12	0.07	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

En el modelo se definieron tres grados de libertad por nivel, lo que dio un total de 27 modos de vibrar, sin embargo, se pudo observar que a partir del modo 4 se alcanza más del 90% de la participación de la masa (Tabla 7.1).

En la Tabla 7.2 se muestran los centros de masa (CM), los centros de cortante (CCM) y los centros de rigidez (CR) del edificio para las direcciones longitudinal y transversal. Como se puede observar, existe una excentricidad entre los centros de masa y los centros de rigidez principalmente en la dirección transversal alcanzando los 100 cm como valor máximo. Sin embargo, esta excentricidad no excedió el diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad ya que de este modo se considera la torsión accidental, es decir, los límites fueron 240 cm en la dirección longitudinal y 200 cm en la dirección transversal. En caso contrario, esta situación generaría efectos de torsión y a su vez incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos estructurales de manera proporcional a la distancia respecto al centro de rigidez en el que se encuentren.

Tabla 7.2 Centros de masa (CM), de cortante (CCM) y de rigidez (CR)

Diafragma	XCM (m)	YCM (m)	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Δ X (m)	Δ Y (m)
D9	11.8	10.2	11.8	10.2	12.0	10.0	0.2	0.2
D8	12.0	10.4	12.0	10.4	12.0	10.1	0.0	0.3
D7	12.0	10.4	12.0	10.4	12.0	10.2	0.0	0.2
D6	12.0	10.4	12.0	10.4	12.0	10.4	0.0	0.1
D5	12.0	10.4	12.0	10.4	12.0	10.5	0.0	0.0
D4	12.0	10.4	12.0	10.4	12.0	10.5	0.0	0.1
D3	12.0	10.4	12.0	10.4	12.0	10.6	0.0	0.2
D2	12.1	10.1	12.1	10.1	12.0	10.7	0.1	0.6
D1	12.4	9.4	12.4	9.4	12.0	10.4	0.4	1.0

En las Figuras 7.1 y 7.2 se muestra la gráfica del espectro de respuesta en direcciones [EO] y [NS] respectivamente, calculados en el programa SEISMOSIGNAL 4.3.0 para un 5% del amortiguamiento crítico derivado del registro sísmico definido en el Capítulo 6.1.3 y el periodo fundamental de la estructura considerando la interacción suelo-estructura calculado en la Tabla 7.1. La aceleración a la que estuvo demandada la edificación en el sentido longitudinal fue de 0.28 g, mientras que en el sentido transversal fue de 0.49 g. Para establecer una comparación, se superpuso el espectro de diseño corregido por los efectos de interacción suelo-estructura de acuerdo con lo que indican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 que fue detallado en el Capítulo 6.2.4. En este caso la aceleración probable demandada sería de 0.76 g. La variación del periodo fundamental considerando los efectos de interacción suelo-estructura indujo a cambios sustanciales en la demanda.

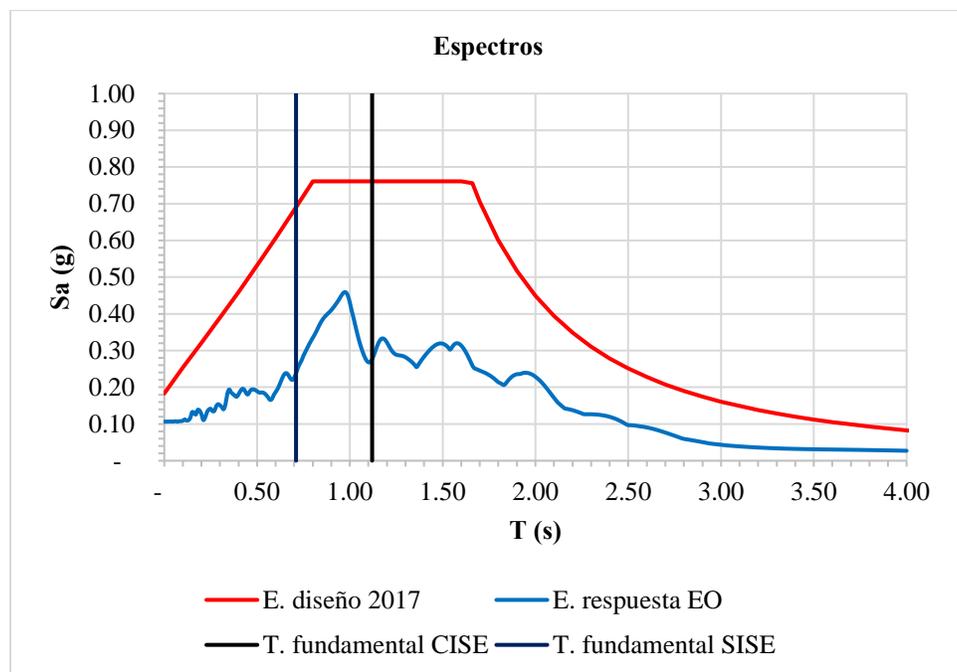


Figura 7.1 Espectros de respuesta de aceleración [EO] - paralelo a la calle - y espectro de diseño con ISE comparado con el periodo fundamental

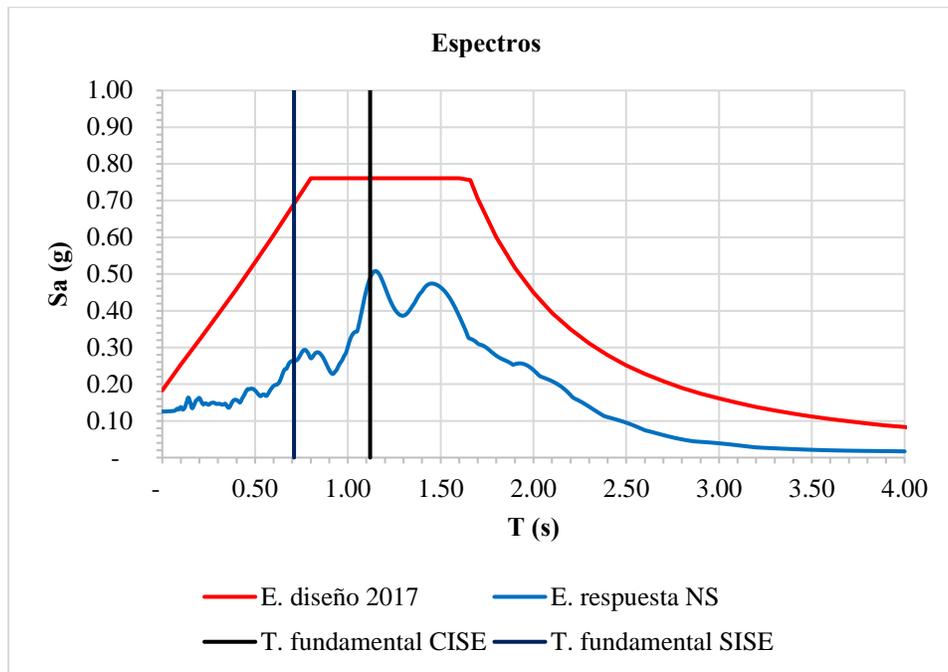


Figura 7.2 Espectros de respuesta de aceleración [NS] – perpendicular a la calle - y espectro de diseño con ISE comparado con el periodo fundamental

En las Figuras 7.3 y 7.4 se muestran los desplazamientos máximos por nivel en las direcciones longitudinal (Dx) y transversal (Dy) y se graficó el desplazamiento máximo para condiciones de revisiones por colapso y servicio permitido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC) y el desplazamiento máximo para condiciones de revisiones por colapso permitido por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE). Para la revisión del estado límite de colapso, se multiplicaron los desplazamientos del análisis estructural por QR, donde $Q=1.0$ y $R=1.75$. En la dirección longitudinal se obtuvo 179 mm y en el sentido transversal se obtuvo 278 mm. El máximo desplazamiento permitido para este edificio según las NTC es de 103 mm ya que la distorsión máxima para condiciones de colapso permitida por la Norma es de 0.005 y fue multiplicada por la altura del edificio que es 20.60 m. El desplazamiento máximo permitido para esta edificación según el ASCE/SEI es 309 mm, ya que la distorsión máxima para condiciones de colapso permitida por el Estándar es de 0.015 y fue multiplicada por la altura del edificio que es 20.60 m.

En el caso de la revisión por estado límite de servicio, se multiplicaron los desplazamientos del análisis por $Q'RK_s$, donde $Q'=0.7$, $R=1.75$ y $K_s=0.18$. Los desplazamientos resultaron de 22 y 34 mm en sentido longitudinal y transversal respectivamente. El desplazamiento máximo permitido para esta edificación según las NTC es de 41.2 mm ya que el desplazamiento máximo para condiciones de servicio permitido por la norma es de 0.002 multiplicado por la altura del edificio que es 20.60 m. Para condiciones de servicio el ASCE/SEI no tiene valores de estado límite para la estructura global, sino que para componentes estructurales.

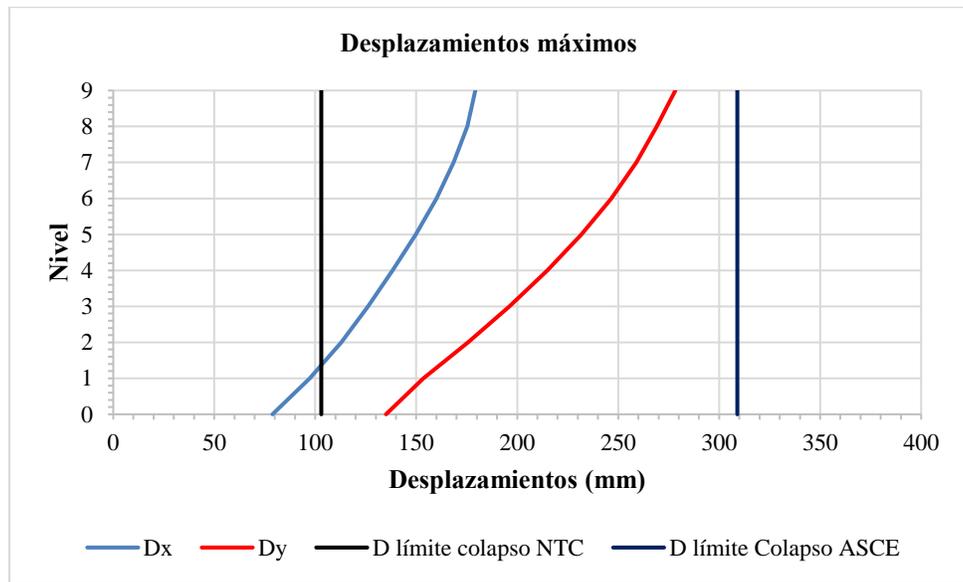


Figura 7.3 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)

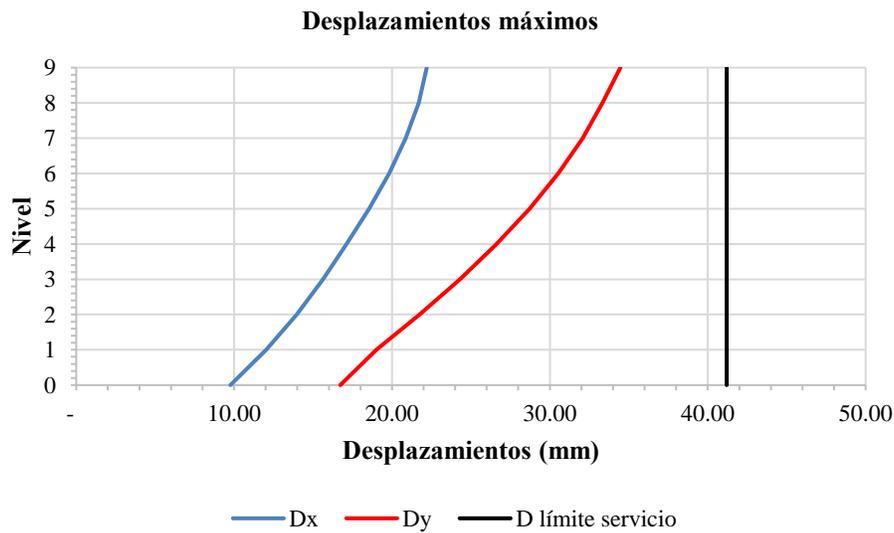


Figura 7.4 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017)

Adicionalmente se revisaron las distorsiones de entrepiso máximas para la dirección longitudinal (Dx) y transversal (Dy). En ambos casos se compararon estos resultados con los límites establecidos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC) y la distorsión máxima para condiciones de revisiones por colapso permitido por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE). En la revisión del estado límite de colapso, se multiplicaron las distorsiones del análisis estructural por QR, donde Q=1.0 y R=1.75 y se compararon con la distorsión que indica las NTC que es 0.005 para estructuras cuyo sistema está conformado por columnas interconectadas a losas planas y lo que indica el ASCE que es 0.015. En la revisión del estado límite de servicio, se multiplicaron las distorsiones del análisis estructural por Q'RK_s, donde Q'=0.7, R=1.75 y K_s=0.18 y se compararon con la distorsión que indica el reglamento que es 0.002 para estructuras en las que los elementos no estructurales están ligados a la estructura y no son capaces de soportar deformaciones apreciables. Para condiciones de servicio el ASCE/SEI no tiene valores de estado límite para la estructura global, sino que para componentes estructurales. En las Figuras 7.5 y 7.6 se muestran las gráficas obtenidas.

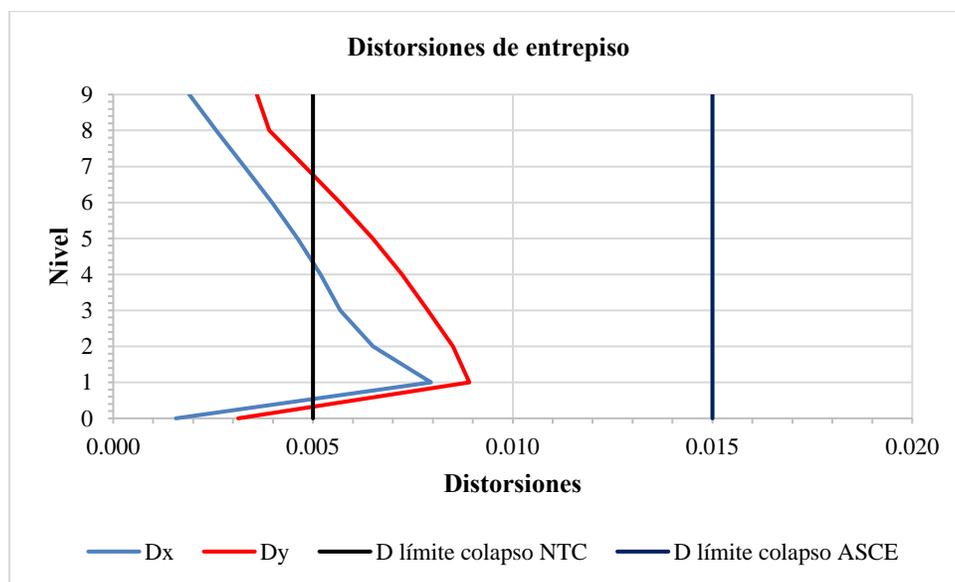


Figura 7.5 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)

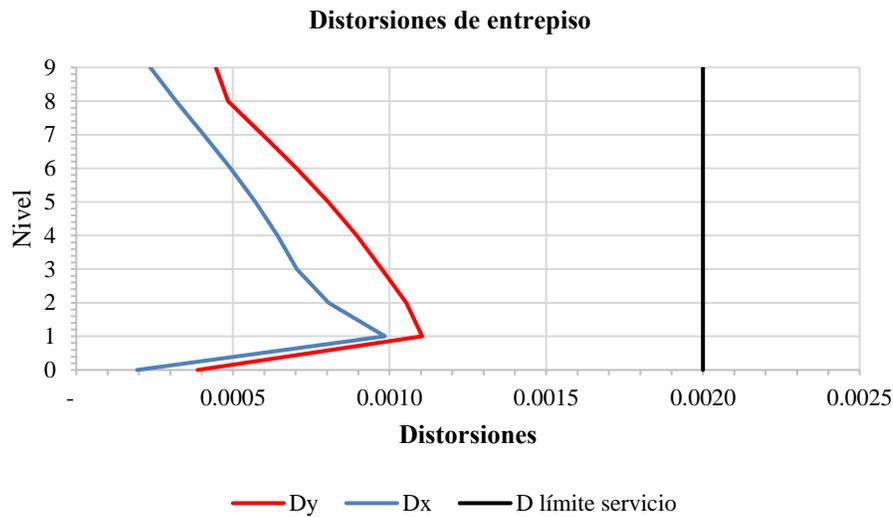


Figura 7.6 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017)

De acuerdo con (Sozen, 2003) se puede estimar la demanda de distorsión en términos del PGV y del periodo de la estructura por medio de la Ecuación 7.2

$$S_{dv} = \frac{PGV T_i}{\sqrt{2}} \quad 7.2$$

Donde:

S_{dv} = demanda de desplazamiento

PGV = máxima velocidad del terreno

T_i = periodo de la estructura.

Para calcular la demanda de velocidad se generó el espectro de respuesta de velocidades con base a los registros de aceleración y se obtuvo la velocidad asociada al periodo de la estructura en unidades del sistema inglés (Figuras 7.7 y 7.8). En el sentido [N-S] se obtuvo 8.30 in/s y en el sentido [E-O] se obtuvo 9.15 in/s. Realizada la operación de la Ecuación 7.2 se obtuvieron: $S_{dv}=6.57$ in en el sentido [N-S] y $S_{dv}=7.25$ in. La demanda de distorsión se obtuvo dividiendo la demanda de desplazamiento para la altura del edificio que es 811.02 in, con lo que $D_{dv} = 0.008$ en el sentido [N-S] y $D_{dv} = 0.009$ en el sentido [E-O]. Las demandas de distorsión calculadas mediante la Ecuación 7.2 resultaron iguales a las distorsiones máximas calculadas mediante el análisis estructural de la edificación analizada ya que Dx resultó 0.008 y Dy resultó 0.009.

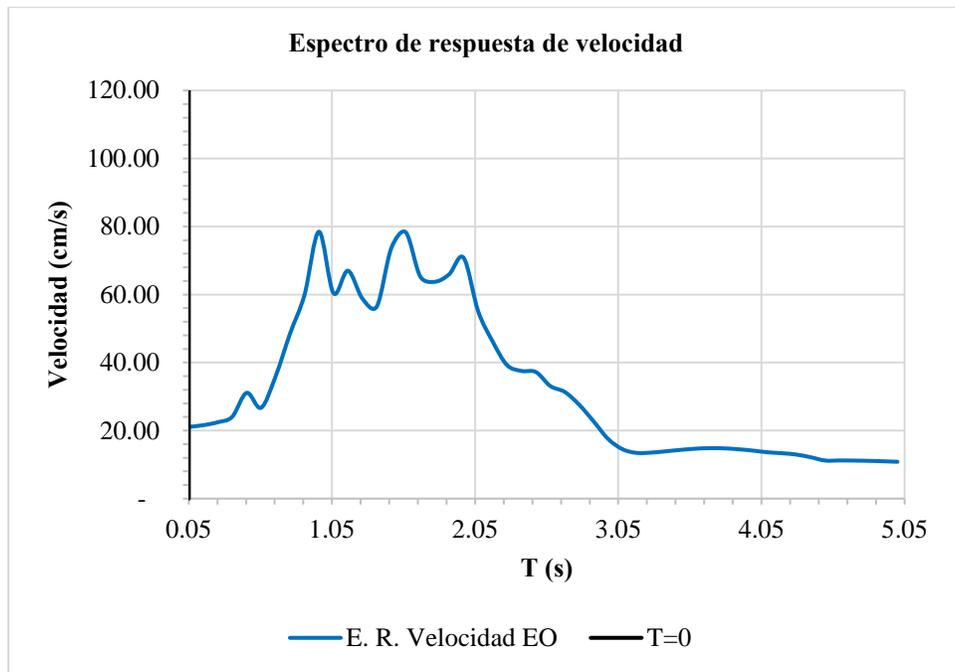


Figura 7.7 Espectros de respuesta de velocidades [EO] comparado con el periodo fundamental

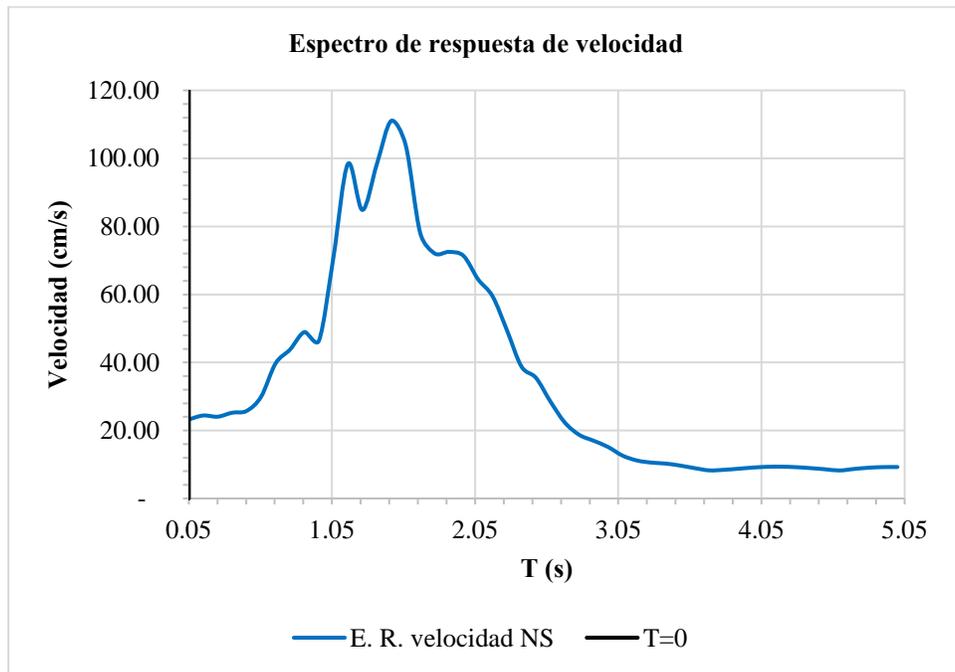


Figura 7.8 Espectros de respuesta de velocidades [NS] comparado con el periodo fundamental

En la Figura 7.9 se observan los cortantes de entrepiso demandada en la dirección longitudinal (V_x), en el sentido positivo el cortante en la base resultó de 1,330 t (13,300 kN) y en el sentido negativo 1,148 t (11,480 kN).

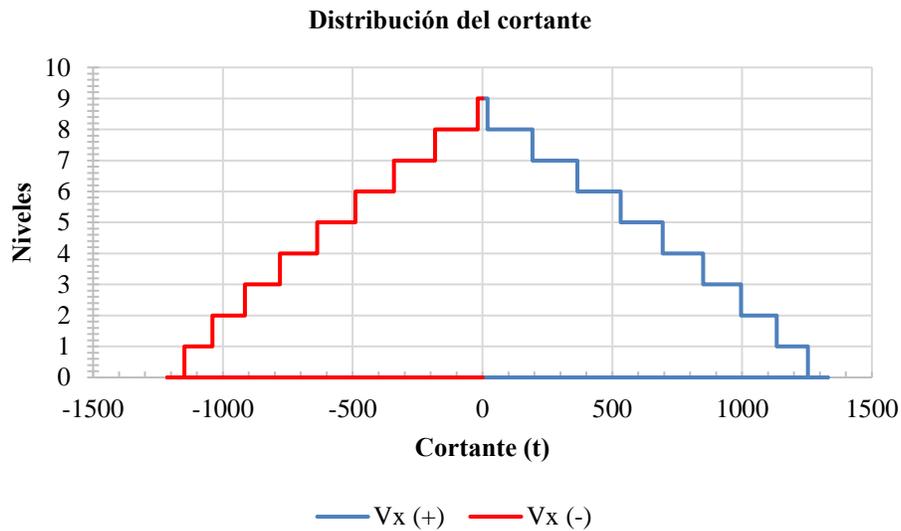


Figura 7.9 Cortantes de entrepiso en dirección longitudinal, (ETABS, 2017)

En la Figura 7.10 se observan los cortantes de entrepiso demandada en la dirección transversal (V_y), en el sentido positivo el cortante en la base resultó de 2,060 t (20,600 kN) y en el sentido negativo 2,007 t (20,070 kN).

