



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

**EVALUACIÓN DE LA NORMATIVA 2017 DE LA CDMX EN EL DISEÑO SÍSMICO DE
ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS EN PLANTA**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

LUIS ALBERTO AGUILAR UGARTE

TUTOR

DR.MARIO E. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX.

NOVIEMBRE 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. José Alberto Escobar Sánchez
Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez
Vocal: Dr. Mario Emilio Rodríguez Rodríguez
1^{er}. Suplente: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante
2^{do}. Suplente: M.I. Raúl Jean Perrilliat

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Mario Emilio Rodríguez Rodríguez

FIRMA

A mi madre, por la vida, por ser la luz que me guía, por tus enseñanzas, por tus sacrificios, por tu apoyo incondicional y sobre todo, por el amor infinito que me levanta a diario.

A mi padre, por brindarme apoyo y amor.

A Liz, Yadira, Aldo y Ethan, por llenarme el alma y por su gran amor.

A Cinthya por todo tu amor y paciencia.

A ustedes, por hacer feliz mi existencia y por darme mil motivos para seguir adelante.

Agradecimientos

Al Dr. Mario E. Rodríguez, por brindarme apoyo y paciencia durante la realización de este trabajo. Por todas las enseñanzas que contribuyeron a modificar mis conceptos sobre la ingeniería estructural.

A mis sinodales, Dr. José Alberto Escobar, Dr. Juan José Pérez, M.I. Raúl Jean, Dra. Sonia Ruíz Gómez, por tomarse el tiempo para evaluar este trabajo.

Al CONACYT, porque gracias al apoyo económico proporcionado, me fue posible dedicarme de lleno en mis estudios de posgrado, mejorando indudablemente mi formación académica.

A aquellos académicos de la división de Posgrado de la UNAM que desinteresadamente comparten sus conocimientos y experiencia en el aula, ayudando a la formación de mejores ingenieros en estructuras.

A mis amigos de la maestría, por compartir esta gran experiencia.

Resumen

En este estudio se evalúan las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2017 en el diseño de edificios con asimetría de rigidez en planta, para ello, se emplean dos grupos de edificios de concreto reforzado con sistema estructural tipo dual. Los edificios estudiados se ubican en una zona de alta sismicidad de la Ciudad de México y son diseñados con factores de comportamiento sísmico Q igual a 2 y 4. La respuesta sísmica obtenida considerando el uso de modelos con comportamiento no lineal sujetos a una familia de registros sísmicos es comparada con la que se obtiene al utilizar los criterios de la normativa durante la etapa de diseño sísmico. A través del uso de parámetros de respuesta como: distorsiones de entrepiso, aceleraciones de piso, cortantes de entrepiso, demandas de ductilidad de desplazamiento; se determina que la respuesta no lineal presenta variaciones importantes respecto a la estimada con la normativa de diseño. El trabajo proporciona una visión general de las incertidumbres que se dan en la estimación de la respuesta sísmica de las estructuras empleando normativas de diseño sísmico.

De los resultados se concluye que en los edificios estudiados el efecto de torsión en las estructuras asimétricas en planta es controlado a valores de desplazamiento lateral que no rebasan los límites establecidos en la norma cuando se emplea un análisis dinámico no lineal con registros sísmicos de ordenadas espectrales similares a las de diseño; a su vez, los desplazamientos laterales no difieren significativamente de los que se desarrollan en una estructura simétrica de referencia. El comportamiento torsional de los edificios en estudio es controlado debido al incremento de las acciones de diseño que requiere la norma en estructuras irregulares, sin embargo, no se evita el daño no uniforme en los elementos sismorresistentes. Además, cuando la norma especifica que los elementos sismorresistentes a ambos lado del centro de rigidez sean iguales, se propician modos de comportamiento menos desfavorables que los observados en sismos pasados.

Contenido

Lista de figuras

Notación

Capítulo 1

Introducción	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Motivación de la investigación	1
1.3 Objetivo de la investigación.....	2
1.4 Parámetros que definen a las estructuras asimétricas.....	2
1.5 Irregularidad torsional en las NTC-Sismo 2017	4
1.6 Distribución de fuerza lateral en las estructuras.....	5
1.7 Excentricidad de diseño en las NTC-Sismo 2017	6
1.8 Variación de la resistencia lateral en los elementos	7

Capítulo 2

Estudios previos	11
2.1 Modelos simplificados de un nivel	11
2.2 Modelos de edificios con varios niveles	14