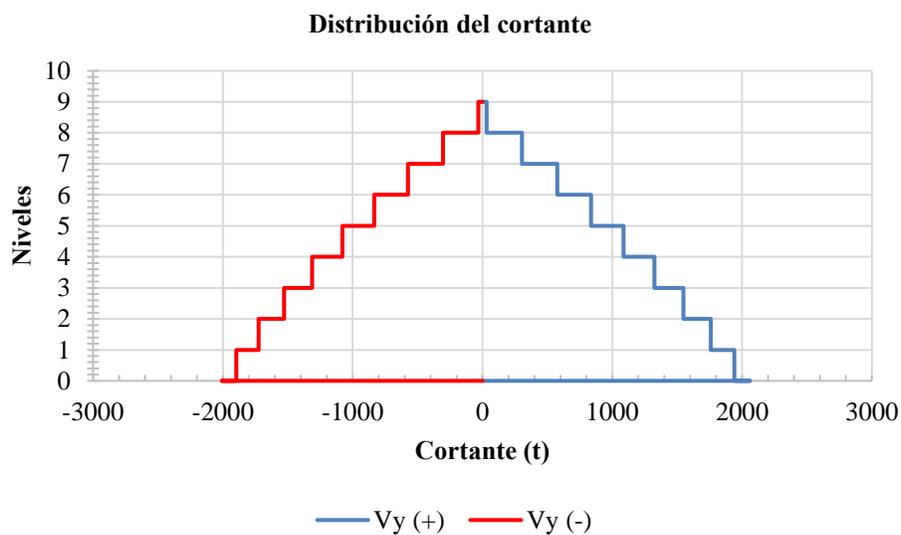


Figura 7.10 Cortantes de entrepiso en dirección transversal, (ETABS, 2017)

Con los resultados obtenidos podemos ver que el estado límite que controla es el de colapso. Cuando se realizó la revisión de desplazamientos y distorsiones con el límite establecido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC), la estructura no tiene la capacidad de restringir los desplazamientos y supera el límite. Estos límites se incluyeron principalmente para evitar las construcciones de edificios con losas planas. En la revisión de desplazamientos y distorsiones con el límite establecido por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE) la estructura cumple con el requerimiento, pero este límite es para marcos de concreto reforzado en general, posiblemente no esté incluido el comportamiento de sistemas estructurales de losas planas.

7.1.2 Análisis estático no lineal

Para la evaluación del desplazamiento hasta el cual llegará la estructura con el sismo de diseño, se pueden emplear varios métodos entre los que se destacan los siguientes: (1) el método del espectro de capacidad, el cual reduce el espectro elástico debido al amortiguamiento histerético (daño) proporcionado por la estructura y lo intercepta con la curva de capacidad en el sistema coordinado espectral para encontrar el punto de comportamiento, y (2) el método de los coeficientes de desplazamiento, el cual modifica el desplazamiento elástico con coeficientes para calcular el desplazamiento objetivo. El punto de desempeño nos da una idea de la respuesta global de la estructura cuando son comparadas con los límites establecidos para cumplir los objetivos de comportamiento del edificio. En esta tesis se empleó el método del espectro de capacidad.

En cuanto a la demanda sísmica, el espectro de respuesta de aceleraciones se construyó para el amortiguamiento intrínseco supuesto de la edificación (5%). Adicionalmente debido a que los espectros corresponden a la respuesta de un sistema de un grado de libertad, se transformó el espectro de aceleraciones (T-Sa), al formato (Sd-Sa) mediante la Ecuación 7.3

$$S_d = \frac{S_a g T^2}{4\pi^2} \quad 7.3$$

Donde:

S_a = pseudo aceleración del espectro de respuesta de aceleraciones

g = aceleración de la gravedad

T = valores de periodo.

De este modo, se construyó una familia de espectros reducidos por distintos valores de amortiguamientos histeréticos equivalentes para las direcciones longitudinal [EO] y transversal [NS], mediante el programa SEISMOSIGNAL 4.3.0 (Figuras 7.11 y 7.12).

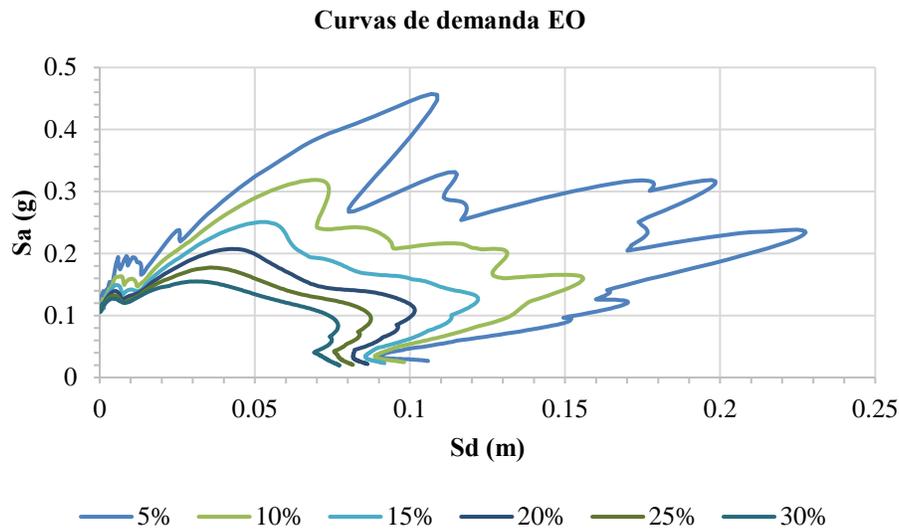


Figura 7.11 Curvas de demanda para distintos valores de amortiguamiento en la dirección [EO],
(SEISMOSIGNAL 4.3.0)

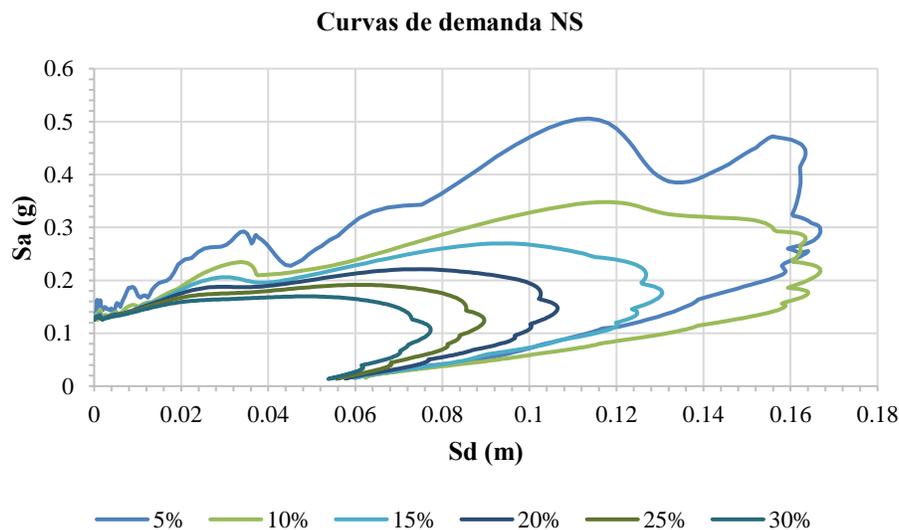


Figura 7.12 Curvas de demanda para distintos valores de amortiguamiento en la dirección [NS],
(SEISMOSIGNAL 4.3.0)

Una vez que se realizó el análisis estructural, se pudo obtener de ETABS, 2017 la curva *pushover* de la estructura que representa los desplazamientos laterales como una función de la fuerza aplicada a la estructura para los sentidos longitudinal y transversal (Figuras 7.14 y 7.15). Adicionalmente, se obtuvo una equivalencia bilineal de la curva *pushover*, que se extrajo del programa ETABS, 2017 de acuerdo con los procedimientos del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 (Figura 7.13)

que se basa en un procedimiento gráfico donde el primer segmento de recta de la curva idealizada de fuerza-desplazamiento comienza en el origen y tiene una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva, K_e . La rigidez lateral efectiva, K_e , se toma como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante igual al 60% de la resistencia elástica efectiva de la estructura. La resistencia de elasticidad efectiva, V_y , no debe ser mayor que la fuerza máxima de corte de la base en ningún punto a lo largo de la curva de fuerza-desplazamiento. El segundo segmento de recta representa la pendiente posterior a la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por un punto (V_d, Δ_d) y un punto en la intersección con el primer segmento de línea de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas. (V_d, Δ_d) es un punto en la curva de fuerza-desplazamiento real del desplazamiento objetivo calculado, o del desplazamiento correspondiente al máximo cortante en la base, lo que sea menor. El tercer segmento de línea representa la pendiente negativa posterior a la fluencia ($\alpha_2 K_e$), determinada por el punto al final de la pendiente positiva posterior a la fluencia (V_d, Δ_d) y el punto en el que el cortante en la base se degrada al 60% de la pendiente efectiva.

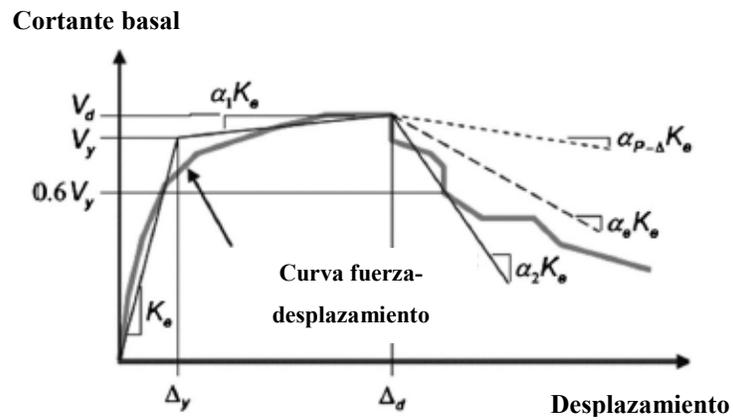


Figura 7.13 Curva idealizada Fuerza-Deformación, (ASCE/SEI 41-17)

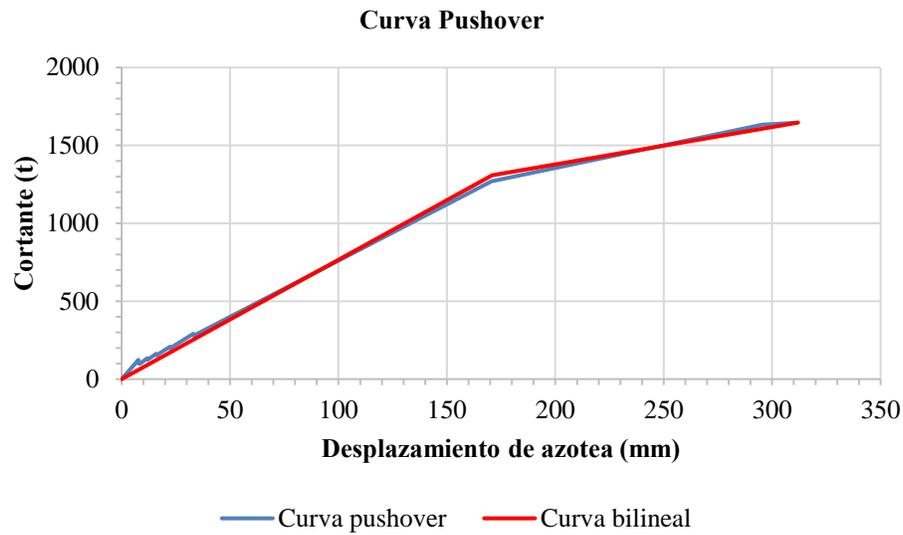


Figura 7.14 Curva pushover sentido longitudinal, (ETABS, 2017)

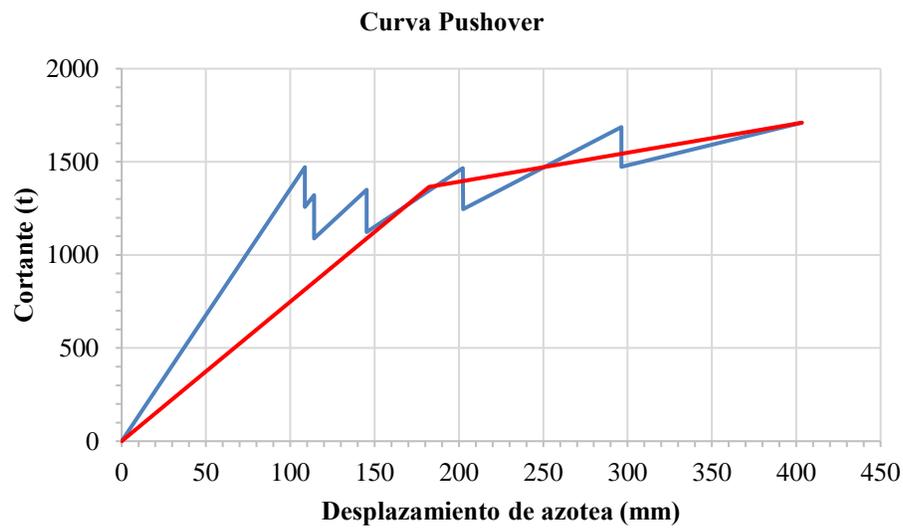


Figura 7.15 Curva pushover sentido transversal, (ETABS, 2017)

De las Figuras 7.14 y 7.15 podemos determinar el cortante y el desplazamiento hasta donde la estructura se encontró en el intervalo elástico. En la dirección longitudinal, la estructura permaneció en el intervalo elástico hasta un $V_y = 1,307.4$ t y un $d_y = 170.84$ mm, mientras que en la dirección transversal la estructura permaneció en el intervalo elástico hasta un $V_y = 1,365.11$ t y un $d_y = 182.2$ mm.

Con esta información podemos calcular la ductilidad de la estructura mediante la Ecuación 7.4

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad 7.4$$

Con lo que la ductilidad de la estructura en el sentido longitudinal es de 1.83, mientras que para el sentido transversal es de 2.21.

La curva *pushover* en el sentido transversal presenta irregularidades que de acuerdo con Kang et al (2006) representa la degradación de la rigidez en el sistema por fallas en la conexión losa columna por punzonamiento, solo en los marcos perpendiculares a la calle se incurrió en una plastificación de la conexión losa columna y se originaron articulaciones plásticas en el nivel de prevención al colapso.

La curva *pushover* se convirtió a curva de capacidad mediante las Ecuaciones 7.5 y 7.6 y se realizó una bilinealización equivalente de la curva de capacidad, que se extrajo del programa ETABS, 2017 de acuerdo con los procedimientos del documento “Mejoramiento de los procedimientos del análisis sísmico no lineal estático” del FEMA 440 cuyos principios son similares a los del ASCE/SEI 41-17 (Figuras 7.16 y 7.17).

$$S_d = \frac{U}{\Gamma_1 \phi_1} \quad 7.5$$

$$S_a = \frac{V}{M^1} \quad 7.6$$

Donde:

U = valores de desplazamientos máximos de techo de la curva *pushover*

$\Gamma_1 \phi_1$ = factor de participación modal

M^1 = masa modal.

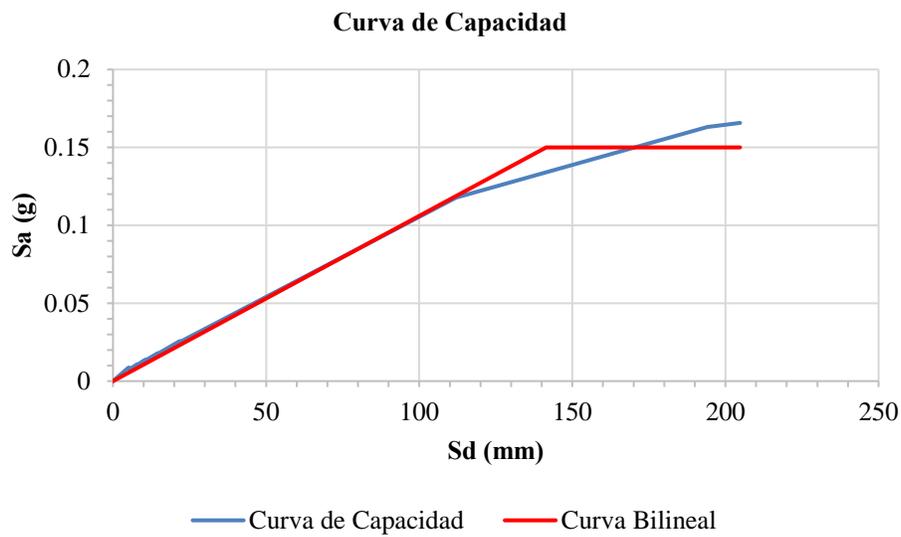


Figura 7.16 Curva de capacidad sentido longitudinal, (ETABS, 2017)

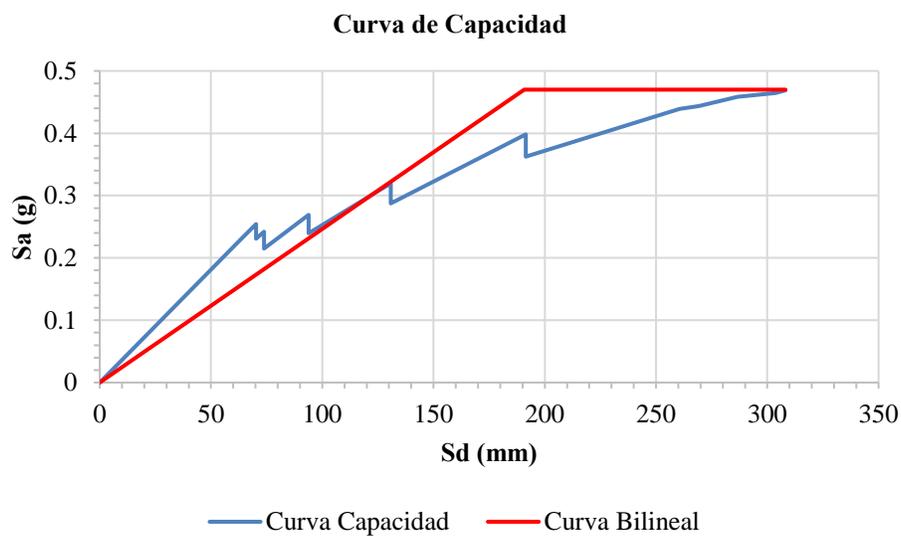


Figura 7.17 Curva de capacidad sentido transversal, (ETABS, 2017)

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado, para una determinada demanda sísmica. El primer paso para obtenerlo es superponer la curva de capacidad bilineal y la curva de demanda del espectro elástico de respuesta (5 % de amortiguamiento). Si existe intersección se puede tomar como punto de desempeño es definitivo. En caso contrario, se deben superponer las curvas de demandas reducidas y buscar la intersección a partir del desplazamiento equivalente asociado al amortiguamiento de la curva de demanda (Figuras 7.18 y 7.19).

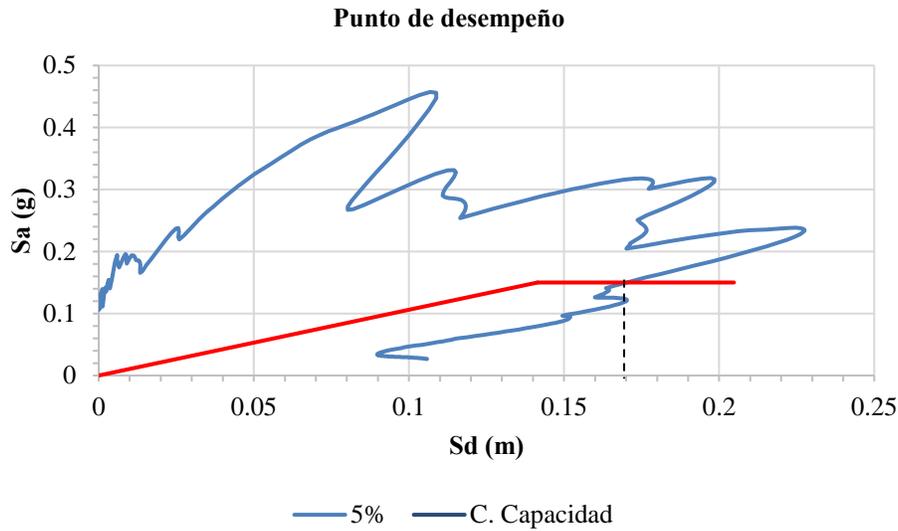


Figura 7.18 Punto de desempeño sentido longitudinal, (ETABS, 2017)

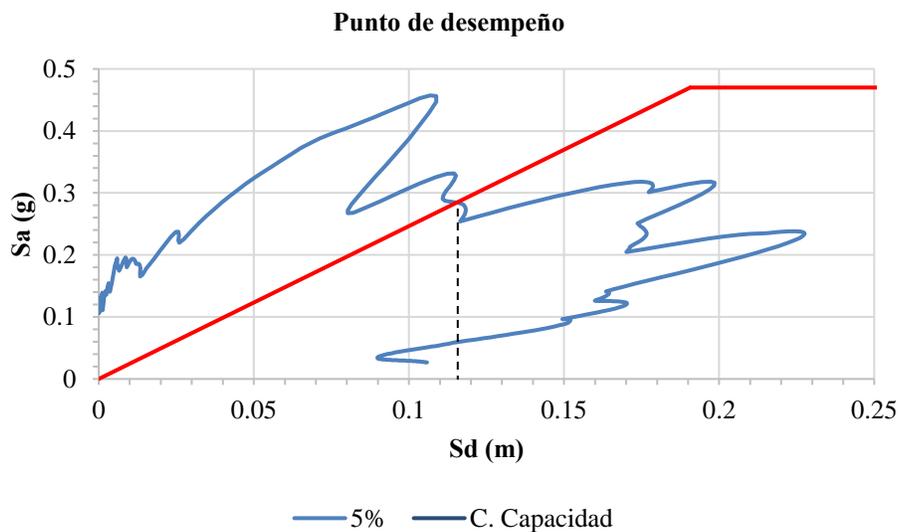


Figura 7.19 Punto de desempeño sentido transversal, (ETABS, 2017)

En el sentido longitudinal se obtuvo una intersección con la curva de demanda dando como resultado 170 mm que se asocia a un cortante de 1,269.98 t. y en el sentido transversal se obtuvo una intersección con la curva elástica de demanda en 116 mm que se asocia a un cortante de 1,320.36 t

Los niveles de desempeño sísmico son: 1) prevención al colapso, 2) seguridad de vida, 3) ocupación inmediata y 4) ocupación operacional. En este caso por el tipo de importancia de la estructura, se trabajó con los tres primeros. Cada nivel de desempeño del edificio describe el límite de daño de los sistemas estructurales y el

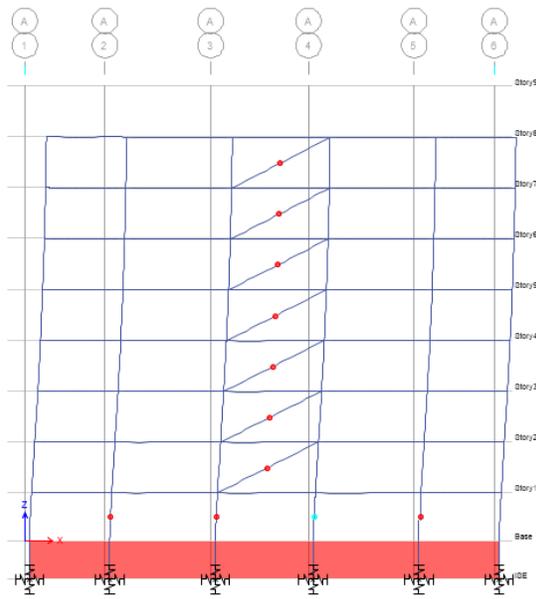
nivel de desempeño de los sistemas no estructurales. En el nivel de ocupación inmediata, el daño en la estructura es mínimo, tal que puede ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas que no son prioritarias. En el nivel de seguridad de vida, la estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsará debido a que los elementos estructurales conservan una parte importante de su capacidad resistente; la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones. En el nivel de prevención al colapso, se ha producido un daño sustancial a la estructura, ha perdido en gran parte su resistencia y rigidez y se han producido grandes deformaciones permanentes. Este nivel no es técnicamente reparable, y se recomienda demoler.

De acuerdo con las provisiones del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 se obtuvo el nivel de desempeño de la estructura. En este caso el edificio original se encuentra en el estado de seguridad de vida, dado que el desplazamiento máximo obtenido fue de 170 mm que multiplicados por $Q=1$ y $R=1.75$ se obtuvo 298 mm. Este resultado es congruente con los daños presentados y el nivel de desempeño que presentó el edificio. En la Tabla 7.3 se presentan los intervalos definidos para este edificio, los mismos que fueron calculados a partir de los límites de deformación definidos en el Estándar, es decir, 0.005 para el nivel de ocupación inmediata, hasta 0.015 para el nivel de seguridad de vida y mayor a 0.015 para el nivel de prevención al colapso.

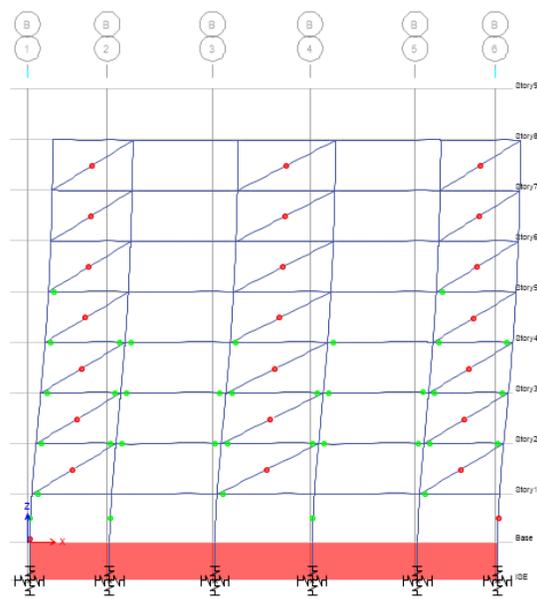
Tabla 7.3 Desplazamientos y nivel de desempeño

Nivel de desempeño		
Ocupación inmediata (mm)	Seguridad de vida (mm)	Prevención al colapso (mm)
Hasta 103 mm	Hasta 309 mm	Sin límite

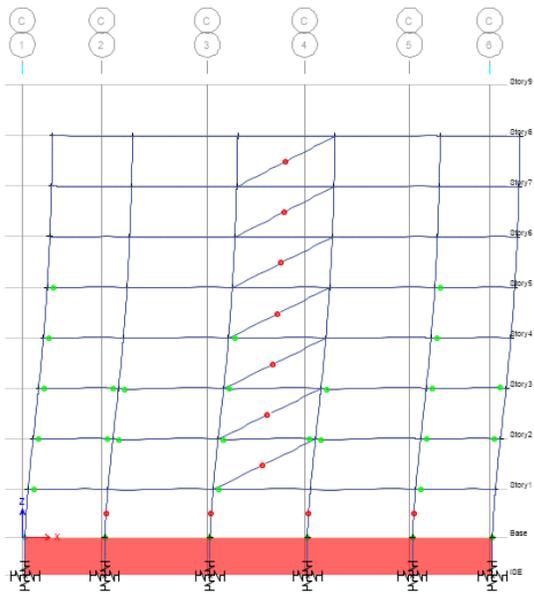
Puesto que la intención de usar esta técnica de análisis estructural es poder reproducir el daño que tuvo el edificio original, en las siguientes gráficas se muestra el estado de las articulaciones plásticas en el último paso de la curva de capacidad para los distintos marcos que conforman el edificio. Los colores de las articulaciones plásticas están asociados a su nivel de desempeño, de modo que, azul indica ocupación inmediata, verde indica seguridad de vida y rojo indica prevención al colapso. Un total de 211 elementos entraron al nivel de desempeño de prevención al colapso, que corresponde a un 10% de la totalidad de los elementos del edificio (Figura 7.20).



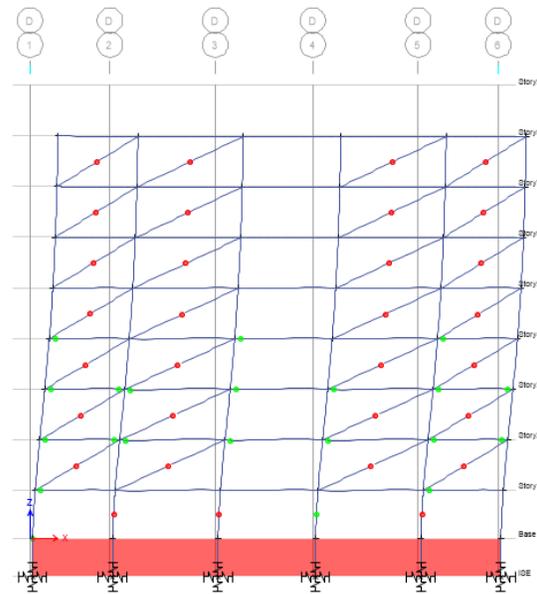
Marco A



Marco B



Marco C



Marco D

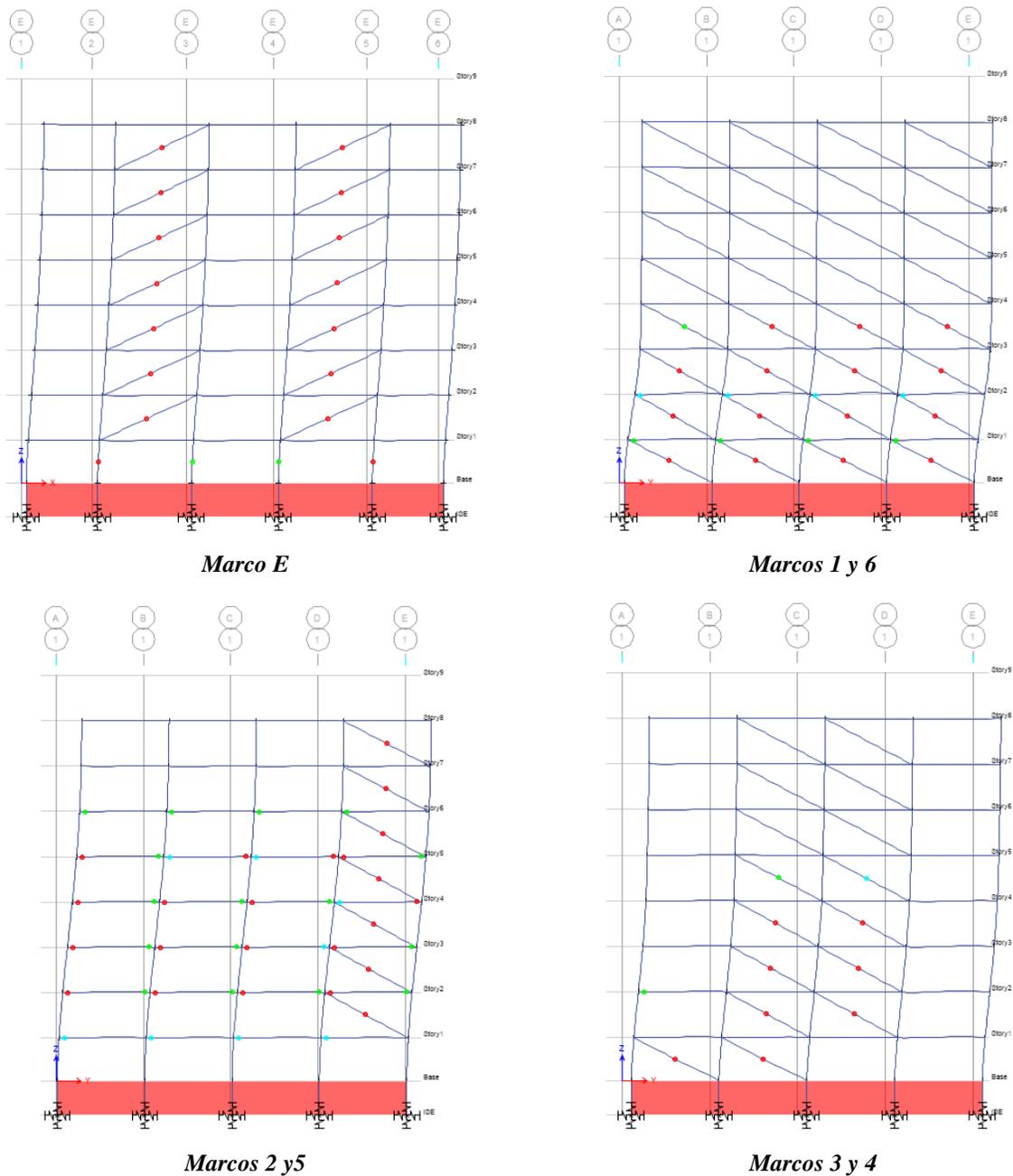


Figura 7.20 Estado de articulaciones plásticas (ETABS, 2017)

Del estado de articulaciones plásticas calculadas se puede observar una congruencia principalmente por el agrietamiento presentado por cortante en columnas y el agrietamiento en muros de relleno ocasionados por la demanda sísmica del 19 de septiembre de 2017. Los muros de fachada frontal y trasera presentaron agrietamiento diagonal en toda la altura del edificio, mientras que los muros divisorios y de las fachadas laterales

tuvieron daño hasta el nivel N5. Todas las columnas de la planta baja presentaron agrietamiento por cortante en las dos direcciones.

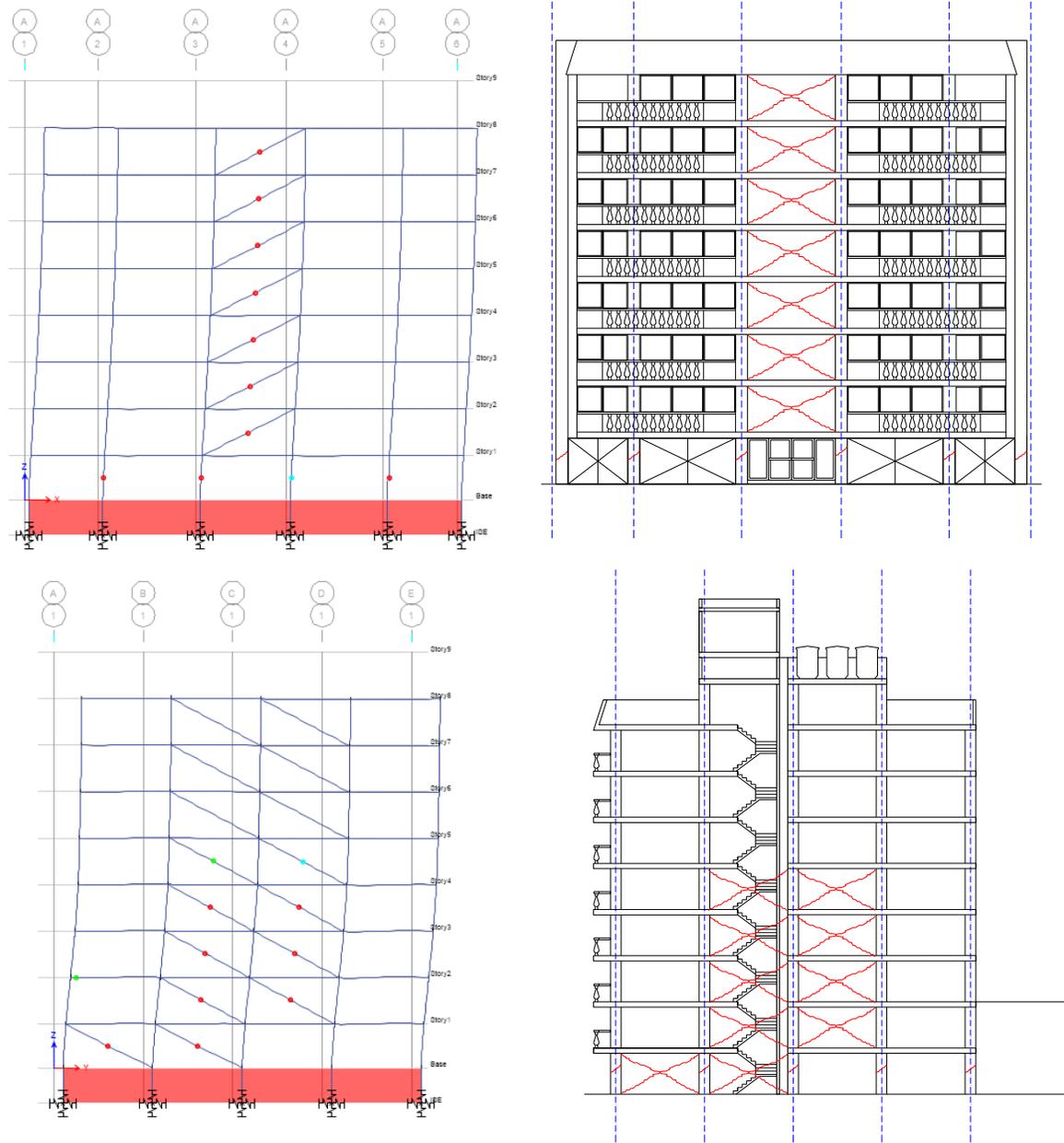


Figura 7.21 Comparación del daño calculado en el edificio original y el daño real del edificio

7.2 Proyecto rehabilitado

7.2.1 Análisis modal espectral

En la Tabla 7.4 se muestran los periodos fundamentales de la estructura sin interacción suelo-estructura y con interacción suelo-estructura, así como la contribución de participación de la masa en cada modo para los modos de vibrar de la estructura con interacción suelo-estructura. En este caso se obtuvo que el periodo del primer modo de vibrar fue de 1.11 s de tipo traslacional en dirección longitudinal (paralelo a la calle), el del segundo modo fue de 1.10 s de tipo traslacional en dirección transversal (perpendicular a la calle) y el tercer modo fue de 0.86 s de tipo torsional. En el modelo se definieron tres grados de libertad por nivel, lo que dio un total de 27 modos de vibrar, sin embargo, se pudo observar que a partir del modo 3 se alcanza más del 90% de la participación de la masa.

Tabla 7.4 Periodos y masas participativas

Modo	Periodo SISE (s)	Periodo CISE (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
1	0.58	1.11	0.96	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
2	0.50	1.10	0.00	0.97	0.00	0.96	0.97	0.00
3	0.42	0.86	0.00	0.00	0.98	0.96	0.97	0.98
4	0.20	0.34	0.04	0.00	0.00	1.00	0.97	0.98
5	0.17	0.33	0.00	0.03	0.00	1.00	1.00	0.98
6	0.14	0.24	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	1.00
7	0.11	0.16	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
8	0.10	0.14	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
9	0.08	0.12	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
10	0.08	0.10	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
11	0.07	0.09	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
12	0.07	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00

En la Tabla 7.5 se muestran los centros de masa (CM), los centros de cortante (CCM) y los centros de rigidez (CR) del edificio para las direcciones longitudinal y transversal. Como se puede observar existe una excentricidad entre los centros de masa y los centros de rigidez principalmente en la dirección transversal alcanzando los 100 cm como valor máximo. Sin embargo, esta excentricidad no excedió el diez por ciento de la dimensión en planta de ese entepiso medida paralelamente a la excentricidad, es decir, los límites fueron 240 cm en la dirección longitudinal y 200 cm en la dirección transversal. En caso contrario esta situación generaría efectos de torsión y a su vez incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos estructurales de manera proporcional a la distancia respecto al centro de rigidez en el que se encuentren.

Tabla 7.5 Centros de masa y de rigidez

Diafragma	XCM (m)	YCM (m)	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ΔX (m)	ΔY (m)
D9	11.9	10.4	11.9	10.4	12.0	10.0	0.1	0.4
D8	12.0	10.5	12.0	10.5	12.0	10.1	0.0	0.4
D7	12.0	10.5	12.0	10.5	12.0	10.2	0.0	0.3
D6	12.0	10.5	12.0	10.5	12.0	10.3	0.0	0.2
D5	11.9	10.6	11.9	10.6	12.0	10.4	0.1	0.2
D4	12.0	10.5	12.0	10.5	12.0	10.5	0.0	0.0
D3	12.0	10.5	12.0	10.5	12.0	10.6	0.0	0.2
D2	12.1	10.1	12.1	10.1	12.0	10.7	0.1	0.7
D1	12.4	9.4	12.4	9.4	12.0	10.4	0.4	1.0

En la Figura 7.22 se muestra la gráfica del espectro de diseño 2017 definido en el Capítulo 6.2.3 y el periodo fundamental de la estructura. La aceleración probable demandante sería de 0.76 g.

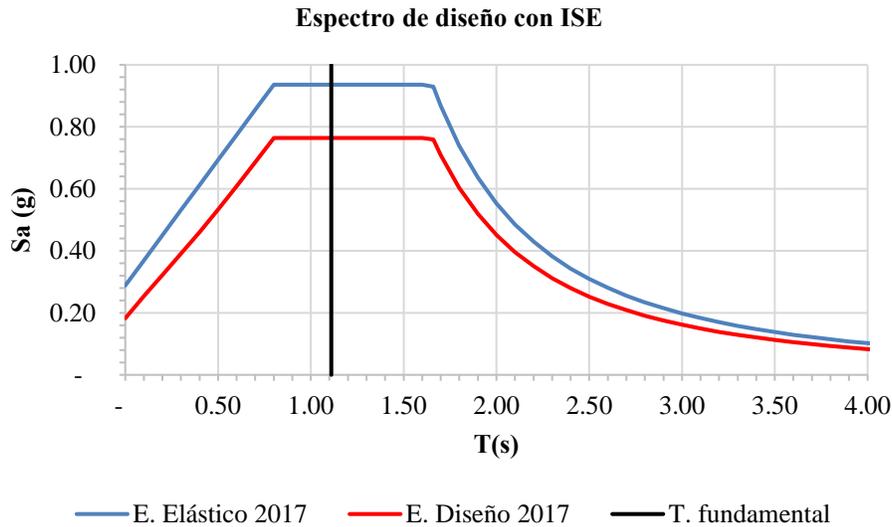


Figura 7.22 Espectros de diseño con ISE comparado con el periodo fundamental de la estructura

En las Figuras 7.23 y 7.24 se muestran los desplazamientos máximos por nivel en las direcciones longitudinal (D_x) y transversal (D_y) y se graficó el desplazamiento máximo para condiciones de revisiones por colapso y servicio permitido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC) y el desplazamiento máximo para condiciones de revisiones por colapso permitido por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE). Para la revisión del estado límite de colapso, se multiplicaron los desplazamientos del análisis estructural por QR, donde $Q=1.0$ y $R=1.75$. En la dirección longitudinal se obtuvo 577 mm y en el sentido transversal se obtuvo 576 mm. El máximo desplazamiento permitido para este edificio según las NTC es de 206 mm ya que la distorsión máxima para condiciones de colapso permitida por la Norma es de 0.01 y

fue multiplicada por la altura del edificio que es 20.60 m. El desplazamiento máximo permitido para esta edificación según el ASCE/SEI es 309 mm ya que la distorsión máxima para condiciones de colapso permitida por el Estándar es de 0.015 y fue multiplicada por la altura del edificio que es 20.60 m.

En el caso de la revisión por estado límite de servicio, se multiplicaron los desplazamientos del análisis por $Q'RK_s$, donde $Q'=0.7$, $R=1.75$ y $K_s=0.18$. Los desplazamientos resultaron de 71.3 y 71.5 mm en sentido longitudinal y transversal respectivamente. El desplazamiento máximo permitido para esta edificación según las NTC es de 41.2 mm ya que el desplazamiento máximo para condiciones de servicio permitido por la norma es de 0.002 multiplicado por la altura del edificio que es 20.60 m. Para condiciones de servicio el ASCE/SEI no tiene valores de estado límite para la estructura global, sino que para componentes estructurales.

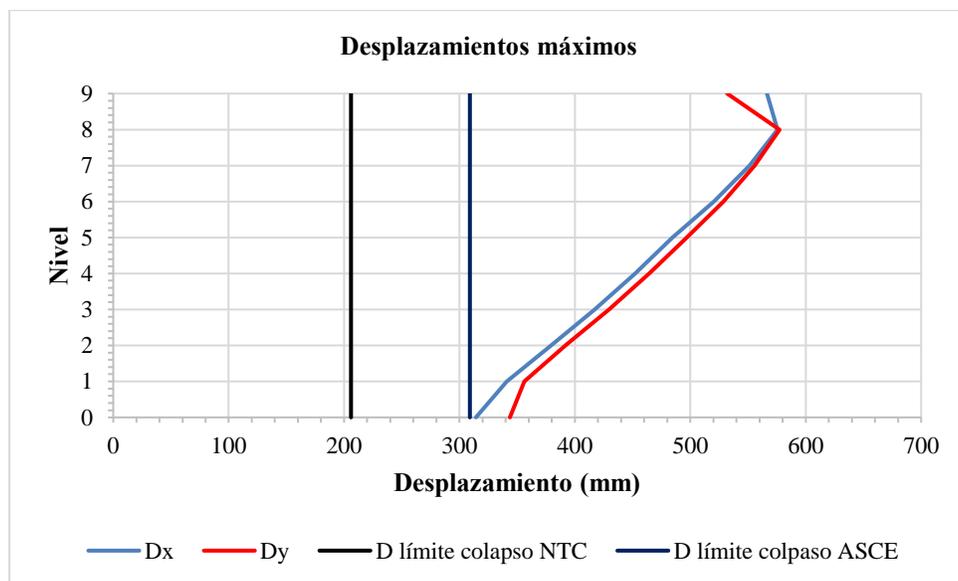


Figura 7.23 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)

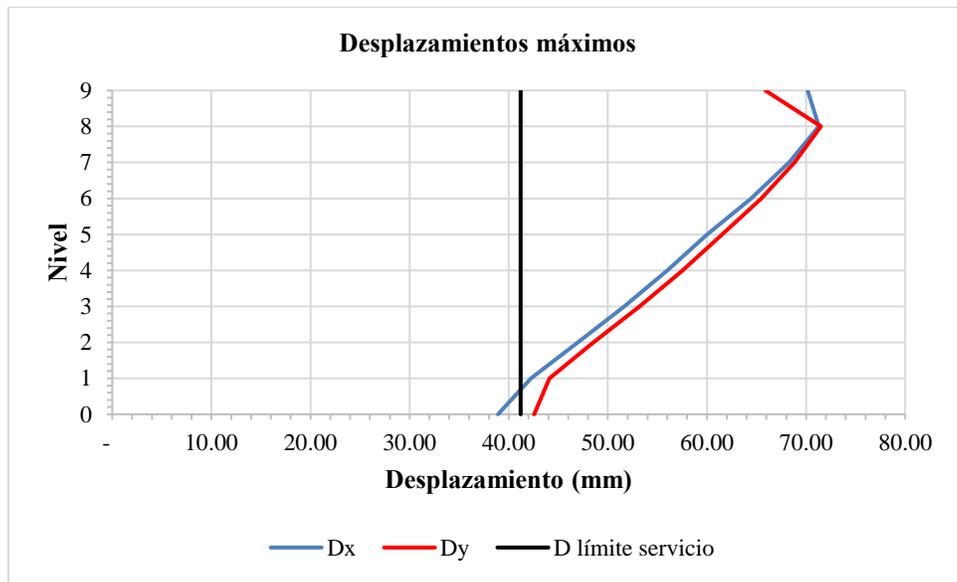


Figura 7.24 Desplazamientos máximos revisadas con el desplazamiento límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017)

Adicionalmente se revisaron las distorsiones de entrepiso máximas para la dirección longitudinal (Dx) y transversal (Dy). En ambos casos se compararon estos resultados con los límites establecidos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC) y la distorsión máxima para condiciones de revisiones por colapso permitido por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE). En la revisión del estado límite de colapso, se multiplicaron las distorsiones del análisis estructural por QR, donde $Q=1.0$ y $R=1.75$ y se compararon con la distorsión que indica las NTC que es 0.01 para estructuras cuyo sistema está conformado por columnas y muros interconectadas a losas planas y lo que indica el ASCE que es 0.015. En la revisión del estado límite de servicio, se multiplicaron las distorsiones del análisis estructural por $Q'RK_s$, donde $Q'=0.7$, $R=1.75$ y $K_s=0.18$ y se compararon con la distorsión que indica el reglamento que es 0.002 para estructuras en las que los elementos no estructurales están ligados a la estructura y no son capaces de soportar deformaciones apreciables. Para condiciones de servicio el ASCE/SEI no tiene valores de estado límite para la estructura global, sino que para componentes estructurales. En las Figuras 7.25 y 7.26 se muestran las gráficas obtenidas.