Capítulo 3

Desarrollo de la investigación	17
3.1 Introducción	17
3.2 Geometría base para los edificios en estudio	18
3.3 Análisis estructural para el diseño.....	18
3.4 Bases para el diseño estructural	20
3.4.1 Materiales empleados.....	20
3.4.2 Cargas gravitacionales	20
3.4.3 Carga lateral de sismo	21
3.4.4 Combinaciones de carga	22
3.4.5 Distorsiones de entrepiso limite.....	23
3.5 Diseño y descripción de los edificios en estudio.....	23
3.5.1 Edificios diseñados con $Q=2$	25

3.5.2 Edificios diseñados con $Q=4$	27
3.5.3 Datos característicos de los edificios en estudio	28
3.6 Consideraciones para el análisis no lineal.....	29
3.6.1 Cargas utilizadas	30
3.6.2 Características de los materiales	30
3.6.3 Modelos para caracterizar los elementos estructurales	32
3.6.4 Hipótesis para el sistema de piso.....	34
3.6.5 Componente estructural para traveses	34
3.6.6 Componente estructural para columnas	36
3.6.7 Componente estructural para muros.....	37
3.6.8 Longitudes plásticas	41
3.6.9 Amortiguamiento	42
3.6.10 Interacción suelo estructura.....	43
3.7 Registros sísmicos utilizados	43
3.7.1 Reducciones por ductilidad de los registros.....	48

Capítulo 4

Resultados del análisis dinámico no lineal	51
4.1 Variación de la respuesta registro a registro	51
4.2 Edificios diseñados con $Q=2$	52
4.2.1 Distorsiones de entrepiso en servicio	52
4.2.2 Distorsiones de entrepiso en prevención al colapso.....	53
4.2.3 Irregularidad torsional.....	54
4.2.4 Aceleraciones de entrepiso.....	55
4.2.5 Fuerza cortante de entrepiso.....	58
4.2.6 Momento de volteo por entrepiso	60
4.2.7 Curvas de un análisis estático no lineal.....	61
4.2.8 Curvas globales fuerza cortante – desplazamiento.....	63
4.2.9 Curvas globales momento – desplazamiento	64
4.2.10 Demanda de ductilidad de desplazamiento global	65
4.3 Edificios con $Q=4$	66
4.3.1 Distorsiones de entrepiso en servicio	66
4.3.2 Distorsiones de entrepiso en prevención al colapso.....	67
4.3.3 Irregularidad torsional.....	68
4.3.4 Aceleraciones de entrepiso.....	69

4.3.5 Fuerza cortante de entrepiso.....	70
4.3.6 Momento de volteo por entrepiso	71
4.3.7 Curvas de un análisis estático no lineal.....	72
4.3.8 Curvas globales fuerza cortante – desplazamiento.....	74
4.3.9 Curvas globales momento – desplazamiento	75
4.3.10 Demanda de ductilidad de desplazamiento global	76
4.4 Respuesta global de muros de concreto reforzado	77
4.4.1 Edificio asimétrico diseñado con $Q=2$	82
Fuerza cortante en muros de concreto.....	82
Curvas fuerza cortante – desplazamiento.....	83
Demanda de ductilidad de desplazamiento	85
4.4.2 Edificio asimétrico diseñados con $Q=4$	86
Fuerza cortante en muros de concreto.....	86
Curvas fuerza cortante – desplazamiento.....	87
Demanda de ductilidad de desplazamiento	89