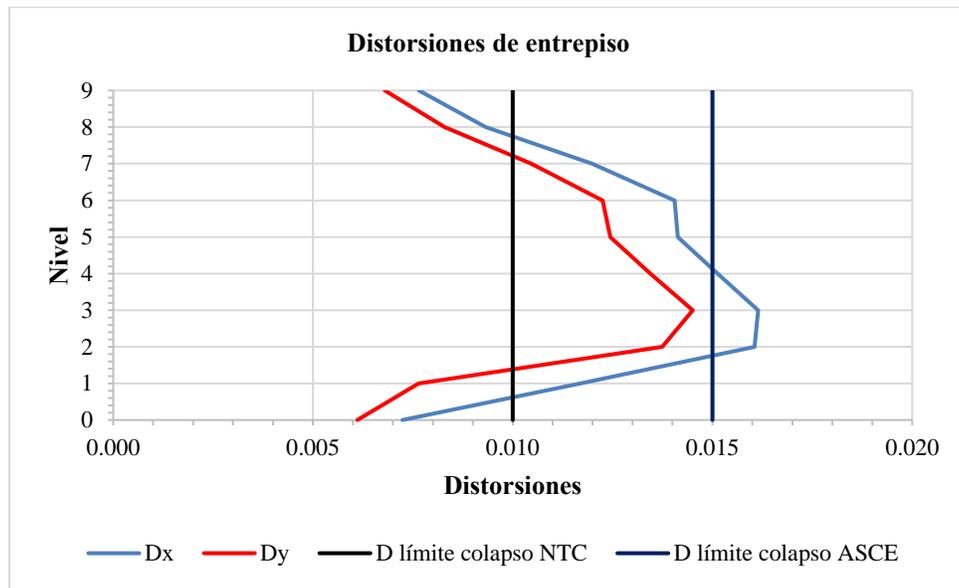


Figura 7.25 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de colapso de las NTC-SISMO 2017 y del ASCE/SEI 7-16, (ETABS, 2017)

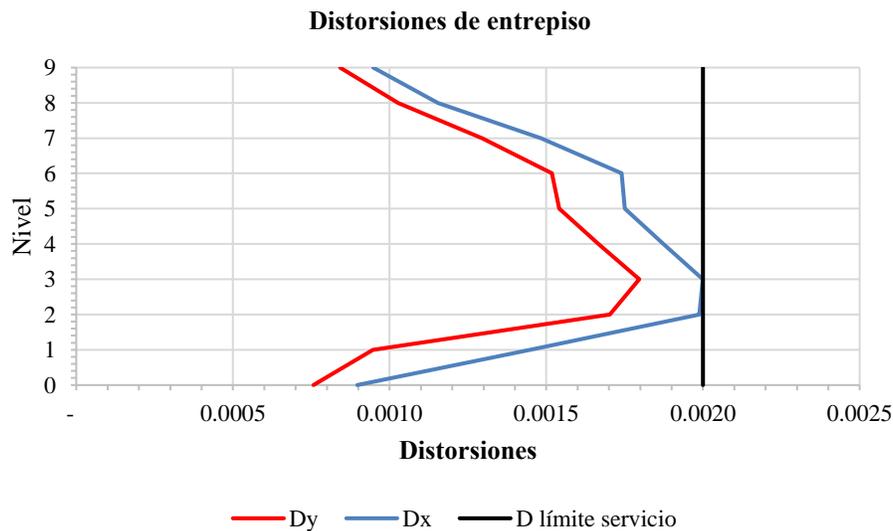


Figura 7.26 Distorsiones de entrepiso revisadas con la distorsión límite de servicio de las NTC-SISMO 2017, (ETABS, 2017)

En la Figura 7.27 se observan los cortantes de entrepiso demandantes en la dirección longitudinal (V_x) y transversal (V_y), en el sentido longitudinal el cortante en la base resultó de 4,326 t (43,260 kN) y en el sentido transversal 4,357 t (43,570 kN).

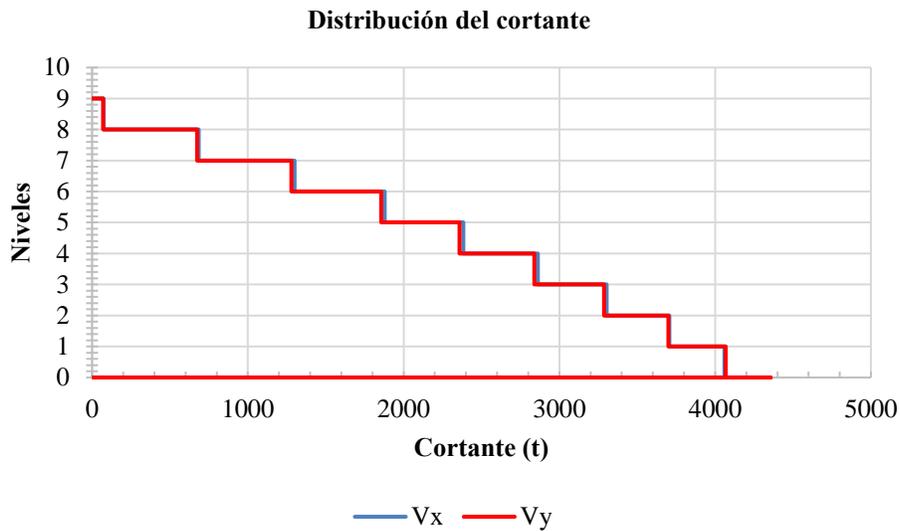


Figura 7.27 Cortantes de entrepiso en dirección longitudinal y transversal, (ETABS, 2017)

En este caso la respuesta estructural del edificio rehabilitado en términos de desplazamientos y distorsiones de colapso y de servicio resulta insatisfactoria ante la demanda de diseño al revisarlo con los límites definidos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC) y por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE). El cortante demandado es aproximadamente el doble del calculado para el sismo del 19 de septiembre de 2017 lo que significa un incremento en los valores de elementos mecánicos de los elementos estructurales y para lo cual la estructura no está capacitada.

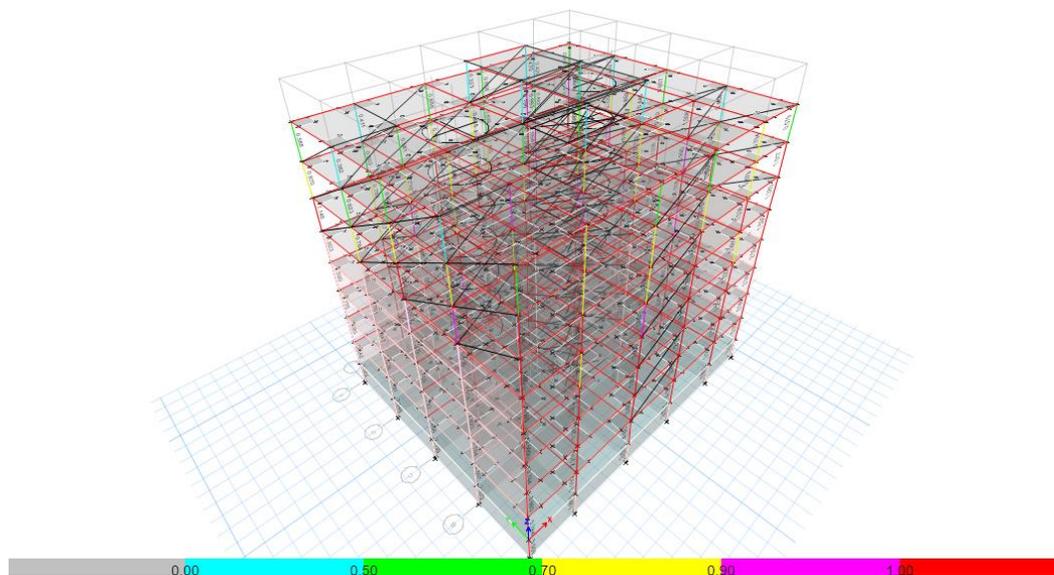


Figura 7.28 Revisión por capacidad de columnas, (ETABS, 2017)

En la Figura 7.28 se puede observar la revisión por capacidad de las columnas de concreto reforzado de acuerdo con la revisión del diagrama de interacción de las columnas carga axial y momentos en las dos direcciones, donde se alcanza una interacción de 4.65 como valor máximo en una columna de la planta baja para las combinaciones de carga que incluyen el sismo. Los resultados reflejan que las dimensiones de las columnas y la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal es insuficiente para la demanda de diseño.

7.2.2 Análisis estático no lineal

Siguiendo el mismo procedimiento del Capítulo 7.1.2, se obtuvieron los resultados del edificio rehabilitado con la diferencia de que la demanda sísmica en este caso corresponde al espectro de diseño definido en el Capítulo 6.2.3. El espectro de diseño se construyó para el amortiguamiento intrínseco de la edificación (5%) detallado y adicionalmente se construyó una familia de espectros para distintos valores de amortiguamiento variando el valor ζ de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 y finalmente se realizó la conversión a curvas de demanda (Figuras 7.29 y 7.30).

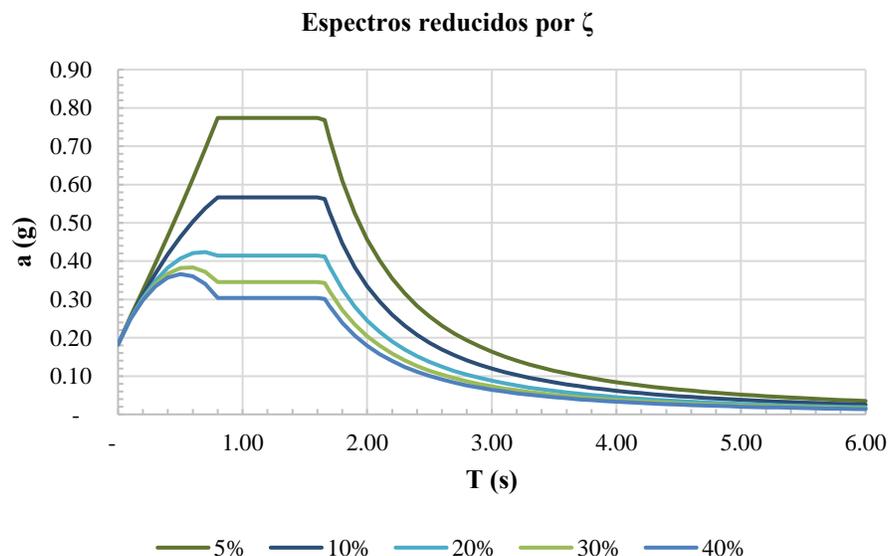


Figura 7.29 Espectros reducidos por ζ , (NTC sismo 2017)

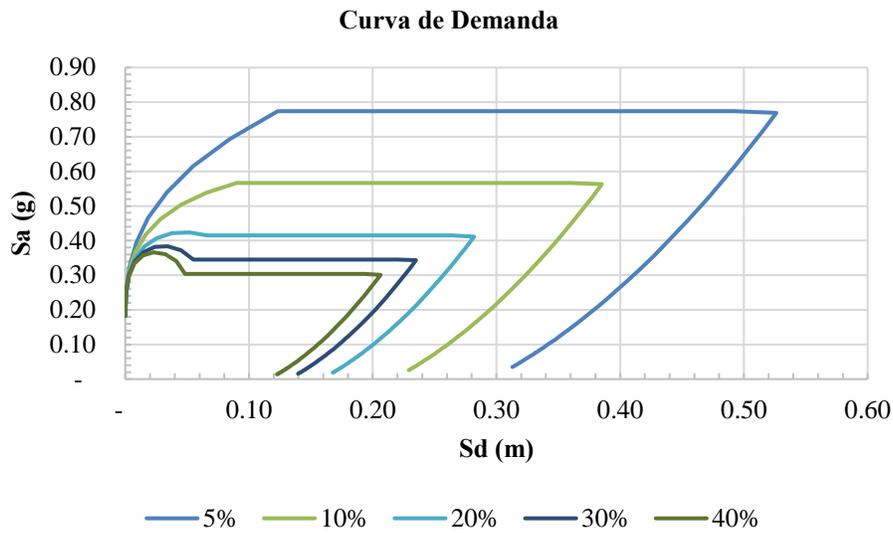


Figura 7.30 Curvas de demanda para distintos valores de amortiguamiento

Una vez que se realizó el análisis del programa, se pudo obtener de ETABS, 2017 la curva *pushover* que representa los desplazamientos laterales como una función de la fuerza aplicada a la estructura. La curva *pushover* se convirtió a curva de capacidad y se idealizó a curva bilineal como se muestra en las Figuras 7.31 y 7.32.

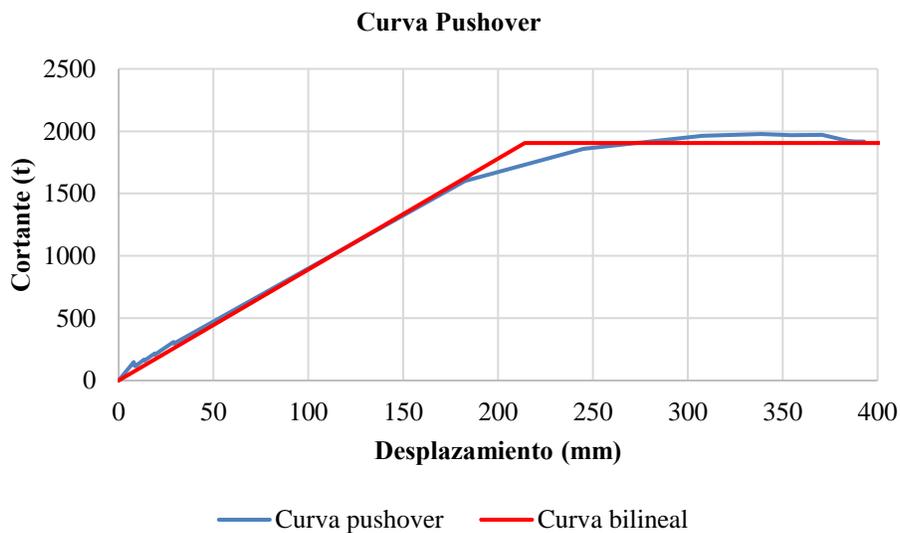


Figura 7.31 Curva pushover en sentido longitudinal, (ETABS, 2017)

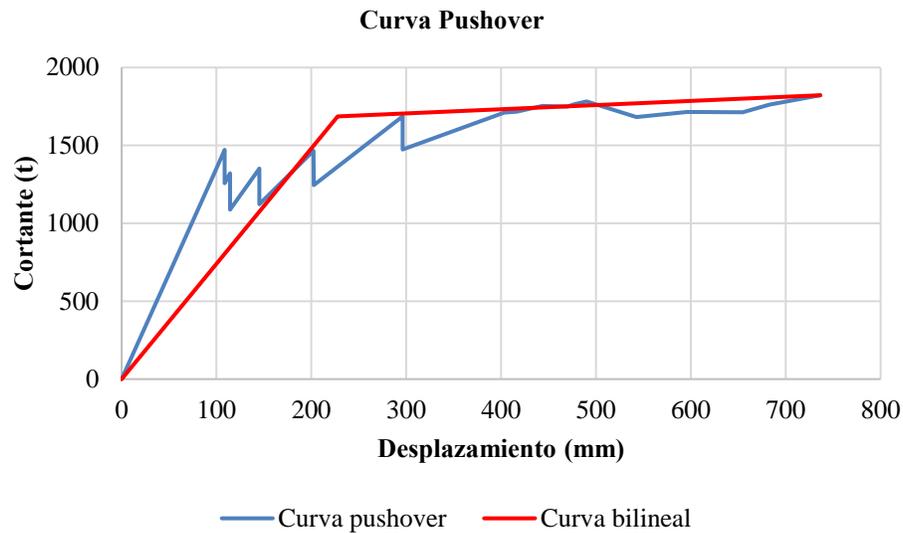


Figura 7.32 Curva pushover en sentido transversal, (ETABS, 2017)

De las curvas generadas en las Figuras 7.31 y 7.32 podemos determinar el cortante y el desplazamiento hasta donde la estructura se encontró en el intervalo elástico. En la dirección longitudinal la estructura permaneció en el intervalo elástico hasta un $V_y = 1,905.43$ t y un $d_y = 214.12$ mm, mientras que en la dirección transversal la estructura permaneció en el intervalo elástico hasta un $V_y = 1821.97$ t y un $d_y = 227.89$ mm. Haciendo uso de la Ecuación 7.4 se obtuvo que la ductilidad de la estructura en el sentido longitudinal es de 2.15, mientras que para el sentido transversal es de 3.23.

La curva *pushover* en el sentido transversal presenta irregularidades que de acuerdo con Kang et al (2006) representa la degradación de la rigidez en el sistema por fallas en la conexión losa columna por punzonamiento, solo en los marcos perpendiculares a la calle se incurrió en una plastificación de la conexión losa columna y se originaron articulaciones plásticas en el nivel de prevención al colapso.

La curva *pushover* se convirtió a curva de capacidad mediante las Ecuaciones 7.5 y 7.6 y se realizó una equivalencia bilineal de la curva de capacidad, que se extrajo del programa ETABS, 2017 de acuerdo con los procedimientos del documento “Mejoramiento de los procedimientos del análisis sísmico no lineal estático” del FEMA 440 cuyos principios son similares a los del ASCE/SEI 41-17. Las curvas equivalentes bilineales se muestran en las Figuras 7.33 y 7.34.

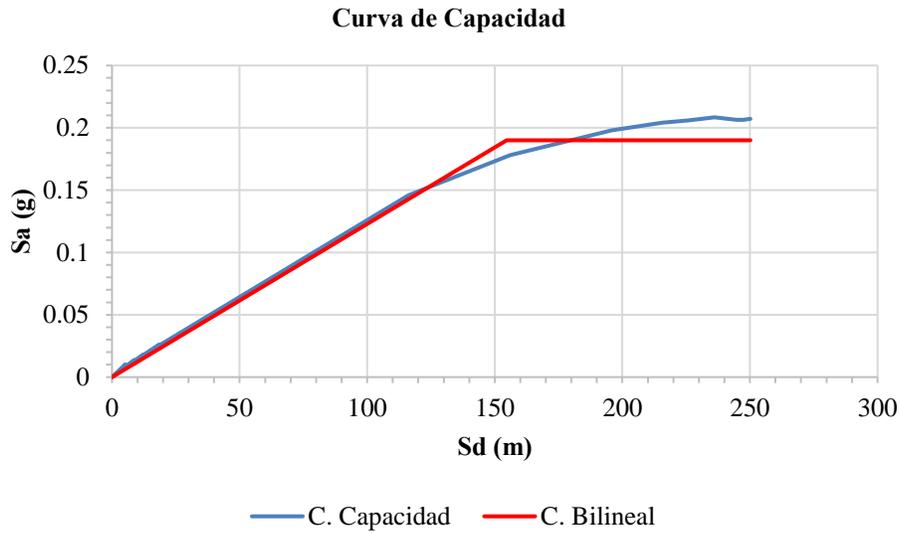


Figura 7.33 Curva de capacidad en sentido longitudinal, (ETABS, 2017)

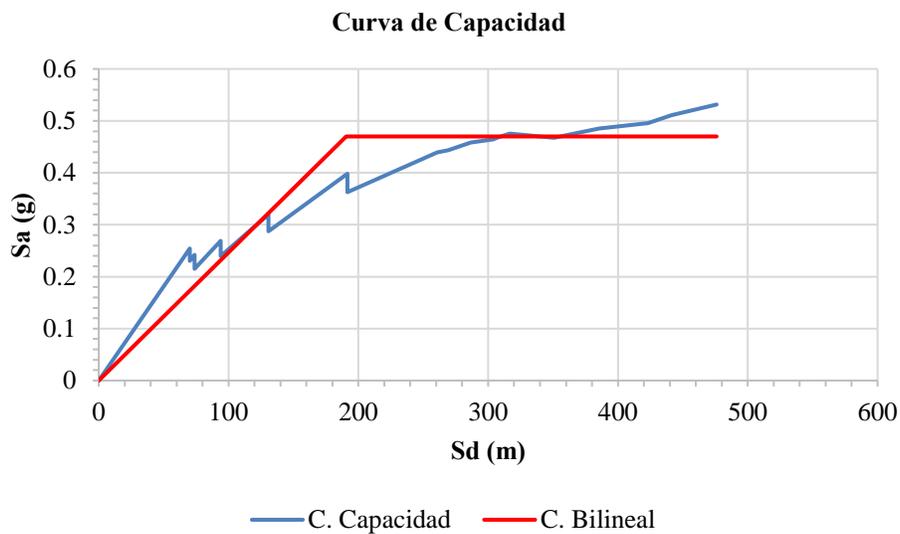


Figura 7.34 Curva de capacidad en sentido transversal, (ETABS, 2017)

En este caso como no se obtuvo una intersección de la curva de capacidad con la curva de demanda elástica, se redujeron las curvas por amortiguamiento y se calcularon los desplazamientos asociados a cada amortiguamiento de las curvas de demanda teniendo en cuenta la pendiente de la recta postfluencia. Finalmente se obtuvo el punto de desempeño trazando rectas desde el origen pasando por el desplazamiento calculado y asociado al amortiguamiento hasta cortar con la curva de demanda correspondiente al amortiguamiento de interés. La unión de estos nuevos puntos mediante un segmento genera una nueva curva que corta la curva de capacidad, el punto de desplazamiento corresponde a esta intersección. (Figuras 7.35 y 7.36).

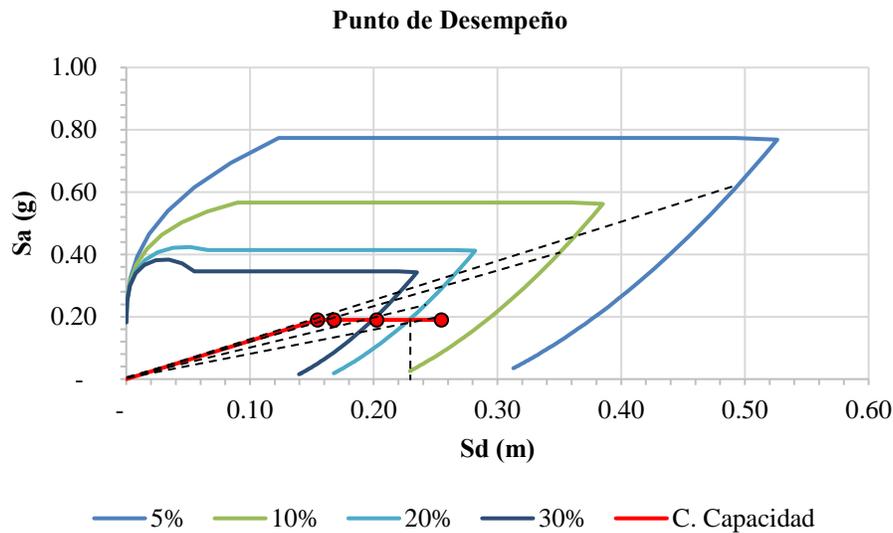


Figura 7.35 Punto de desempeño en sentido longitudinal, (ETABS, 2017)

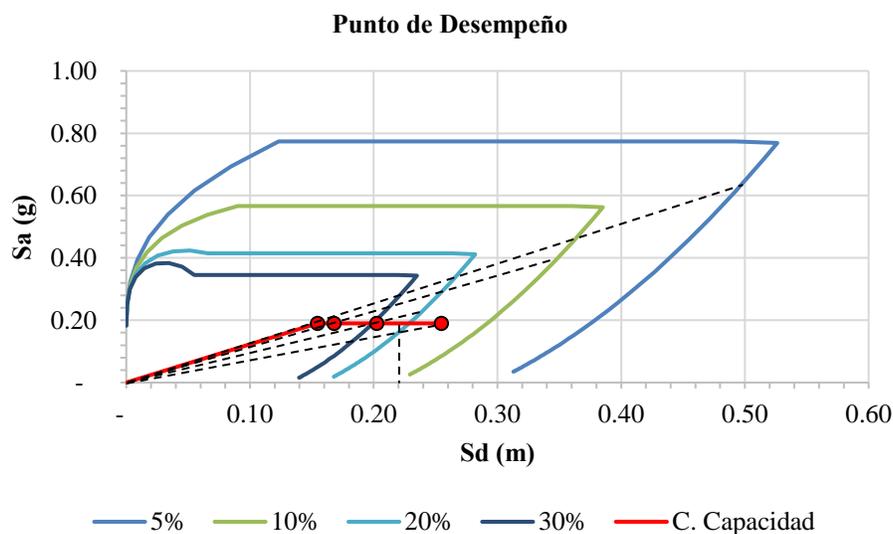


Figura 7.36 Punto de desempeño en sentido transversal, (ETABS, 2017)

En el sentido longitudinal se obtuvo una intersección correspondiente a 230 mm que se asocia a un cortante de 1,859.60 t. y en el sentido transversal se obtuvo una intersección con la curva elástica de demanda en 220 mm que se asocia a un cortante de 1,465.65 t

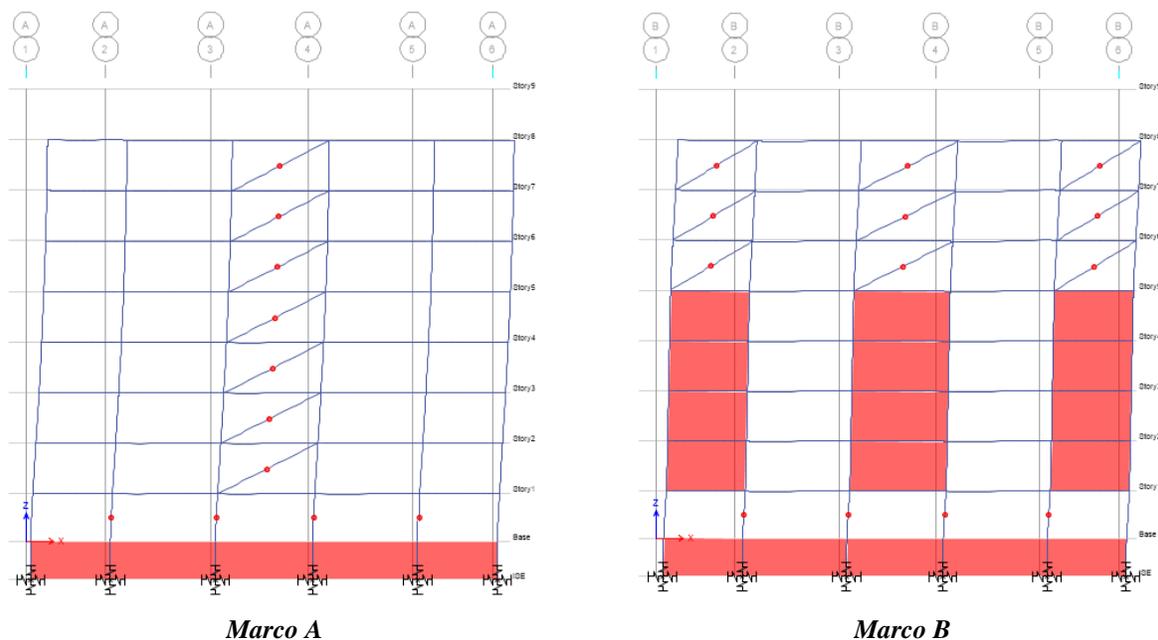
De acuerdo con las provisiones del Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 se obtuvo el nivel de desempeño de la estructura. En este caso el edificio rehabilitado se encuentra en el nivel de desempeño de prevención al colapso, dado que el desplazamiento

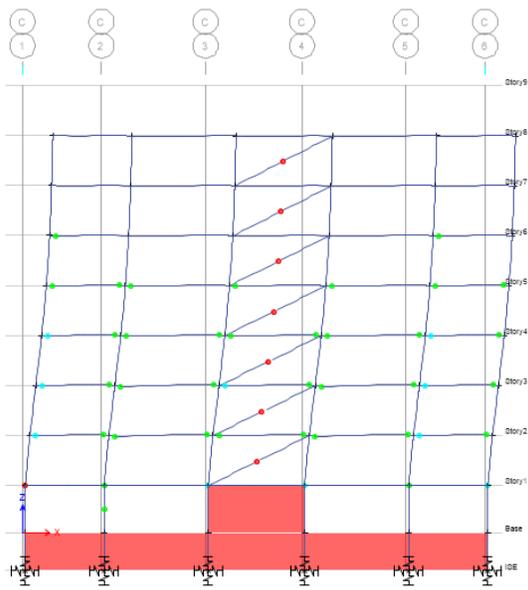
máximo obtenido fue de 225 mm que multiplicados por $Q=1$ y $R=1.75$ se obtuvo 402.5 mm. En la Tabla 7.6, se presentan los intervalos definidos para este edificio.

Tabla 7.6 Desplazamientos y nivel de desempeño

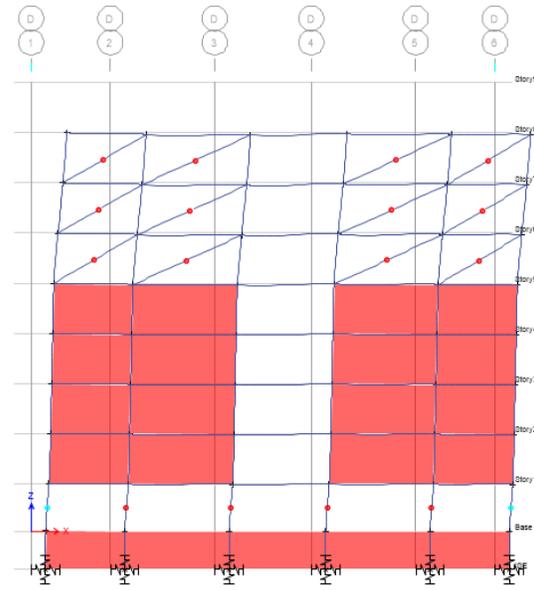
Nivel de desempeño		
Ocupación inmediata (mm)	Seguridad de vida (mm)	Prevención al colapso (mm)
Hasta 103 mm	Hasta 309 mm	Sin límite

Puesto que la intención de usar esta técnica de análisis estructural es plantear un escenario de comportamiento del edificio rehabilitado que nos permita afirmar un posible desempeño ante el sismo de diseño, en las siguientes gráficas se muestra el estado de las articulaciones plásticas en el último paso de la curva de capacidad. Los colores de las articulaciones plásticas están asociados a su nivel de desempeño, de modo que, azul indica ocupación inmediata, verde indica seguridad de vida y rojo indica prevención al colapso. Un total de 376 elementos entraron al nivel de desempeño de prevención al colapso, que corresponde a un 17.5% de la totalidad de los elementos del edificio (Figura 7.37).

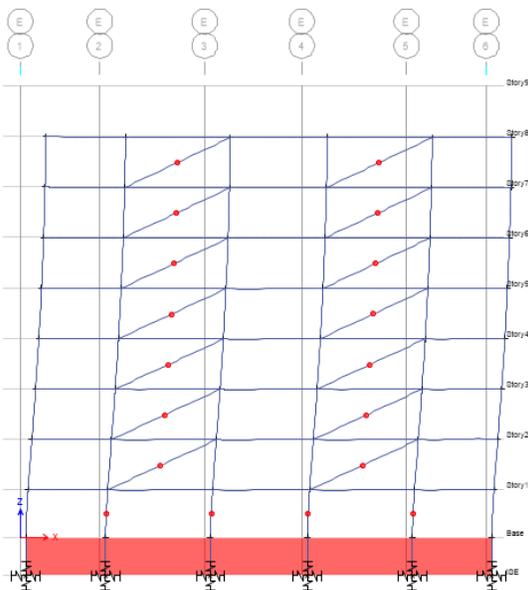




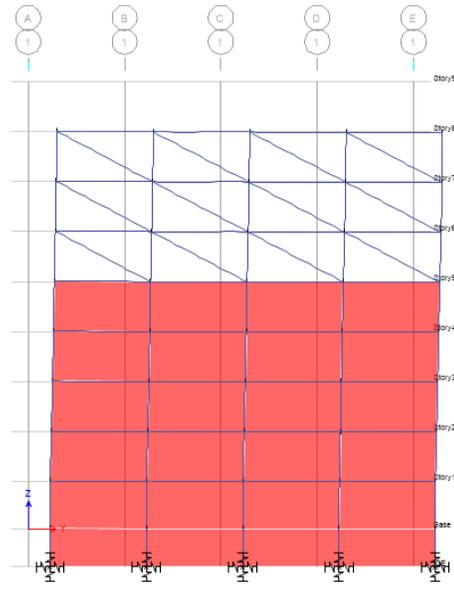
Marco C



Marco D



Marco E



Marcos 1 y 6

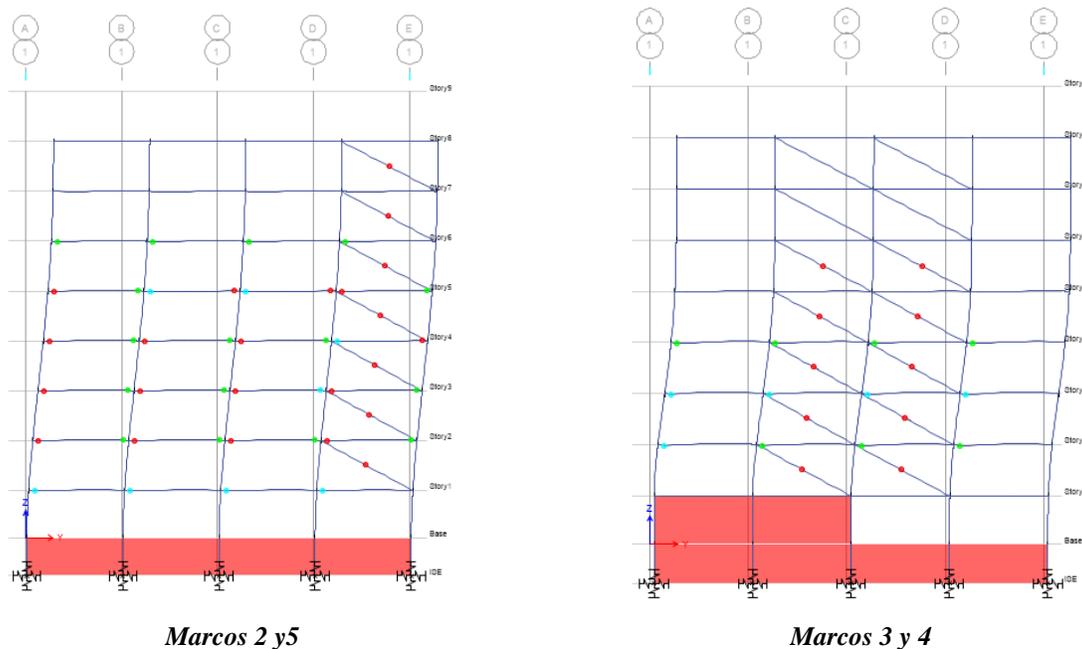


Figura 7.37 Estado de articulaciones plásticas (ETABS, 2017)

Del estado de las articulaciones plásticas calculadas, se pueden observar los puntos débiles en la rehabilitación realizada. Los marcos del edificio en los ejes A, C, E, 2 y 5 no poseen muros de concreto o encamisados de muros de mampostería lo que ocasiona que, según el análisis, tengan altas probabilidades de presentar las mismas fallas que tuvo la estructura original, como es el caso del agrietamiento por cortante en columnas y en muros de mampostería. En los marcos que sí poseen muros, ejes B, D, 1, 3, 4 y 6, se puede observar una mejor respuesta en cuanto a la capacidad que tienen para resistir cargas laterales debido a la rigidez lateral de los mismos. Se puede observar que la deformada de la edificación en los tramos donde se construyeron los muros de concreto y los muros de mampostería encamisados presenta un comportamiento de un modelo a cortante y no de flexión como ocurre en los marcos que no poseen los muros. También se puede observar que los desplazamientos en estos niveles son mucho menores que los ocasionados en aquellos marcos que no poseen los muros ya sea de concreto o los muros de mampostería encamisados ya que estos proporcionan arriostamiento a los elementos de borde.

Según los resultados del análisis, los elementos muros no incursionaron en el intervalo no lineal y no desarrollaron articulaciones plásticas. Ellos porque la estructura perdió, en primera instancia, su capacidad en la conexión losa-columna y en las columnas de los marcos de la planta baja débil. Ante este modo de falla, se decidió no continuar el análisis y por esta razón no se refleja el daño probable en los elementos muros.

El daño esperado es consistente con lo obtenido en el análisis en el sentido de que se espera que los muros de concreto resistan al menos el 35% de la fuerza sísmica, y que los elementos más débiles como las columnas en planta baja débil a las que no se les incrementó su capacidad, y los muros de mampostería sin rehabilitación tengan daño posiblemente en toda la altura del edificio. Adicionalmente, los muros de mampostería encamisados probablemente podrían presentar agrietamiento diagonal, aunque éste no se refleje en los cálculos. En la Figura 7.38 se puede observar la comparación entre lo calculado por el modelo numérico y el daño esperado en el edificio ante la demanda sísmica de diseño.

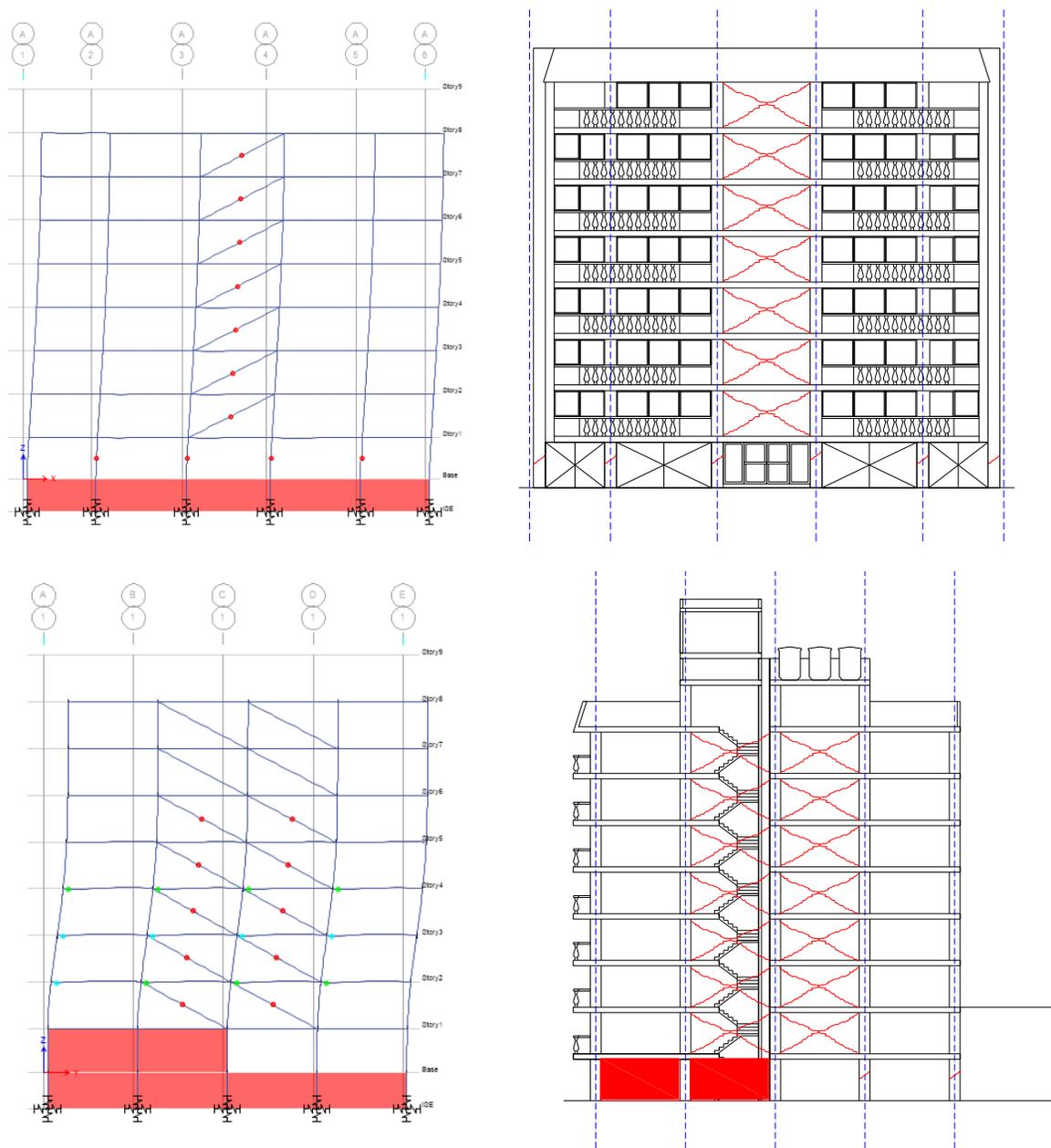


Figura 7.38 Comparación del daño calculado en el edificio rehabilitado y el daño esperado del edificio

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

El objetivo general de este trabajo de investigación fue evaluar el desempeño estructural del edificio GM01008 de modo de estimar su comportamiento ante el sismo de septiembre de 2017 y de predecir su posible respuesta ante eventos futuros. Para tales fines se:

- Caracterizó en la medida de lo posible el edificio de estudio mediante inspecciones de campo, planos, memorias y pruebas de laboratorio;
- Evaluaron el daño y las fallas estructurales en el edificio con base en la evidencia recolectada;
- Realizaron estudios sobre la regularidad de la edificación original y rehabilitada mediante lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017;
- ejecutaron estudios de índices de vulnerabilidad de la edificación original y rehabilitada mediante la metodología de evaluación post sísmica japonesa, versión 2001 y
- Evaluó el nivel de desempeño sísmico por medio de modelos numéricos. A continuación, se enlistan algunos comentarios derivados de cada una de las actividades desarrolladas.

En este trabajo de investigación se tuvo la gran ventaja de contar con una parte importante de la información estructural de la edificación original y de la edificación rehabilitada. Sin embargo, hubo información que fue despreciada o subestimada en la concepción de ambos proyectos y que es significativa para estimar su respuesta, como es el caso de las propiedades de los muros de mampostería existentes y nuevos, el tipo de contacto de los muros de relleno al sistema principal (ya sea ligados o desligados), las propiedades del suelo con base a estudios geotécnicos eficientes, la configuración de la cimentación original y la interacción suelo - estructura. Se considera fundamental que toda edificación deba contar con un expediente completo que contenga memorias de cálculo, planos estructurales y pruebas de laboratorio para que sea posible caracterizar el sistema estructural a profundidad con el fin de que, cuando se requiera, se puedan realizar análisis estructurales que permitan estimar su respuesta y que ésta sea lo más cercano a la realidad.

En cuanto al levantamiento del daño estructural aún existen deficiencias del trabajo que se realiza para catalogar correctamente el daño estructural y no estructural ya que no se cumple con lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias vigentes. Adicionalmente, no se tuvo evidencia de los daños que pudieron haberse presentado en la cimentación y en las conexiones losa-columna. Es fundamental que se realice un control para que se lleven a cabo los procedimientos indicados en las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo de septiembre de 2017 para la Ciudad de México, de tal modo que no sea calificado de acuerdo con la apreciación subjetiva del inspector de obra, sino que se realice con base a porcentajes de daño en los distintos tipos de elementos estructurales conforme a los diferentes tipos y tamaños

de grietas que puedan presentarse en cada nivel del edificio, o en función de deformaciones permanentes (rotaciones, distorsiones o desplazamientos).

La realización de estudios de regularidad estructural fue muy importante porque estos resultados permitieron identificar puntos débiles en la edificación, como es el caso del cambio brusco de rigidez de un nivel a otro tanto en la estructura original como en la estructura rehabilitada. Adicionalmente estos resultados sirvieron para calificar la estructura y asignarle un factor por irregularidad, el cual incrementa las acciones sísmicas de diseño. Visualmente la estructura podía ser calificada como regular por su estructuración, pero haciendo la revisión de cada condición dispuesta en las normas resaltaron las diferencias de rigidez que superan el 40% de un piso a otro.

Por otra parte, los estudios de vulnerabilidad mediante la metodología japonesa de evaluación post sísmica permitieron tener una idea de la capacidad y de la respuesta esperada del comportamiento de las edificaciones original y rehabilitada. En el caso de la edificación original se pudo identificar una baja densidad de elementos resistentes a cargas laterales en todos los niveles del edificio lo que hizo que ante la demanda sísmica de diseño la metodología la considerara como una edificación insegura. En cuanto a la edificación rehabilitada la adición de muros de concreto en el eje longitudinal de la planta baja resultó insuficiente de acuerdo con la metodología usada. Adicionalmente, la metodología no considera la contribución de los muros de mampostería rehabilitados por lo que en los niveles N1 al N5 únicamente las columnas fueron consideradas como elementos resistentes a cargas laterales, por lo que de manera global la estructura rehabilitada se consideró insegura antes la demanda sísmica de diseño. Este último resultado es conservador ya que debería poder incluirse en la metodología la contribución de los muros de mampostería rehabilitados que fueron conectados al sistema principal y que fueron diseñados para resistir cargas laterales. Será importante poder calibrar una metodología para el país que pueda ser aplicada en las estructuras con las características de la aquí estudiada.

La determinación de las propiedades mecánicas de los materiales, especialmente su resistencia, juega un papel importante al momento de estimar la respuesta estructural de una edificación. En esta tesis se asignaron las propiedades de los materiales con base en lo indicado en los reglamentos vigentes al momento del diseño y en las Normas de Rehabilitación. En el caso del concreto además de lo anterior, se utilizó la resistencia obtenida mediante tres pruebas de extracción de núcleos de concreto en la planta baja. Para futuras investigaciones será necesario realizar pruebas de laboratorio suficientes y eficientes de los materiales que conforman la edificación que permitan tomar decisiones acerca de las propiedades por asignar a los elementos estructurales y no estructurales. Es importante mencionar que no se cumplieron los requerimientos para la obtención de las propiedades de los materiales de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017. En este caso, como se conoce la resistencia especificadas de diseño del concreto, éstas debieron verificarse con esclerómetro, haciendo un mínimo de tres pruebas por piso. Además, la lectura del esclerómetro se debió calibrar a partir de la

resistencia a compresión del concreto obtenida de, al menos, dos núcleos extraídos de los elementos estructurales más representativos a juicio del corresponsable.

En este trabajo de investigación se llevó un control de los modelos mediante la comparación de los periodos calculados y los periodos obtenidos por ecuaciones analíticas. Sin embargo, vale la pena instrumentar las estructuras a analizar mediante vibración ambiental con el fin de poder medir las propiedades dinámicas de las estructuras como son: periodos fundamentales de los tres primeros modos de vibrar, masa modal, rigidez efectiva, etc. con el fin de poder calibrar los modelos numéricos con mejores bases. Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2004, para estructuras cimentadas sobre pilotes de punta o pilas en la zona II se suponen las constantes de rigidez rotacional horizontales y verticales infinitas, sin embargo, será importante poder revisar que tan cierto es considerar las constantes rotacionales infinitas.

La aplicación de las tres metodologías que se usaron en esta tesis para representar los muros de mampostería mediante diagonales de ancho equivalente arrojó resultados muy diferentes entre sí ya que cada una tiene hipótesis particulares. Será importante poder realizar investigaciones futuras a fin de que mediante estudios experimentales o analíticos se pueda identificar la metodología que más se acerca al comportamiento real de los muros de mampostería de relleno ya que llama la atención la gran diferencia entre ellos.

La inclusión de los efectos de interacción suelo-estructura fue una de las consideraciones más importantes al momento de realizar los modelos numéricos ya que su incidencia incrementó el periodo fundamental lo que derivó a cambios en la demanda sísmica. Adicionalmente, los desplazamientos y las distorsiones, en promedio, se incrementaron un 50% con respecto a las respuestas de la misma estructura con base fija. En cuanto a las sollicitaciones como cortante en la base y elementos mecánicos no variaron en gran magnitud ya que las ordenadas espectro de diseño afectado por los efectos de interacción suelo-estructura disminuyeron en 0.01g, y el porcentaje del amortiguamiento crítico asociado a estos efectos fue del 5.5%. Es importante que se establezcan controles necesarios para cumplir con las Normas vigentes, ya que para estructuras desplantadas en zonas geotécnicas tipo II (transición) y III (blando) es obligatorio considerar estos efectos, pero algunos despachos de cálculo no lo consideran.

La eficiencia del comportamiento de una estructura radica en que los sistemas estructurales sean capaces de resistir las demandas sísmicas de diseño, de tal modo que cuando incursionen en el intervalo inelástico puedan disipar la energía por medio del daño controlado según el nivel de desempeño para el cual fue diseñado, por medio de su ductilidad. En el caso del edificio original, éste fue diseñado con un factor de comportamiento sísmico no apropiado de acuerdo con su sistema estructural. Los sistemas formados por columnas interconectadas a losas planas son sistemas poco dúctiles y con conexiones losa-columna muy débiles en los que es muy común que se presenten fallas en las juntas y conexiones, así como de punzonamiento producidas

por esfuerzos elevados de cortante, dando lugar a que los sistemas de piso queden sin apoyo y se produzca el colapso de estos, manteniéndose de pie solo las columnas, pero con daños importantes. Adicionalmente, la estructura tenía un cambio brusco de rigidez entre la planta baja y el nivel siguiente en las dos direcciones de análisis, lo que dio lugar a la formación de un piso débil. Por ello este nivel fue el más afectado ante la demanda sísmica de septiembre de 2017 que corresponde aproximadamente al 60% del sismo de diseño. En el caso del edificio rehabilitado, éste aumentó su capacidad de ductilidad y de resistencia a cargas laterales mediante la adición de muros de concreto en la planta baja y encamisados de algunos muros de mampostería en los niveles N1 a N5. Sin embargo, por el cambio de material se pudo identificar la irregularidad en elevación ya que entre planta baja donde se añadieron los muros de concreto y el nivel uno, donde se encamisaron algunos muros de mampostería se presentó un cambio brusco de rigidez superando el 40%, y del mismo modo sucedió entre el nivel 5 que es donde termina la rehabilitación mediante el encamisado de algunos muros de mampostería y el nivel 6 que no tiene ninguna intervención. Esto hizo que nuevamente la estructura fuera considerada muy irregular en las dos direcciones de análisis.