Capítulo 5

Conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros	91
---	----

Referencias	94
--------------------------	----

Lista de figuras

Figura 1.1 Parámetros básicos que definen el comportamiento de una estructura asimétrica en planta	3
Figura 1.2 Definición de irregularidad torsional en las NTC-Sismo 2017.....	4
Figura 1.3 Sistemas simplificados para ilustrar el efecto de las excentricidades de diseño en la resistencia de los elementos sismorresistentes: (a) sistema con dos elementos , (b) sistema con cuatro elementos	7
Figura 1.4 Variación de resistencia por posición asimétrica de elementos; comparativa lado flexible/lado rígido: (a) sistema con dos elementos, (b) sistema con cuatro elementos	8
Figura 1.5 Medida de sobrerresistencia inducida por aplicación de las excentricidades de diseño: (a) sistema con dos elementos ,(b) sistema con cuatro elementos	9
Figura 1.6 Excentricidad de resistencias obtenida aplicando las excentricidades de diseño: (a) sistema con dos elementos, (b) sistema con cuatro elementos	10
Figura 2.1 Modelos simplificados de un nivel estudiados por distintos autores : (a) sistema torsionalmente no restringido, (b) (c) sistemas torsionalmente restringidos.....	11
Figura 2.2 Variación de la respuesta con el periodo para un modelo de rigidez torsional moderada, diseñados con distintas normativas. Datos obtenidos de Chandler et al (1994)	13
Figura 2.3 Comparativa de distorsiones de entrepiso obtenidas en sistemas duales de acero con excentricidad en masas. Datos obtenidos de Kyrkos y Anagnostopoulos (2011).....	16
Figura 3.1 Geometría general utilizada para la definición de los edificios en estudio : (a) Vista en planta, (b) Elevación esquemática del sistema dual	18
Figura 3.2 Vistas esquemáticas de un modelo elaborado en ETABS 16.2.0	19
Figura 3.3 Espectros empleados para el diseño sísmico de los edificios en estudio	21
Figura 3.4 Representación esquemática del armado utilizado en los elementos estructurales.....	24
Figura 3.5 Vista en planta de los edificios diseñados con Q=2: (a) Estructura asimétrica , (b) Estructura simétrica	25
Figura 3.6 Vista en planta de los edificios diseñados con Q=4: (a) Estructura asimétrica , (b) Estructura simétrica	27
Figura 3.7 Vistas esquemáticas de un modelo elaborado en el programa PERFORM 3D (CSI 2016).....	29
Figura 3.8 Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo según Mander (1983)	31
Figura 3.9 Curvas esfuerzo deformación del concreto de un concreto confinado según Mander et al (1988).....	32
Figura 3.10 Modelos disponibles para caracterizar el comportamiento no lineal de elementos estructurales: (a) (b) plasticidad concentrada, (c) (d) (e) plasticidad distribuida	33
Figura 3.11 Componente estructural para modelar el comportamiento de trabes	34
Figura 3.12 Obtención de diagramas momento curvatura empleados en el análisis	35
Figura 3.13 Definición del factor de degradación de energía en PERFORM 3D (CSI 2016).....	35
Figura 3.14 Comparativa de los factores de degradación de energía en PERFORM 3D: (a) $f_d=0.2$, (b) $f_d=1.0$	36
Figura 3.15 Componente estructural para modelar el comportamiento de columnas en PERFORM 3D	37
Figura 3.16 Modelos disponibles para modelar muros de concreto reforzado : (a) viga-columna, (b) modelo de armadura, (c) modelo de elementos verticales múltiples, (d) placa con fibras verticales PERFORM 3D	38
Figura 3.17 Componente estructural para modelar el comportamiento de muros en PERFORM 3D.....	40
Figura 3.18 Modelos para estudiar la sensibilidad de la respuesta de un muro al número de fibras: (a) MC1, (b) MC2	40
Figura 3.19 Comparativa de la respuesta global de un muro para estimar la sensibilidad al número de fibras	41
Figura 3.20 Espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas empleadas	45
Figura 3.21 Comparativa de espectros para la evaluación de los criterios de escalamiento de las NTC-Sismo 2017	46
Figura 3.22 Espectros de respuesta de las componentes sísmicas aplicadas en cada dirección	47
Figura 3.23 Reducción por ductilidad para los registros sísmicos empleados	49
Figura 4.1 Variabilidad registro a registro en la respuesta: (a) Distorsión de entrepiso, (b) Aceleración absoluta de piso, (c) Fuerza cortante de entrepiso	51
Figura 4.2 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en servicio para los edificios diseñados con Q=2	52
Figura 4.3 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en prevención al colapso para los edificios diseñados con Q=2.....	53
Figura 4.4 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con Q = 2: (a) Cortante de entrepiso, (b) Fuerza de entrepiso	59
Figura 4.5 Cocientes que definen la irregularidad torsional en los edificios diseñados con Q=2	54
Figura 4.6 Cocientes de desplazamiento máximo a mínimo en los bordes de los edificios diseñados con Q=2.....	54