Fue muy interesante comparar las demandas de distorsión calculadas mediante la ecuación propuesta por (Sozen, 2003) en términos del PGV y del periodo de la estructura; y las distorsiones máximas calculadas mediante el análisis estructural de la edificación original para las dos direcciones ya que resultaron iguales, tal que, $D_x = 0.008$ y $D_y = 0.009$.

Los resultados obtenidos mediante el análisis lineal muestran que en el caso del edificio original, en la revisión de desplazamientos y distorsiones con el límite establecido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC), se evidenció que la estructura no tiene la capacidad de restringir los desplazamientos y supera los límites establecidos que precisamente se incluyeron para evitar las construcciones de edificios con losas planas. En la revisión de desplazamientos y distorsiones con el límite establecido por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE) la estructura cumple con el requerimiento, pero este límite es para marcos de concreto reforzado en general, posiblemente no esté incluido el comportamiento de sistemas estructurales de losas planas. En el caso del edificio rehabilitado con y sin efectos de interacción suelo – estructura, la respuesta estructural en términos de desplazamientos y distorsiones de colapso y de servicio resulta insatisfactoria ante la demanda de diseño al revisarlo con los límites definidos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017 (D límite NTC) y por el Estándar Cargas de Diseño Mínimas y Criterios Asociados para Edificios y otras Estructuras ASCE/SEI 7-16 (D límite ASCE). El cortante demandado en el edificio rehabilitado es aproximadamente el doble del calculado para el sismo del 19 de septiembre de 2017 lo que significa un incremento en los valores de elementos mecánicos de los elementos estructurales y para lo cual la estructura no está capacitada. Una alternativa de rehabilitación complementaria a la ejecutada sería el encamisado de los muros con fibras de carbono ya que ésta solución incrementaría su resistencia y su capacidad ante cargas laterales. Sin embargo, será importante revisar con más

detalle los elementos mecánicos y la capacidad de los elementos estructurales en condiciones de servicio y de colapso.

Los resultados obtenidos mediante el análisis estático no lineal muestran que en estructuras que hayan incurrido en el intervalo no lineal, es conveniente revisar su comportamiento después de un sismo mediante este tipo de análisis, para evaluar su seguridad e identificar su grado de funcionalidad mediante el cumplimiento de niveles de desempeño. Con los resultados preliminares de regularidad, vulnerabilidad y análisis lineales era evidente suponer que la capacidad de las estructuras ante las demandas sísmicas impuestas resultaría insuficiente, lo cual fue demostrado con los análisis por desempeño en las estructuras. En el caso del edificio original se obtuvo que su nivel de desempeño fue el de seguridad de vida para las dos direcciones de análisis, mientras que para el edificio rehabilitado su nivel de desempeño es de prevención al colapso para las dos direcciones de análisis puesto que la demanda sísmica es mucho mayor. En ambos casos se generaron articulaciones plásticas en los elementos estructurales para los casos de carga lateral no lineal en las dos direcciones de análisis, que llegan al estado de prevención al colapso y representan el daño probable que podría ocurrir en las estructuras. En el caso del edificio original se pudieron calcular fallas por cortante en columnas de la planta baja y en los muros de mampostería en todo el edificio. El patrón de fallas calculado mediante el modelo numérico es consistente con el observado y señalado en el dictamen estructural del edificio. En el caso del edificio rehabilitado los elementos estructurales más frágiles son los más afectados, como es el caso de las columnas de la planta baja en los marcos que no tienen muros de concreto y en los muros de mampostería que no fueron rehabilitados.

Para futuras investigaciones donde se realicen análisis no lineales se recomienda trabajar paralelamente en un programa de análisis estructural más refinado que trabaje con elementos tipo fibras, por ejemplo, donde se pueden crear elementos que modelen de mejor manera el comportamiento de la estructura, como es el caso de las conexiones losa-columna y sus propiedades. En estos programas se puede definir que las articulaciones plásticas no sólo sean concentradas, sino que sean distribuidas y esto nos permite monitorear de mejor manera el comportamiento no lineal debido a la degradación de rigidez y resistencia. La ventaja que tienen los programas como ETABS es que nos permite visualizar de una forma interactiva el estado de las articulaciones plásticas en el tiempo, por lo que vale la pena realizar ambos análisis para complementar resultados. Adicionalmente, como se mencionó en párrafos anteriores, se podrían realizar refinamientos al modelo como por ejemplo: a) medir propiedades mecánicas de los materiales de los componentes estructurales y no estructurales, principalmente de resistencia y b) medir propiedades dinámicas de la estructura con el fin de poder realizar una mejor calibración del modelo numéricos.

8.2 Recomendaciones

Además de lo señalado arriba, a continuación, se presentan algunas recomendaciones para la evaluación, rehabilitación y reforzamiento, establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para la Ciudad de México de 2017 que deben considerarse al momento de evaluar una estructura de concreto existente.

La concepción arquitectónica de los proyectos de construcción debe tomar en cuenta aspectos básicos para el buen desempeño de las estructuras. Uno de los problemas recurrentes, que se observaron después del sismo, fue el daño de muros divisorios o de fachada que no cumplen una función estructural. Además, la falta de mantenimiento, el problema de la autoconstrucción sin el asesoramiento apropiado y la presencia de modificaciones estructurales y no estructurales no apropiadas fueron factores determinantes para la generación de un mal comportamiento que provocó daño en las estructuras o el colapso de ellas. Adicionalmente, la mayoría de los colapsos ocurridos en la Ciudad de México correspondió a estructuras con más de 30 años de existencia, lo que significa que fueron diseñadas con una versión anterior de los códigos vigentes, los cuales tuvieron modificaciones importantes tras el sismo de 1985. De manera general se deben evitar, en lo posible, irregularidades desde el punto de vista estructural. Por ejemplo, cambios bruscos de rigidez de la planta baja a las siguientes, que los elementos resistentes estén desalineados de nivel a nivel de una edificación, que existan cambios bruscos en el número y disposición de los elementos resistentes de una planta a la siguiente. Edificaciones muy esbeltas o alargadas, o que tengan entrantes o salientes brucas en planta o elevación, por mencionar algunas de las irregularidades bien documentadas en las Normas Técnicas de Diseño para Diseño por Sismo para la Ciudad de México de 2017.

Evaluación

Se deberá revisar la seguridad estructural de una edificación cuando se tengan indicios de que ha sufrido algún daño, presente problemas de servicio o de durabilidad, vaya a sufrir alguna modificación, cambiar su uso o bien, cuando se requiera verificar el cumplimiento del nivel de seguridad establecido en el Reglamento.

El proceso de evaluación deberá incluir:

- a) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismos u otras acciones.
- b) Si es aplicable, clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural) según su severidad y modo de comportamiento.
- c) Si aplica, estudio de los efectos del daño en los elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación.

Se deberá recolectar información básica de la edificación y de las acciones que la dañaron; en particular se procurará:

- a) Recopilar memorias, especificaciones, planos arquitectónicos y estructurales, así como informes y dictámenes disponibles.

- b) Inspeccionar la edificación, así como reconocer su edad y calidad de la construcción.
- c) Estudiar el reglamento y normas de construcción en vigor en la fecha de diseño y construcción de la estructura.
- d) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- e) Definir el alcance y magnitud de los daños.
- f) Tener entrevistas con los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Obtener información sobre las acciones que originaron el daño, tal como su magnitud, duración, espectros de respuesta u otros aspectos relevantes.

Al menos, se debe realizar una inspección en sitio con el fin de identificar el sistema estructural, su configuración y condición. Si es necesario, se deben retirar los recubrimientos y demás elementos que obstruyan la revisión visual del concreto.

La determinación de las propiedades de los materiales deberá efectuarse mediante procedimientos no destructivos o destructivos, siempre que por estos últimos no se deteriore la capacidad de los elementos estructurales. En caso de que se tengan daños en la cimentación o modificaciones en la estructura que incidan en ella, será necesario verificar las características del suelo mediante un estudio geotécnico.

Atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud del daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento y dependerá de la resistencia relativa del elemento a las distintas acciones mecánicas que actúen en él.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para la Ciudad de México de 2017, la magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en cinco niveles:

- a) Insignificante, que no afecta de manera relevante la capacidad estructural (resistencia y deformación). La reparación será de tipo superficial.
- b) Ligero, cuando afecta ligeramente la capacidad estructural. Se requieren medidas de reparación sencillas para la mayor parte de los elementos sin afectar el modo de comportamiento.
- c) Moderado, cuando afectan medianamente la capacidad estructural. La rehabilitación de los elementos dañados depende del tipo de elemento y modo de comportamiento.
- d) Severo, cuando el daño afecta significativamente la capacidad estructural. La rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.
- e) Grave, la rehabilitación implica una intervención amplia, con reemplazo o refuerzo de algunos elementos.

f) Muy grave, cuando el daño ha deteriorado a la estructura al punto que su desempeño no es confiable. Abarca el colapso total o parcial. La rehabilitación involucra el reemplazo o refuerzo de la mayoría de los elementos, o incluso la demolición total o parcial.

Si el daño observado es clasificado como de moderado, severo, grave o muy grave, se deberá notificar a la autoridad para que especifique si es necesaria la evacuación del edificio. Todo a juicio del Corresponsable en Seguridad Estructural.

Se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

Si la edificación no presenta daño estructural alguno se deberán estudiar los diferentes modos posibles de comportamiento de los elementos, y su efecto en el desempeño futuro de la edificación.

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará definida por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o de la cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo.

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elásticos convencionales, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de estas Normas o de otras Normas Técnicas Complementarias. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, se deberá considerar la participación de los elementos dañados, afectando su capacidad individual según el tipo y nivel de daño. En edificaciones inclinadas debe incluirse el efecto del desplomo en el análisis.

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine.

Si como resultado del proceso de evaluación de la seguridad estructural se concluye que cumple con la normativa vigente y sólo presenta daños estructurales insignificantes o ligeros, deberá hacerse un proyecto de rehabilitación que considere la restauración o reparación de dichos elementos.

Si se concluye que no cumple con el Reglamento, se presentan daños estructurales moderados o de mayor nivel, o se detectan situaciones que pongan en peligro la estabilidad de la estructura, deberá elaborarse un proyecto de rehabilitación que considere, no solo la reparación de los elementos dañados, sino la modificación de la

capacidad de toda la estructura. La evaluación podrá igualmente recomendar la demolición total o parcial de la estructura. En este caso la edificación deberá ser desalojada.

Rehabilitación

Si se detectan daños en la estructura que puedan poner en peligro su estabilidad, deberá controlarse el acceso a la misma y proceder a su rehabilitación temporal en tanto se termina la evaluación. En aquellos casos en que los daños hagan inminente el derrumbe total o parcial, con riesgo para la construcción o vías de comunicación vecinas, será necesario proceder a la demolición urgente de la estructura o de la zona que representa riesgo.

Cuando el nivel de daños observados en una edificación así lo requiera, será necesario rehabilitar temporalmente, o apuntalar, de modo que se proporcione la rigidez y resistencia provisionales necesarias para la seguridad de los trabajadores que laboren en el inmueble, así como de los vecinos y peatones en las zonas adyacentes. La rehabilitación temporal será igualmente necesaria cuando se efectúen modificaciones a una estructura que impliquen la disminución transitoria de la rigidez o capacidad resistente de algún elemento estructural.

Las obras de rehabilitación temporal, o apuntalamiento, deberán ser suficientes para garantizar la estabilidad de la estructura. Antes de iniciar las obras de rehabilitación deberá demostrarse que el edificio cuenta con la capacidad de soportar simultáneamente las acciones verticales estimadas (cargas muerta y viva) y 30 por ciento de las accidentales obtenidas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con las acciones permanentes previstas durante la ejecución de las obras. Para alcanzar dicha capacidad será necesario, en los casos que se requiera, recurrir a la rigidización temporal de algunas partes de la estructura.

Las conexiones entre elementos existentes y los materiales o elementos nuevos se deben diseñar y ejecutar de manera que se logre un comportamiento monolítico y se asegure la transmisión de fuerzas entre ellos. Se admitirá usar anclas, fijadores o pernos adhesivos o de percusión.

Cuando de la evaluación definitiva de una estructura se concluya que no es suficiente el reforzamiento de sus elementos para cumplir con la capacidad sismo-resistente exigida por este Reglamento, la forma de corregir la estructura se podrá llevar a cabo mediante la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen la resistencia y rigidez. Al incluir nuevos elementos es importante garantizar la compatibilidad de la estructura original y la de los nuevos elementos. Se deberá garantizar la continuidad de las conexiones entre nuevos elementos y la estructura original. Así como verificar la adecuada transmisión de las cargas de los nuevos elementos a la cimentación.

Se pueden usar estos elementos de concreto reforzado para reducir de una forma efectiva las excentricidades de una estructura y aumentar su capacidad sismo-resistente. El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm² (25 MPa). Se podrán colocar los muros en la periferia del edificio sin

interferir con el funcionamiento de este. La conexión con la estructura original se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión. Cuando la colocación de los muros sea en el interior de la estructura, la conexión con las losas se efectuará a través de perforaciones en ellas que permitan el paso del refuerzo longitudinal de los extremos del muro y parte del refuerzo intermedio, así mismo estas perforaciones servirán para la colocación del concreto.

El comportamiento de los muros de relleno puede ser semejante al de los muros de rigidez, cuyo refuerzo en los extremos lo constituyen las columnas de la estructura original, siempre y cuando la unión entre muros y las vigas y columnas garanticen la continuidad. En caso contrario, el muro se comporta como un diafragma que introduce grandes fuerzas cortantes en las columnas y en las vigas, lo que puede hacer necesario el refuerzo de estos elementos. En los casos en que los muros de relleno deban permitir el paso por la crujía, se podrán colocar en ambos lados de la columna en su eje. En este caso se deberá revisar el efecto sobre las trabes que reducirán su claro significativamente. El concreto deberá tener una resistencia a la compresión mínima de 250 kg/cm² (25 MPa).

Cuando se rehabilite con marcos o contravientos, éstos se deberán conectar a la estructura original lo cual se puede efectuar mediante estribos anclados en el sistema de piso, o bien a través del colado de una losa adicional de unión. Si la resistencia de la estructura es suficiente, sobre todo por cortante, se puede recurrir a la inclusión únicamente del contraventeo para rigidizar la estructura.

Reparación

Para recuperar la capacidad original de un elemento será necesaria su reparación o restauración. Aquellos elementos dañados que adicionalmente serán reforzados deberán ser reparados antes. Se deberán considerar todos los factores que intervengan para lograr una reparación adecuada como magnitud del daño, tipo y calidad de materiales, calidad de la ejecución y ensayos de control de calidad. Se debe considerar en el análisis y en la evaluación de la edificación, que el nivel de restitución de la capacidad estructural que sea factible alcanzar y satisfaga el modo de comportamiento requerido desde la parte estructural y servicio marcados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En elementos con daño severo y muy grave, puede ser necesario sustituir el concreto dañado por concreto nuevo, previo apuntalamiento de los elementos a reparar. Se deberá promover la buena adherencia entre los concretos existentes y los nuevos, utilizando aditivos especiales para unir concreto fresco a concreto endurecido, o conectores, así como aditivos o cementantes para evitar los pequeños cambios volumétricos debidos a la contracción por secado. Se usarán concretos del mismo tipo y con una resistencia de 50 kg/cm² superior a la del concreto original.

Se permitirá recurrir a la inyección de resinas o fluidos a base de polímeros. La viscosidad y tipo de la resina epóxica se determinará en función del ancho de la fisura por obturar. Se deberá impedir que se realicen perforaciones sobre las fisuras para evitar que se tapen impidiendo la penetración de la resina. Se permitirá inyectar una fisura con resina epóxica hasta con un ancho de 10 mm. Cuando el ancho sea superior se deberán utilizar fluidos a base de cementos hidráulicos de contracción compensada. En todos los casos se debe tener el concreto libre de acabados en por lo menos 300 mm adyacentes a la fisura.

Se deberá retirar el concreto, exponer totalmente las barras de refuerzo corroídas y sanas que estén dentro de la zona afectada. Para asegurar la adherencia entre los materiales nuevos, las barras de refuerzo y el concreto endurecido, se deberán limpiar las barras y las superficies del material existente. Si las barras corroídas han perdido más de 25 por ciento de su sección transversal, se deben reemplazar o bien colocar barras suplementarias que representen el doble del área perdida, ancladas adecuadamente. El nuevo concreto que se coloque deberá tener una menor permeabilidad que la del concreto existente. Se deberá considerar la conveniencia de proteger de la corrosión al refuerzo expuesto a través de medidas activas o pasivas.

Reforzamiento

Cuando se requiera modificar las capacidades resistentes o de deformación de un elemento estructural, será necesario recurrir a su reforzamiento. El reforzamiento de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta en el análisis estructural. Se debe revisar que la modificación de los elementos sujetos a refuerzo no produzca que los elementos no intervenidos alcancen prematuramente, estados límite de servicio o de falla, que puedan conducir a comportamientos desfavorables y no estables.

El análisis estructural podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo, si el diseño y ejecución de las conexiones entre los materiales así lo aseguran.

Los elementos de concreto se pueden reforzar colocando barras ó perfiles de acero, mallas metálicas o plásticas recubiertas con mortero, concreto, o fibra de carbón o de vidrio adheridos con resinas especialmente diseñadas. Cuando el reforzamiento de un elemento estructural se realice mediante encamisado con elementos hechos con fibras de carbón o fibras de vidrio, deberá prepararse la superficie del elemento para que sea lisa y se deben retirar los recubrimientos que afecten la adherencia del concreto y las resinas. Las aristas de los elementos deben redondearse para evitar la rotura de las fibras. Se debe garantizar la compatibilidad entre las resinas y fibras. Se deberán recubrir con un material protector aquellos elementos que estén expuestos directamente a la radiación solar y rayos ultravioleta. Si solo se encamisado la columna en el entre piso se incrementa su resistencia ante carga axial y fuerza cortante, quedando con un comportamiento más dúctil, pero no se altera su resistencia a flexión original. Para mejorar esta resistencia es necesario extender el encamisado a través de la losa, pasando las barras a través de la losa.

Con el aumento de espesor de un muro de concreto se incrementa su resistencia a fuerza cortante. Si se requiere además incrementar su capacidad para resistir la flexión, se debe aumentar particularmente la sección de sus extremos, concentrando en ellos la mayor parte del refuerzo adicional. El concreto nuevo deberá anclarse al viejo mediante conectores ahogados en éste con un mortero epóxico, o que atraviesen el muro si el refuerzo se requiere en ambas caras. Para transmitir las fuerzas cortantes entre los muros y las losas, así como para lograr la continuidad necesaria para el trabajo a flexión, se puede recurrir a perforaciones en las losas que permitan el paso del refuerzo y faciliten el colado. El refuerzo deberá llegar a la cimentación.

9. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Al-Chaar, G. (2002). Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures (No. ERDC/CERL-TR-02-1). ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER CHAMPAIGN IL CONSTRUCTION ENGINEERING RESEARCH LAB.

American Concrete Institute, ACI 369.1M-17 (2017). “Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings,”.

<https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=3691M17&Format=DOWNLOAD&Language=English>

American Concrete Institute, ACI 318M-14 (2017). “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14)”.

<https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=3691M17&Format=DOWNLOAD&Language=English>

American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-17 (2017). “Seismic evaluation and retrofit of existing buildings,” <https://www.asce.org/templates/publications-book-detail.aspx?id=25879>

Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). SeismoSignal: A computer program for signal processing of strong-motion data. Technical Report 4.3.0. Pavia, Italy: SeismoSoft.

Applied Technology Council ATC (1978). ATC 3-06 “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings,” Estados Unidos de América.

Arroyo, D., Singh, S., Ordaz, M., Meli, R., and Ramírez, M., (2018). “Comparison of Observed Seismic Intensities and Damage Pattern in Central Mexico during Intraslab Earthquakes of 1999 (Mw6.9) and 2017 (Mw7.1),” submitted for publication to Geofísica Internacional.

Building Research Institute. (2001). Standard for Seismic Evaluation and Guidelines for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings [Ebook] (1st ed., pp. Capítulo 3-5). Japan.

Carrillo, J., & Gonzalez, G. (2007). Influence of nonreinforced masonry in the inelastic behavior of concrete frames. DYNA, 74(152), 217-227.

Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A. C., CIRES - MÉXICO. (2019). Retrieved from <http://www.cires.org.mx/>

Comisión Federal de Electricidad, (2015). "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo," Distrito Federal.

Computers and Structures, Inc., CSI (2017). ETABS, 2017 v. 16.2.1, California, Estados Unidos de América. <https://www.csiamerica.com/products/ETABS, 2017.>

Christopoulos, C., Pampanin, S., & Nigel Priestley, M. J. (2003). Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations part I: single-degree of freedom systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(01), 97-118.

Escobedo, C. J. M., Herrero, C. V., Untiveros, C. M. A., & Bautista, M. Á. D. Predicción de la resistencia a partir del método de la madurez: Determinación experimental de la energía de activación de concretos autocompactantes y convencionales de lata resistencia.

Federal Emergency Management Agency – FEMA (1997). "Guías para la Rehabilitación Sísmica de Edificios," FEMA 273, Estados Unidos de América.

Federal Emergency Management Agency - FEMA (1998). "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings", FEMA 307. Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency – FEMA (2000). "Pre-estándar y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios," FEMA 356, Estados Unidos de América.

Gobierno de la Ciudad de México (GCDMX) (1976). "Normas Técnicas Complementarias," Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Diciembre 14, 1976.

Gobierno de la Ciudad de México (GCDMX) (1987). "Normas Técnicas Complementarias," Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Noviembre 19, 1987.

Gobierno de la Ciudad de México (GCDMX) (2004). "Normas Técnicas Complementarias," Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Octubre 6, 2004.

Gobierno de la Ciudad de México (GCDMX) (2017). "Normas Técnicas Complementarias," Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 bis, Diciembre 15, 2017.

Gobierno de la Ciudad de México. (2017). SASID (Versión 04.0.2). Ciudad de México. <https://www.dropbox.com/s/x5sjlgpiwzj6wuf/SASID%20A%20v04.0.2.zip?dl=0>

Google. (s.f.). [Mapa de predio, CDMS en Google maps]. Recuperado el 3 de Marzo, 2019, de: <https://www.google.com.mx/maps/place/Coquimbo+911b,+Lindavista,+07300+Ciudad+de+M%C3%A9xico,+CDMX/@19.4935811,-99.1249333,17z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x85d1f997faa9dbe3:0x1e46f0739d109754!8m2!3d19.4935761!4d-99.1227446>

Hueste, M. B. D., Browning, J., Lepage, A., & Wallace, J. W. (2007). Seismic design criteria for slab-column connections. *ACI Structural Journal*, 104(4), 448.

Hwang, S. J., & Moehle, J. P. (2000). Models for laterally loaded slab-column frames. *Structural Journal*, 97(2), 345-352.

ISC CDMX (2018): Instituto para la Seguridad de las Construcciones de la Ciudad de México, México. URL: <https://www.isc.cdmx.gob.mx/>.

Kang, T. H., & Wallace, J. W. (2006). Punching of reinforced and post-tensioned concrete slab-column connections. *ACI Structural Journal*, 103(4), 531.

Laughery, L. A., & Pujol, S. (2019). Drift Demands on Reinforced Concrete Structures Subjected to Strong Ground Motions. *ACI Structural Journal*, 116(1).

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.

Melgar, D., Pérez-Campos, X., Ramirez-Guzman, L., Spica, Z., Espíndola, V. H., Hammond, W. C., & Cabral-Cano, E. (2018). "Bend faulting at the edge of a flat slab: The 2017 Mw7.1 Puebla-Morelos, Mexico Earthquake," *Geophysical Research Letters*, 45. <https://doi.org/10.1002/2017GL076895>.

Ordaz, M. y Montoya-Dulché, C. (2018). DEGTRA ver. 10.4.0. Instituto de Ingeniería, UNAM.

Park, R., Priestley, M. J., & Gill, W. D. (1982). Ductility of square-confined concrete columns. *Journal of the structural division*, 108(4), 929-950.

Priestley, M. (2003). "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited". Pavia, Italy: The Mallet Milne Lecture.

Ramírez, L. (2017). Comunicación personal.

Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982, January). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. In *Journal Proceedings* (Vol. 79, No. 1, pp. 13-27).

Singh, S.K. (2018). Comunicación personal.

Singh, S.K., Reinoso, E., Arroyo, D., Ordaz, M., Cruz-Atienza, V., Pérez-Campos, X., Iglesias, A., y Hjörleifsdóttir V. (2018). "Deadly intraslab Mexico earthquake of 19 September 2017 (Mw7.1): ground motions and damage pattern in Mexico City," accepted for publication in *Seismological Research Letters*.

SGIRPC CDMX (2017): Secretaría de Gestión Integral de Reagos y Protección Civil de la Ciudad de México, México. URL: <https://www.proteccioncivil.cdmx.gob.mx/>.

SHCP CDMX (2017): Secretaría de Hacienda y Crédito Público de la Ciudad de México, México. URL: <https://www.gob.mx/hacienda>

SSN (2017): Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica, Universidad Nacional Autónoma de México, México. URL: <http://www.ssn.unam.mx>. DOI: <https://doi.org/10.21766/SSNMX/SN/MX>.

The Seismic Assessment of Existing Buildings – The Seismic Assessment of Existing Buildings. (2019). Retrieved from <http://www.eq-assess.org.nz/>

ANEXO A: FORMATO DE INSPECCIÓN Y BASE DE DATOS

En este anexo se presenta el formato de inspección y algunas de las capturas más relevantes de la base de datos, por razones de confidencialidad se reservan datos de ubicación.

Formato de inspección

Nombre del evaluador: _____ Fecha: 26-11-2018 Hora: 10:00 Duración visita: 1 hora

INFORMACIÓN GENERAL DEL INMUEBLE

Nombre del edificio: _____ Coordinadas: _____

Calle y número: _____

Colección: Lindavista Código postal: 02300

Delegación/Municipio: Gustavo Adolfo Madero Estado: Capital de México

Referencias: _____ (entre calles "A" y "B", un año visible, etc.)

Persona contactada/propietario: _____ Teléfono: + | | _____

USO

1- Habitacional <input type="checkbox"/> Unifamiliar <input type="checkbox"/> No. Cuartos <input checked="" type="checkbox"/> Multifamiliar <input type="checkbox"/> No. Deptos. <input type="checkbox"/> Hotel	2- Oficinas / Comercio <input type="checkbox"/> Oficinas <input type="checkbox"/> Tienda <input type="checkbox"/> Mercado <input type="checkbox"/> Restaurante	3- Educativo <input type="checkbox"/> Preescolar <input type="checkbox"/> Primaria <input type="checkbox"/> Secundaria <input type="checkbox"/> Superior <input type="checkbox"/> Biblioteca <input type="checkbox"/> Museo	4- Salud <input type="checkbox"/> Hospital <input type="checkbox"/> Clínica <input type="checkbox"/> Asilo <input type="checkbox"/> Estancia <input type="checkbox"/> Infantil	5- Recreación <input type="checkbox"/> Centro social <input type="checkbox"/> Templo religioso <input type="checkbox"/> Gimnasio <input type="checkbox"/> Salón baile/juego <input type="checkbox"/> Cine/Teatro/Auditorio <input type="checkbox"/> Estadio	6- Industrial <input type="checkbox"/> Fábrica <input type="checkbox"/> Taller <input type="checkbox"/> Bodega <input type="checkbox"/> Generac. eléctrica <input type="checkbox"/> De combustibles	7- Comunicaciones y transportes <input type="checkbox"/> Terminal de pasajeros <input type="checkbox"/> Terminal de carga <input type="checkbox"/> Estacionamiento <input type="checkbox"/> Aeropuerto/Puerto <input type="checkbox"/> Carretera / T.México / Teléfono <input type="checkbox"/> Radio / Televisión <input type="checkbox"/> Antena transmisora	Estructura GRUPO: <input type="radio"/> A <input type="radio"/> B1 <input checked="" type="radio"/> B2 <input type="radio"/> C
---	---	--	--	--	---	--	---

Ocupación: Habitada en uso Abandonada/desocupada Detallada por daños

Numero de ocupantes: Día: _____ Noche: _____
 o capacidad de personas: Día: _____ Noche: _____

TERRENO Y CIMENTACIÓN

SUELO
 Blando
 Transición
 Firme

Cim. Superficial
 Zapatas aisladas
 Zapatas corridas
 Cimiento de piedra
 Lasa
 Dapón

Cimentación Profunda
 Pilotes / pilas
 Asilo
 Otro _____

AFECTACIONES
 Heridos No. _____
 Muertos No. _____

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

No. de sótanos: 0 Año de construcción: 1989
 No. de pisos sobre nivel de calle: 3 Año rehabilitación: 2018

Dimensiones Generales:
 X = Frente: 29 m
 Y = Fondo: 20 m
 Altura planta baja: 2.95 m
 Altura entrepisos: 2.10 m

No. cubos de escaleras: 4
 No. cajones estacionamiento: 14
 No. cubos de elevadores: 1
 No. escaleras independientes: 0
 No. cubos de iluminación: 2

Apéndice en azotea (escaleras / elevador / cuarto azotea)
 Mezanina (solo intermedia que no cubre toda la planta)
 Piso a media altura (de los entrepisos tipo)
 Escaleras externas
 Semisótano (primer sótano a medio nivel de calle)
 Escaleras independientes

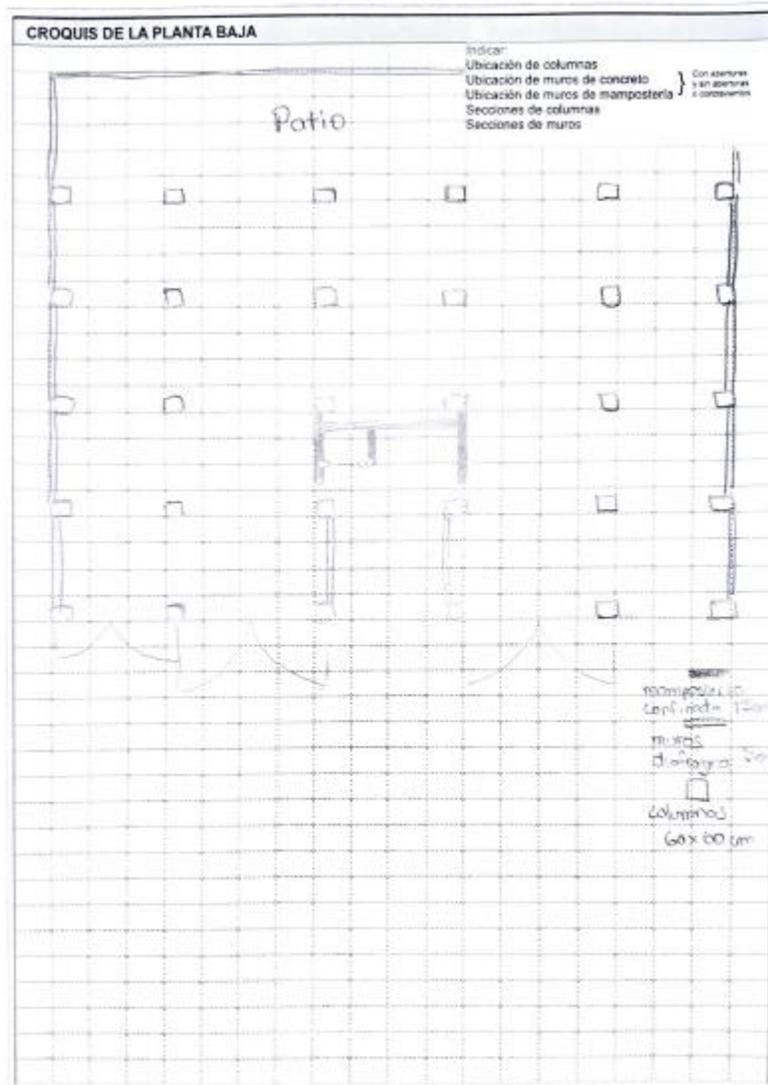
PLANTA
 Fachada Frontal
 Fachada Principal
 Calle

ELEVACIÓN
 Ejemplo de nomenclatura local:
 A2: Piso 2
 N4: Piso 1
 N3: Piso medio
 N1: Planta Baja
 E1: Sótano 1
 S2: Sótano 2

MANTENIMIENTO DE LA EDIFICACIÓN

NULO REGULAR

VULNERABILIDAD																																																																																																										
Posición en manzana: <input type="checkbox"/> Esquina <input checked="" type="checkbox"/> Medio <input type="checkbox"/> Alzado																																																																																																										
Irregularidad en planta <input type="checkbox"/> Esquina <input type="checkbox"/> Longitud entranterosalientes > 20 % <input type="checkbox"/> En "L" u otra geometría irregular	Irregularidad en elevación <input checked="" type="checkbox"/> Planta baja flexible <input type="checkbox"/> Marcos o muros no llegan a la cimentación <input type="checkbox"/> Columnas cortas <input type="checkbox"/> Reducción de la planta en pisos superiores <input type="checkbox"/> Sistemas de entrespe inclinados <input type="checkbox"/> Grandes masas en pisos superiores <input type="checkbox"/> Arreglo irregular de ventanas en fachada <input type="checkbox"/> Cambio brusco de rigidez																																																																																																									
Otras fuentes de vulnerabilidad <input type="checkbox"/> Conexión excéntrica trabe-columna <input type="checkbox"/> Perfilado irregular/plana sola hilera de columnas <input type="checkbox"/> Un elemento resaca más del 20% del mismo <input type="checkbox"/> Columna débil-viga fuerte <input type="checkbox"/> Losa plana <input checked="" type="checkbox"/> Losa plana Reticular	Edificio vecino <input type="checkbox"/> No aplica. Nivel de dato No. de pisos: <u>5</u> <input type="checkbox"/> Ligero <input type="checkbox"/> Intermedio Colindancia: <u>20</u> cm <input checked="" type="checkbox"/> Grave → colapso Uso del inmueble: <u>Residencia</u>																																																																																																									
SISTEMA ESTRUCTURAL																																																																																																										
Material en muros <input type="checkbox"/> Concreto reforzado <input type="checkbox"/> Otro: _____ <input type="checkbox"/> Concreto prefabricado <input type="checkbox"/> Taldado de concreto (hachado) <input type="checkbox"/> Bloque de concreto (20x40 cm) <input checked="" type="checkbox"/> Ladrillo de barro masado <input type="checkbox"/> Tabique de arcilla hueco <input type="checkbox"/> Paneles con capa de mortero	SISTEMA DE PISO / TECHO Sistema de piso <input type="checkbox"/> Losa apoyada en trabes <input type="checkbox"/> Losa plana (si la hubo) <input type="checkbox"/> Vigas y piso de madera Losa de concreto <input type="checkbox"/> Maciza <input checked="" type="checkbox"/> Aligerada <input type="checkbox"/> Prefabricada de concreto <input type="checkbox"/> Vigüeta y bobadilla <input type="checkbox"/> Lamina acanalada con capa <input type="checkbox"/> Reticular Distancia a eje de Tralbes secundarias: _____ cm Vigas, vigüetas o nervaduras: <u>15</u> cm Lagüeros: _____ cm Espesor total: <u>30</u> cm Capa compresión: <u>10</u> cm																																																																																																									
Refuerzo en la mampostería <input type="checkbox"/> Sin refuerzo <input type="checkbox"/> Con refuerzo interior <input checked="" type="checkbox"/> Mampostería confinada <input type="checkbox"/> Otra: _____ <input type="checkbox"/> Mampostería real confinada (sin refuerzo en puertas/ventanas)																																																																																																										
ESTRUCTURA PRINCIPAL VERTICAL																																																																																																										
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse; font-size: 8px;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Planta Baja</th> <th colspan="2">Niveles Tipo</th> <th rowspan="2">Estratos</th> <th rowspan="2">Aperturas</th> <th rowspan="2">Cubos</th> <th rowspan="2">Discontin. / irregularidad</th> </tr> <tr> <th>X</th> <th>Y</th> <th>X</th> <th>Y</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Marcos</td> <td>Acero</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Concreto</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Conc. prefabricado</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td></td> <td>Cols. y losa plana</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Contrav.</td> <td>Acero</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Concreto</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Cubos varios pisos</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Cables</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Muros</td> <td>De carga mampostería</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Diaphragma mampost.</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>De concreto con vigas de acoplamiento</td> <td><input type="checkbox"/></td> </tr> </tbody> </table>		Planta Baja		Niveles Tipo		Estratos	Aperturas	Cubos	Discontin. / irregularidad	X	Y	X	Y	Marcos	Acero	<input type="checkbox"/>	Concreto	<input type="checkbox"/>	Conc. prefabricado	<input type="checkbox"/>		Cols. y losa plana	<input type="checkbox"/>	Contrav.	Acero	<input type="checkbox"/>	Concreto	<input type="checkbox"/>	Cubos varios pisos	<input type="checkbox"/>	Cables	<input type="checkbox"/>	Muros	De carga mampostería	<input type="checkbox"/>	Diaphragma mampost.	<input type="checkbox"/>	De concreto con vigas de acoplamiento	<input type="checkbox"/>	Planos: <input type="checkbox"/> Arquitectónicos <input checked="" type="checkbox"/> Estructurales <input type="checkbox"/> Memoria de cálculo <input type="checkbox"/> Autoconstrucción (sin cálculo) <input type="checkbox"/> Otro Especificar: _____																																																																		
		Planta Baja		Niveles Tipo						Estratos	Aperturas	Cubos	Discontin. / irregularidad																																																																																													
	X	Y	X	Y																																																																																																						
Marcos	Acero	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Concreto	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Conc. prefabricado	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Cols. y losa plana	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
Contrav.	Acero	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Concreto	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Cubos varios pisos	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Cables	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
Muros	De carga mampostería	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	Diaphragma mampost.	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
	De concreto con vigas de acoplamiento	<input type="checkbox"/>																																																																																																								
REHABILITACIÓN <input type="checkbox"/> No aplica																																																																																																										
Tipo <input type="checkbox"/> Arquitectónicas <input type="checkbox"/> Reparación estruct. <input checked="" type="checkbox"/> Refuerzo <input type="checkbox"/> Reestructuración	Técnicas empleadas: <input type="checkbox"/> Recimentación <input type="checkbox"/> Encamisado concreto <input type="checkbox"/> Encamisado acero <input checked="" type="checkbox"/> Muros, malla y mortero <input type="checkbox"/> Contraviento <input checked="" type="checkbox"/> Adición de muros concreto <input type="checkbox"/> Adición muros mampostería <input type="checkbox"/> Contrafuertes externos <input type="checkbox"/> Fibras carbono / sintéticas <input type="checkbox"/> Otro																																																																																																									
Descripción breve: <u>Se realizó reparación de columnas en planta baja, adición de muros de concreto y enmuro de muros de mampostería.</u>																																																																																																										
EVALUACIÓN DE DAÑOS																																																																																																										
Problemas geotécnicos (NO) <input type="checkbox"/> Grietas en el terreno circundante <input type="checkbox"/> Hundimientos diferenciales <input type="checkbox"/> Hundimiento (↓) o emersión (↑) general = _____ cm <input type="checkbox"/> Inclinación del edificio: _____ %	Estructura <input type="checkbox"/> Colapso total Colapso parcial <input type="checkbox"/> Techo <input type="checkbox"/> Planta baja <input type="checkbox"/> Piso intermedio <input type="checkbox"/> Sección del edificio _____ % <input type="checkbox"/> Choque con edificio vecino																																																																																																									



Base de datos

No.	Clave	Nombre del Edificio	Se encuentra en la BD CICM-SMIE	No. en la BD CICM-SMIE	Ubicación					
					Calle	Entrecalles	Colonia	Delegación	CP	Coordenadas Geográficas (Latitud, Longitud)
8	GM01008	-	No	-			Lindavista	Gustavo A. Madero	07300	

Información del Proyecto Original					Uso			
Fecha de Construcción	Diseñador	Planos Arquitectónicos	Planos Estructurales	Memoria de Cálculo	Tipo	Detalle	No. cuartos/ No. Dptos.	Obs.
oct-87	Betancourt Arquitectos e Ingenieros	Sí	Sí	Sí	Habitacional	Multifamiliar	14	-

Grupo de Importancia	Zona Sísmica	Tipo de Suelo	Período del Suelo (s)	Aceleración Máx. Suelo	Coeficiente Sísmico/NTC	Q Diseño/NTC	Sistema Estructural	
							Tipo	Obs.
B2	Zona II	Transición	0.59	0.29	0.32	3	LP	-

Posición en Manzana	Tipo de Regularidades según NTC 2017													Desplazamiento lateral en un punto > 30% en los extremos de la planta	La RL o la RC de algún entrepiso > 40 % del entrepiso inmediatamente inferior	Más de 30 % de las columnas en un entrepiso no están ligadas al mismo	Clasificación
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13				
Medio	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Sí	No	No	Sí	No	MUY IRREGULAR

Otras												
Planta Baja Débil	Columna Corta	Marcos o muros que no llegan a la cimentación	Conexión excéntrica Viga-Columna	Péndulo Invertido/ una losa hilera de col.	Un elemento resiste más del 35 % del sismo	Columna débil-Viga fuerte	Losa Plana	Losa Plana Reticular	Propenso a Golpeteo	Colindancia Mínima (cm)	Altura de Edif. Vecino (m)	Obs.
Sí	Sí	No	No	No	No	No	Sí	Sí	Sí	20	20.6	Edificio vecino colapsó

Long. Frontal X (m)	Long. Lateral Y (m)	Área en Planta (m ²)	Superficie Construida (m ²)	No. Entre Ejes (X)	No. Entre Ejes (Y)	No. de Pisos S.N.B	Altura S.N.B (m)	Altura 1er Nivel (m)	Altura Entrepisos (m)	No. Sótanos	Profundidad Sótanos (m)
24	20	480	4586	6	5	8	20.6	2.45	2.6	0	0

Uso en piso Superior	Mezanine	Cubo de Luz	Material	Medidas (m) (X;Y)	Cubo de Elevadores	Material	Medidas (X;Y)	Cubo de Escaleras	Material	Medidas (X;Y)	Obs.
Azotea	No	Sí	Mampostería confinada	2 m diámetro	Sí	Mampostería confinada	2;2	Sí	Mampostería confinada	3.45;2.82	-

Dim. Tipo Col. 1er N (cm)		f'c Col. 1er N (kg/cm ²)	E Col. 1er N (kg/cm ²)	Clase Concreto / NTC	fy Acero de Refuerzo Longitudinal (kg/cm ²)	fy Acero de Refuerzo Transversal (kg/cm ²)	fy Acero Estructural (kg/cm ²)	Recubrimiento en Col. 1er NS
A	B							
60	60	250	158113.883	2	4200	4200	NA	No

Dim. Tipo Cast. 1er N (cm)		f'c Castillos 1er N (kg/cm ²)	E.Castillos 1er N (kg/cm ²)	Clase Concreto / NTC	fy Acero de Refuerzo Longitudinal (kg/cm ²)	fy Acero de Refuerzo Transversal (kg/cm ²)	Dim. Tipo Dalas 1er N (cm)		f'c Dalas 1er N (kg/cm ²)	E.Dalas 1er N (kg/cm ²)	Clase Concreto / NTC	fy Acero de Refuerzo Longitudinal (kg/cm ²)	fy Acero de Refuerzo Transversal (kg/cm ²)
A	B						A	B					
15	15	250	158113.883	2	4200	4200	15	15	250	158113.883	2	4200	4200

Esesor Muros Diafragma (cm)	Material en Muros Diafragma	Posee Castillos	Posee Dalas	Resistencia (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	Esesor Muros Divisorios (cm)	Material en Muros Divisorios	Tipo de Unión en Muros Divisorios	Resistencia (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	Obs.
15	Ladrillo de barro macizo	No	No	20	12000	15	Ladrillo de barro macizo	En contacto con el marco	20	12000	Valores de resistencia asumidos

Losas							Cimentación			
Sistema de Piso	Tipo de Losa	Esesor Losa (cm)	f'c Losa (kg/cm ²)	E.Losa (kg/cm ²)	Recubrimiento en Losa	Obs.	Tipo de Cimentación	Profundidad de Cimentación (m)	Obs.	
Losa plana (sin trabes)	Reticular	35	250	158113.883	Sí	-	Cajón_Pilotes/pilas	ND	-	

Problemas Geotécnicos					Colapso Parcial							
Inclinación del Edificio	Hundimientos Diferenciales	Otros	Detalles	Fallas en cimentación	Golpeteo con edif. Vecino	Colapso Total	Detalle	Techo	1er Nivel	Piso Intermedio	Sección del Edif.	Detalle
No	No	Otros		No	Sí	No		No	No	No	No	

Columnas 1er Nivel										
Acero Expuesto	Acero Pandeado	Aplastamiento del Concreto	Grietas por Flexión	Grietas por Cortante	Grietas por Torsión	Grietas por Adherencia	Grietas por Tensión Diagonal	Ancho máx. de grietas (mm)	Mag. Daño NTC Rehab.	Esp. %
Sí	No	No	No	Sí	No	No	No	30	Grave	

Tipo de Rehabilitación	Estado de la Rehabilitación	Documentación del Proyecto de Rehabilitación					
		Planos Arquitectónicos	Planos Estructurales	Memoria de Cálculo	Estudios de Lab.	Estudio de Suelo	Estudio Topográfico
Reestructuración	Terminada	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No

Coeficiente Sísmico/NTC	Q Diseño/NTC	Dim. Tipo Col. (cm)		f'c Col. (kg/cm ²)	E Col. (kg/cm ²)	Clase Concreto / NTC	fy Acero de Refuerzo Longitudinal (kg/cm ²)	fy Acero de Refuerzo Transversal (kg/cm ²)	fy Acero Estructural (kg/cm ²)	Recubrimiento
		A	B							
0.95	1	60	60	350	261916.0171	1	4200	4200	NA	No

Espesor Muros Diafragma (cm)	Material en Muros Diafragma	Posee Castillos	Posee Dalas	Resistencia (kg/cm2)	E (kg/cm2)	Espesor Muros Divisorios (cm)	Material en Muros Divisorios	Tipo de Unión en Muros Divisorios	Resistencia (kg/cm2)	E (kg/cm2)
20	Concreto	No	No	350	261916.0171	13 y 19	Mampostería reforzada	Ligada	ND	ND

Información ISC Rehabilitación Post Sismo 2017					
Nombre del Proyecto	No. de Constancia de revisión	Fecha	Corresponsable	Contacto	Elaboró
REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL	ISCDF-DG-CR-REH-2018/08	43251			

ANEXO B: METODOLOGÍA JAPONESA DE EVALUACIÓN POST SÍSMICA VERSIÓN 2001

La referencia a esta metodología se encuentra en el volumen de la traducción al inglés del "Estándar para la evaluación sísmica de la Asociación para la prevención de desastres en Japón" y se publicó en 2001 para ayudar a otros países propensos a los terremotos que enfrentan problemas sísmicos similares a los de Japón. La primera edición (en japonés) de la Norma / Directrices se publicó en 1977, seguida de revisiones en 1990 y 2001. La traducción al inglés fue confiada a la institución administrativa independiente, Instituto de investigación de la construcción (BRI) y se completó en un corto período de tiempo por los Dres. Isao Nishiyama, Masaomi Teshigawara, Hiroshi Fukuyama y Koichi Kusunoki del BRI. La traducción también fue revisada por los miembros principales del Comité de Revisión de 2001, los Dres. Toshimi Kabeyasawa, Masaya Murakami, Yoshiaki Nakano y Hideo Katsumata.

La metodología Japonesa de Evaluación Post Sísmica versión 2001 tiene tres niveles de evaluación del comportamiento ante sismo de estructuras, que van desde el más sencillo al más detallado, constituyéndose así los procedimientos de primer, segundo y tercer nivel. La finalidad de la metodología es la elaboración de la evaluación del comportamiento ante sismo de las estructuras en el menor tiempo posible y también poder realizar un gran número de evaluaciones. Este proceso de evaluación permite identificar aquellos edificios que están en riesgo y llevar a cabo la reconstrucción o la rehabilitación sísmica ya que se puede conocer en primera instancia dónde y cómo reparar y reforzar.

Las estructuras que son aplicables a esta metodología son las edificaciones existentes de concreto reforzado de mediana y/o baja altura. La evaluación de las características de comportamiento ante sismo de una estructura se realiza considerando el sistema estructural de concreto reforzado independientemente de los elementos no estructurales.

Para evaluar el comportamiento ante sismo la metodología realiza el producto de una serie de índices y factores que determinan el nivel de seguridad estructural de un edificio. La evaluación finaliza cuando se compara el índice de comportamiento estructural ante sismo I_S , y el índice de demanda sísmica I_{S0} tal que:

$$I_S \geq I_{S0}$$

B.1

Así, cuando I_S es mayor o igual a I_{S0} , se considera que las características de comportamiento de la estructura son superiores a las demandadas por el sismo de diseño, concluyéndose que, en principio, la estructura es segura; es decir, se determina que, ante la demanda solicitada por el sismo supuesto de diseño, la estructura presenta características de comportamiento adecuadas. Aunque un sistema estructural haya sido evaluado como seguro, eso no implica que no vaya a presentar o que no tenga daño alguno; el daño puede existir, pero sin colapso. Por ejemplo, se pueden presentar problemas de deformación importante en algunas losas, o incluso daño severo o colapso en algunos elementos estructurales, pero finalmente serán fenómenos que no repercutirán en la estabilidad de la estructura total. No se debe olvidar que el procedimiento de evaluación presentado se refiere al sistema estructural total, no a la condición de elementos locales. Contrariamente a cuando I_S es menor

que I_{S0} , significa que existe un problema en el comportamiento de la estructura ante la incidencia de un sismo; sin embargo, eso no significará que en todos los casos se presente la falla total o colapso. La relación entre los valores de los índices I_S/I_{S0} , determina de manera cuantitativa el nivel de daño que puede tener una estructura, información que servirá para definir concretamente las medidas a tomar respecto a la misma (reparación o demolición). A continuación, se detallan las ecuaciones para la obtención de los índices para el primer nivel de evaluación, que es el que se aplicará en este trabajo de investigación.

Índice de comportamiento estructural I_S

El índice I_S representa las características de comportamiento sísmico de una estructura, cuyo valor será mayor mientras más alta sea la capacidad final de la estructura ante las cargas laterales y a mayor capacidad de deformación. El índice sísmico de la estructura I_S se calculará mediante la Ecuación B.2 para cada nivel y para cada dirección principal del edificio.

$$I_S = E_0 S_D T \quad \text{B.2}$$

Donde:

E_0 = índice básico de capacidad existente.

S_D = índice de configuración estructural.

T = índice de edad.

Índice básico de capacidad existente E_0

El índice básico de comportamiento E_0 , considerando el valor de los otros índices suplementarios iguales a la unidad, representa las características de comportamiento ante sismo que posee una estructura con base en la capacidad última del edificio, el mecanismo de falla y la capacidad de deformación. A mayor resistencia, mayor capacidad de deformación, mayor ductilidad y la formación de un adecuado mecanismo de falla, se obtendrán valores más altos del índice E_0 . Cuando se usa el procedimiento de primer nivel de evaluación, los elementos verticales de la estructura se dividen en los rubros mostrados en la Tabla B.1.

Tabla B.1 Clasificación de miembros verticales

Miembro vertical	Definición
Columna	Columnas cuyo $h_0/D > 2$
Columna extremadamente corta	Columnas cuyo $h_0/D \leq 2$
Muro	Muros incluidos aquellos sin columnas de borde.

Nota:

h_0 : Altura libre de la columna

D : Peralte de la columna en la dirección de análisis

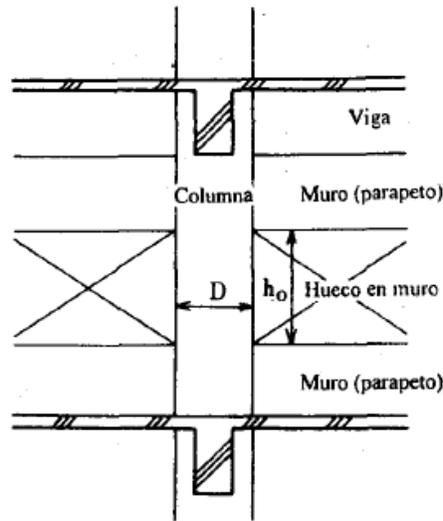


Figura B.1 Altura libre de columna h_0

El índice básico de capacidad de la estructura E_0 se tomará como el mayor valor de las ecuaciones B.3 y B.4. El índice E_0 se tomará como el valor de la Ecuación B.3 en caso de que el nivel consista en columnas extremadamente cortas, cuando éstas son consideradas como elementos principales de segunda clase. Los elementos principales de segunda clase son aquellos que fallan ante la incidencia de cargas laterales y en su proximidad, no hay elementos que puedan soportar las fuerzas verticales que ellos resisten.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_W + \alpha_1 C_C) F_W \quad \text{B.3}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{SC} + \alpha_2 C_W + \alpha_3 C_C) F_{SC} \quad \text{B.4}$$

Donde:

n = número de niveles del edificio.

i = número del nivel en evaluación, donde el primer piso es enumerado como 1 y el superior como n .

El coeficiente $\frac{n+1}{n+i}$ representa la distribución del cortante de entrepiso ante sismo.

C_W = índice de resistencia de muros de concreto, conforme a la Ecuación B.5.

C_C = índice de resistencia de columnas, conforme a la Ecuación B.6.

C_{SC} = índice de resistencia de columnas cortas, conforme a la Ecuación B.7.

α_1 = suma de la resistencia de columnas al momento de la deformación de resistencia última de muros entre la resistencia última de columnas, se puede igualar a 0.7. Sin embargo, cuando $C_W \approx 0$, α_1 se considerará igual a 1.0.

α_2 = suma de la resistencia de muros cuando se alcanza la deformación de capacidad última de columnas cortas entre la suma de capacidad última de muros, puede considerarse igual a 0.7.

α_3 = suma de la resistencia de columnas cuando se alcanza la deformación de capacidad última de columnas cortas entre la suma de capacidad última de columnas, puede considerarse igual a 0.5.

F_w = índice de ductilidad de muros. Cuando $C_w \approx 0$, se considerará el índice de ductilidad de columnas F_c igual a 1.0.

F_{SC} = índice de ductilidad de columnas cortas, puede considerarse igual a 0.8.

Índice de capacidad C

Para el procedimiento de primer nivel, únicamente se considerará el área de la sección transversal de muros y columnas de concreto reforzado, determinándose el valor del índice de resistencia, C, como se indica:

$$C_w = \frac{\tau_{w1}A_{w1} + \tau_{w2}A_{w2} + \tau_{w3}A_{w3}}{\sum W} \beta_c \quad \text{B.5}$$

$$C_c = \frac{\tau_c A_c}{\sum w} \beta_c \quad \text{B.6}$$

$$C_{SC} = \frac{\tau_{SC} A_{SC}}{\sum w} \beta_c \quad \text{B.7}$$

$$\beta = \frac{F_c}{20}; F_c \leq 20 \quad \text{B.8}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{F_c}{20}}; F_c > 20 \quad \text{B.9}$$

Donde:

C_w = índice de resistencia de muros.

C_c = índice resistencia de columnas.

C_{SC} = índice de resistencia de columnas cortas.

τ_{w1} = esfuerzo cortante promedio en muros a la capacidad última teniendo columnas de borde en ambos extremos, puede considerarse de 3 N/mm² (30 kg/cm²).

τ_{w2} = esfuerzo cortante promedio en muros a la capacidad última teniendo columnas de borde en un sólo extremo, puede considerarse de 2 N/mm² (20 kg/cm²).

τ_{w3} = esfuerzo cortante promedio en muros a la capacidad última sin columnas de borde, puede considerarse de 1 N/mm² (10 kg/cm²).

τ_c = esfuerzo cortante en columna, a la capacidad última, puede considerarse de 1 N/mm² (10 kg/cm²).

Sin embargo, para relaciones h_0/D mayor de 6, el esfuerzo deberá considerarse de 0.7 N/mm² (7 kg/cm²).

τ_{SC} = esfuerzo cortante promedio en columna corta, a la capacidad última, considerarse de 1.5 N/mm² (15 kg/cm²).

A_{w1} = área de la sección transversal del muro en mm², efectiva en el sentido de análisis para cada nivel cuando existen columnas de borde en ambos extremos.

A_{w2} = área de la sección transversal del muro mm^2 , efectiva en el sentido de análisis para cada nivel cuando existe columna de borde en un sólo extremo.

A_{w3} = área de la sección transversal del muro mm^2 , efectiva en el sentido de análisis para cada nivel cuando no existen columnas de borde.

A_C = suma del área de las columnas del nivel en mm^2 . No se considerarán dentro de esta área, al área de elementos de borde de muros de concreto.

A_{SC} = suma del área de las columnas cortas del nivel mm^2 .

$\sum W$ = peso total de los niveles superiores del edificio al de análisis en N. En caso de no realizarse un cálculo, se puede considerar el peso por unidad de superficie igual a 12 kN/m^2 (0.12 kg/cm^2).

F_c = resistencia a compresión del concreto en N/mm^2 , en caso de no existir una inspección a detalle, podrá considerarse el valor de la resistencia nominal. Sin embargo, siempre menor o igual a 20 N/mm^2 (200 kg/cm^2).

Índice de ductilidad F

El índice de ductilidad de un miembro vertical en el procedimiento de evaluación de primer nivel debe seleccionarse como se indica en la Tabla B.2 de acuerdo con la clasificación del miembro.

Tabla B.2 Índice de ductilidad

Miembro vertical	Índice de ductilidad
Columna $h_0/D > 2$	1.0
Columna extremadamente corta $h_0/D \leq 2$	0.8
Muro	1.0

Índice de configuración estructural S_D

Considerando el grado G_i ; y el intervalo del factor de ajuste R_{1j} , el valor de q_{1j} , se calculará usando las ecuaciones B.10 a B.12, que representan el nivel de efecto de cada concepto. Posteriormente, el valor de índice de configuración estructural se obtendrá de la multiplicación de los factores q_{1j} , calculados para cada concepto.

Los valores G_i y R_{1j} se pueden tomar de acuerdo con la Tabla B.3.

$$S_{D1} = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1j} \tag{B.10}$$

$$q_{1j} = [1 - (1 - G_i) \times R_{1j}] \dots i = a, b, c, d, e, f, i, j \tag{B.11}$$

$$q_{1j} = [1.2 - (1 - G_i) \times R_{1j}] \dots i = h \tag{B.12}$$

Tabla B.3 Valores de G_i y R_{1j}

Concepto			G_i (Grado)			R (Factor de ajuste)
			1.0	0.9	0.8	R_{1j}
Configuración en planta	a	Regularidad	Regular a1	Medianamente regular a2	Irregular a3	1.0
	b	Relación de aspecto de la planta	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	0.5
	c	Estrechamientos	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5
	d	Junta de expansión	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	0.5
	e	Aberturas en sistema de piso	$e \leq 0.1$	$5 < e \leq 8$	$0.3 < e$	0.5
	f	Aberturas en sistema de piso con posición excéntrica	$f1 \leq 0.4$ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ $0.3 < f2$	0.25
	g					
Configuración en elevación	h	Existencia de sótanos	$1 \leq h$	$0.5 \leq h < 1$	$h < 0.5$	0.5
	i	Uniformidad de altura de entrepiso	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	0.5
	j	Existencia de entrepiso débil	No tiene piso suave	Piso suave	Piso suave excéntrico	1.0

Observaciones:**Regularidad**

a1: Aproximadamente simétrico respecto a dos ejes, el área de una saliente es menor al 10% del área total de piso.

a2: Estructuras con mayor irregularidad que a1. También, aquellas que tengan una forma en planta de L, T o U, donde la relación del área de una saliente es menor al 30% del área total de piso.

a3: Estructuras con mayor irregularidad que a2. También, aquellas que tengan una forma en planta de L, T o U, donde la relación del área de una saliente supera el 30% del área total de piso.

Un área saliente es la parte más pequeña, y la estructura principal es el área más grande restante. Si la relación de aspecto (h/b) del área saliente es menor que 1/2, no se toma en cuenta este elemento. (Figura B.2).

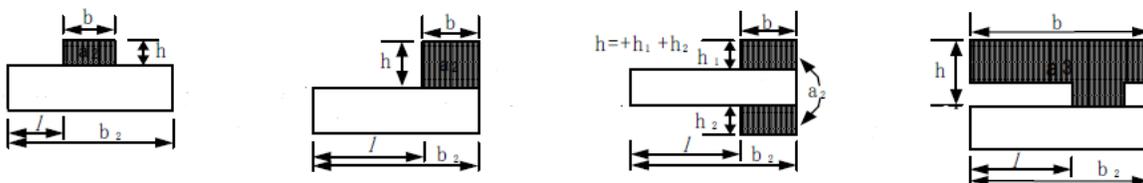


Figura B.2 Tipos de salientes

Relación de aspecto de la planta

b: $b =$ Relación entre la dimensión en el sentido longitudinal entre la dimensión en el sentido transversal. En caso de que la planta no tenga forma rectangular, la dimensión del lado longitudinal se puede tomar despreciando la parte del saliente cuando su área sea menor al 10% del área de piso, mientras que, de lo contrario, debe tomarse como el mayor entre $b_1=2l$ y b_2 .

Estrechamientos

c: $c = D_1/D_0$. Se considera que los edificios en los esquemas (1) y (2) de la Figura B.3 tienen partes estrechas, mientras que los esquemas (3) y (4) de la Figura B.3 no tienen partes estrechas.

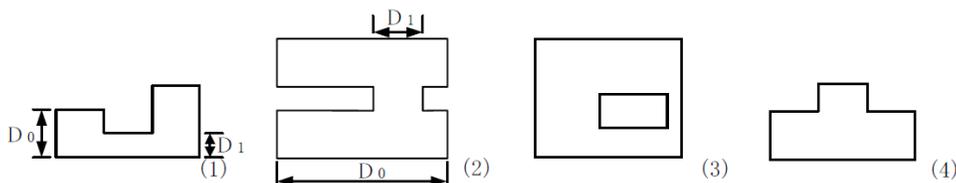


Figura B.3 Tipos de estrechamientos

Juntas de expansión

d: aplicable cuando existe junta de construcción. $d =$ separación en la junta de expansión entre la altura medida desde la base a la junta de expansión.

Aberturas en sistema de piso

e: $e =$ relación entre el área de la abertura y el área total de piso. Sin embargo, cuando la abertura del cubo de escaleras se conforma de muros de concreto reforzado, no se considerará como abertura.

Aberturas en sistema de piso con posición excéntrica

f: $f_1 =$ relación entre la distancia medida desde el centro geométrico del edificio al centro geométrico de las aberturas y la dimensión en el sentido corto del edificio. $f_2 =$ Relación entre la distancia medida desde el centro geométrico del edificio al centro geométrico de las aberturas y la dimensión en el sentido largo del edificio.

Existencia de sótanos

h: $h =$ relación entre el área del sótano y el área del edificio.

Uniformidad de la altura de entrepisos

i: $i =$ relación entre la altura del último nivel y la altura del nivel de inspección. En el caso que se evalúe el nivel superior, se toma la altura del nivel anterior.

Existencia de entrepiso débil

j: en caso de que el edificio tenga columnas soportando muros y estas columnas estén ubicadas de manera excéntrica, debe considerarse la existencia de entrepiso débil. Un marco resistente a momento sin muros no está incluido.

Índice de edad T

El índice de edad T , trata de evaluar el efecto del tiempo sobre las características de comportamiento ante sismo de una estructura, en particular el asociado a algunas deficiencias estructurales producto de envejecimiento, deformación y aparición de agrietamientos en la misma. Por lo tanto, para el cálculo del índice de edad sería necesaria la realización minuciosa de una inspección de campo. El índice de edad a usarse dentro del procedimiento de primer nivel se determinará con base en los resultados de la inspección de primer nivel y lo indicado en la Tabla B.4. Es decir, dentro de los valores de T que se presentan en la columna C de dicha tabla, se determinará al menor de ellos como el índice de edad para ser usado en el procedimiento de primer nivel.

Tabla B.4 Índice de edad T

[A] Elemento	[B] Grado	[C] T
Deformación	El edificio está inclinado; o bien, existencia clara de asentamiento diferencial	0.7
	Suelo artificial, o bien antiguo suelo de cultivo	0.9
	Se puede comprobar a simple vista la deformación en vigas y columnas	0.9
	Aquellos no contemplados en los conceptos anteriores	1.0
Agrietamiento en muros y columnas	Filtraciones de agua de lluvia, aparición de oxidación en acero de refuerzo	0.8
	Se puede notar a simple vista agrietamiento diagonal en columnas	0.9
	Aparición de agrietamiento generalizado en muros exteriores	0.9
	Filtraciones de agua de lluvia, sin embargo no se observa oxidación	0.9
	Aquellos no contemplados en los conceptos anteriores	1.0
Incendio	Existen evidencias	0.7
	Existe: sin embargo, las evidencias no son apreciables	0.8
	No existe	1.0
Uso	Se usaba para productos químicos, o bien está en uso	0.8
	Aquellos no contemplados en los conceptos anteriores	1.0
Edad	Superior a 30 años	0.8
	Superior a 20 años	0.9
	Menor de 20 años	1.0
Acabado	Notable desprendimiento y caída de la parte exterior por problema de envejecimiento	0.9

	Notable desprendimiento y caída de la parte interior por deterioro	0.9
	No hay problema en particular	1.0

Índice de demanda sísmica I_{S0}

El índice de demanda sísmica I_{S0} , se calculará con la Ecuación B.13, independientemente del nivel o lugar que se esté estudiando.

$$I_{S0} = E_S Z G U \quad \text{B.13}$$

Donde:

E_S = índice básico de evaluación de comportamiento ante sismo, independientemente de la dirección en estudio.

Para uso en el procedimiento de primer nivel $E_S=0.8$.

Z = índice de zonificación, que es un factor correctivo que depende del nivel de actividad sísmica de la zona, así como de las características del máximo evento esperado.

G = índice del suelo, que es un factor correctivo que depende de las características de amplificación de los estratos del subsuelo, del efecto de configuración topográfica y del efecto de interacción suelo-estructura.

U = índice de uso de la estructura, el cual es un factor correctivo que depende del uso que se le dé al inmueble.

ANEXO C: PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE CURVA CARGA-DESPLAZAMIENTO PARA DIAGONALES EQUIVALENTES

En este Anexo se presenta el procedimiento de cálculo para el cálculo de la curva carga-desplazamiento para los muros de relleno modelados como diagonales equivalentes del edificio original. De acuerdo con el Estándar para la Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Estructuras Existentes ASCE/SEI 41-17 se debe en primera instancia clasificar el muro de relleno de acuerdo con la Tabla 11-8 del Estándar.

Frame	Infill	
	Relatively Stiff Infill	Relatively Flexible Panel
Nonductile	$K_{inf}/K_c > 125$ $\frac{V_n}{V_p} \leq 1$	$K_{inf}/K_c \leq 125$ $\frac{V_n}{V_p} \leq 1$
Ductile	$K_{inf}/K_c > 125$ $\frac{V_n}{V_p} > 1$	$K_{inf}/K_c \leq 125$ $\frac{V_n}{V_p} > 1$

Donde:

$$K_{inf} = \frac{1}{\frac{1}{K_{inff}} + \frac{1}{K_{infs}}} \quad \text{C.1}$$

$$K_{inff} = \frac{3E_{me}I_{inf}}{h_{inf}^3} \quad \text{C.2}$$

$$K_{infs} = \frac{A_w G_{me}}{h_{inf}} \quad \text{C.3}$$

$$K_c = \frac{3E_c I_c}{h_{inf}^3} \quad \text{C.4}$$

$$V_p = \frac{2M_p}{h_p} \quad \text{C.5}$$

Donde:

K_{inf} = rigidez lateral del muro de relleno

K_{inff} = rigidez a flexión del muro de relleno

K_{infs} = resistencia al corte del muro de relleno

K_c = rigidez a flexión de la columna

A_w = área transversal horizontal del muro de relleno

E_{me} = módulo de elasticidad del muro de relleno

G_{me} = módulo de cortante del muro de relleno

I_{inf} = momento de inercia efectiva del muro de relleno

h_{inf} = altura del muro de relleno

L_{inf} = longitud del muro de relleno

E_C = módulo de elasticidad de la columna

I_C = momento de inercia efectiva de la columna

V_p = fuerza cortante en la columna correspondiente al desarrollo de articulaciones plásticas en la columna

h_p = distancia entre articulaciones plásticas en la columna, puede tomarse como la mitad de la altura del muro de relleno

M_p = momento plástico de la columna

V_n = capacidad a cortante en la columna y se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$V_n = k_{nl} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_{ytL/E} d}{s} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_{cL/E}}}{M_{UD}/V_{UD} d} \sqrt{1 + \frac{N_{UG}}{0.5 A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad \text{C.6}$$

Donde:

k_{nl} = factor que depende del valor del desplazamiento

α_{col} = factor que depende de la relación s/d

A_v = área del refuerzo a cortante

$f_{ytL/E}$ = esfuerzo de fluencia esperado del refuerzo transversal

d = distancia desde la fibra más comprimida al centroide del refuerzo de tensión

s = espaciamiento del refuerzo transversal

$f'_{cL/E}$ = esfuerzo de compresión esperado del concreto

M_{UD}/V_{UD} = momento de diseño entre el cortante de diseño

N_{UG} = fuerza de diseño axial de la columna

A_g = área gruesa de la columna.

Desarrollando las ecuaciones para un muro ubicado en la planta baja en un claro de 5 metros se tiene que la clasificación del miembro corresponde a un marco no dúctil y a un panel flexible ya que la relación $K_{inf}/K_c \leq 125$ y $V_n/V_p \leq 1$.

El siguiente paso es establecer la deriva en la resistencia pico de acuerdo con la tabla 11.10 del Estándar con lo que se obtuvo una deriva de 0.35. Con la tabla 11.11 del Estándar se obtuvo el desplazamiento asociado a la resistencia residual que dio como resultado 0.55

Table 11-10. Drift at Peak Strength for an Infilled Frame Bay According to the Infilled Frame and Masonry Infill Classification of Table 11-8

Frame	Infill	
	Relatively Flexible Panel	Relatively Stiff Infill
Nonductile	$\Delta_{peak} = 0.35$	Both $\left\{ \begin{array}{l} AR > 0.50 \\ \Delta_{peak} = 0.92 - \frac{1}{34AR} \\ AR \leq 0.50 \\ \Delta_{peak} = 0.15 \end{array} \right.$
Ductile	$AR > 0.77:$ $\Delta_{peak} = 0.6 - \frac{0.23}{AR}$ $AR \leq 0.77:$ $\Delta_{peak} = 0.30$	

Table 11-11. Drift at the Onset of Residual Strength for an Infilled Frame Bay According to the Infilled Frame and Masonry Infill Classification of Table 11-8

Frame	Infill	
	Relatively Stiff Infill	Relatively Flexible Panel
Nonductile	$\Delta_{res} = 1.6 \times \Delta_{peak}$	$\Delta_{res} = 0.55$
Ductile	$\Delta_{res} = 1.6 \times \Delta_{peak}$	$\Delta_{res} = 1.0$

Finalmente, con la tabla 11-12 del Estándar se pueden obtener los factores m para generar la curva de fuerza deformación para los muros de relleno modelados como diagonales equivalentes.

Table 11-13. Nonlinear Procedure—Simplified Force–Deflection Relations for Masonry Infill Panels^a

$\beta = \frac{V_{res}}{V_{inte}}$	h_{inf}/L_{inf}	Residual Strength Ratio c	d (%)	e^b (%)	Acceptance Criteria		
					IO (%)	LS (%)	CP (%)
$\beta < 0.7$	2.0	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	Δ_y	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
	1.0	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	Δ_y	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
	0.5	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	Δ_y	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
$0.7 \leq \beta < 1.3$	2.0	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	$2.0\Delta_y$	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
	1.0	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	$1.6\Delta_y$	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
	0.5	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	Δ_y	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
$\beta \geq 1.3$	2.0	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	$2.0\Delta_y$	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
	1.0	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	$1.6\Delta_y$	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}
	0.5	V_{res}/V_{max}	Δ_{res}	1.0	Δ_y	$0.75\Delta_{res}$	Δ_{res}

La relación h_{inf}/l_{inf} es igual a 0.5 con lo que se obtienen los valores para c , d y para e , además de los valores correspondientes a los criterios de aceptación que se incorporaron en el programa.