Figura 4.7 Configuración deformada de los edificios diseñados con $Q=2$, en el instante de máximo desplazamiento lateral en el borde flexible	55
Figura 4.8 Parámetros necesarios para calcular la aceleración en un punto de la planta	56
Figura 4.9 Comparativa de aceleraciones de entrepiso máximas absolutas en los edificios diseñados con $Q = 2$	58
Figura 4.10 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 2$: (a) Momento de volteo, (b) Fuerza de entrepiso	61
Figura 4.11 Curva de I_{gdl} obtenida mediante un análisis estático no lineal en el edificio E2-A: (a) Aproximación bilineal, (b) Aproximación elastoplástica	62
Figura 4.12 Respuesta global cortante basal- desplazamiento en azotea para el edificio E2-A.....	63
Figura 4.13 Respuesta global momento de volteo basal- desplazamiento en azotea para el edificio E2-A	64
Figura 4.14 Comparativa de demanda de ductilidad de desplazamiento global en los edificios diseñados con $Q =2$	65
Figura 4.15 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en servicio para los edificios diseñados con $Q=4$	66
Figura 4.16 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en prevención al colapso para los edificios diseñados con $Q=4$	67
Figura 4.17 Cocientes que definen la irregularidad torsional en los edificios diseñados con $Q=4$	68
Figura 4.18 Cocientes de desplazamiento máximo a mínimo en los bordes de los edificios diseñados con $Q=4$	68
Figura 4.19 Configuración deformada de los edificios diseñados con $Q=4$, en el instante de máximo desplazamiento lateral en el borde flexible	69
Figura 4.20 Comparativa de aceleraciones de entrepiso máximas absolutas en los edificios diseñados con $Q = 4$	70
Figura 4.21 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 4$: (a) Cortante de entrepiso, (b) Fuerza de entrepiso	71
Figura 4.22 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 4$: (a) Momento de volteo, (b) Fuerza de entrepiso	72
Figura 4.23 Curva de capacidad obtenida mediante un análisis estático no lineal en edificio E4-A: (a) Aproximación bilineal, (b) Aproximación elastoplástica	73
Figura 4.24 Respuesta global cortante basal- desplazamiento en azotea para el edificio E4-A.....	74
Figura 4.25 Respuesta global momento de volteo basal- desplazamiento en azotea para el edificio E4-A	75
Figura 4.26 Comparativa de demanda de ductilidad de desplazamiento global para los edificios diseñados con $Q =4$	76
Figura 4.27 Representación de los parámetros para estimar el cortante máximo en muros durante la etapa no lineal	77
Figura 4.28 Interacción de un muro de concreto con comportamiento no lineal	79
Figura 4.29 Variación del cociente carga axial máxima/diseño para los muros en estudio	79
Figura 4.30 Variación del cociente altura efectiva a cortante/altura total del edificio para los muros en estudio.....	80
Figura 4.31 Parámetros para estimar el desplazamiento a la fluencia de un muro en un sistema dual	81
Figura 4.32 Fuerza cortante por entrepiso en muros de concreto del edificio E2-A	82
Figura 4.33 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado rígido E2-A ...	83
Figura 4.34 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado flexible E2-A.	84
Figura 4.35 Comparativa de la demanda de ductilidad en muros del edificio E2-A.....	85
Figura 4.36 Fuerza cortante por entrepiso en muros de concreto del edificio E4-A	86
Figura 4.37 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado rígido E4-A ...	87
Figura 4.38 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado flexible E4-A.	88
Figura 4.39 Comparativa de la demanda de ductilidad en muros del edificio E4-A.....	89

Notación

a	dimensión menor en planta
$a_{ix,y}$	aceleración absoluta de un punto i en la dirección de análisis
a_g	aceleración máxima del terreno en un movimiento sísmico
$a_{máx}$	aceleración máxima de la componente horizontal del movimiento
a_p	aceleración máxima absoluta en el entrepiso
a_0	aceleración máxima del terreno para definir el espectro de diseño
A_m	área de la sección transversal de un muro
b	dimensión mayor en planta de un sistema estructural
c	ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño
$cd_{1,2}$	ordenada espectral de diseño para el primer y segundo modo en la dirección de análisis
C_M	centro de masas
C_R	centro de resistencia
C_T	centro de torsión
C_{vm}	carga viva unitaria máxima
C_{va}	carga viva unitaria instantánea
C_v	carga viva unitaria media
d	desplazamiento espectral
e_a	excentricidad accidental para el diseño por torsión
$e_{d1,d2}$	excentricidades de diseño en las NTC-Sismo 2017
e_R	excentricidad de resistencias
e_s	excentricidad estática o inherente
E_c	módulo de elasticidad del concreto
El_{eff}	rigidez efectiva a flexión
E_s	módulo de elasticidad del acero de refuerzo
f	fuerza sísmica de entrepiso
f'_c	resistencia a compresión del concreto
f_d	factor de degradación de energía en PERFORM 3D
f_s	esfuerzo axial en el acero de refuerzo
f_{su}	resistencia a la ruptura del acero de refuerzo
f_y	resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
G_c	módulo de rigidez a cortante del concreto
h	altura de entrepiso del sistema estructural
h_l	altura que ubica la resultante de las fuerzas sísmicas en el análisis lineal
h_v	altura efectiva para calcular el cortante máximo en un muro
H	altura total del sistema estructural
H_m	altura total de un muro
I_{cr}	momento de inercia agrietado
I_g	momento de inercia de la sección bruta
k	cociente entre desplazamiento máximo del suelo y de la estructura
k_i	rigidez lateral de un elemento sismorresistente
k_s	cociente de ordenadas para revisar el requisito de limitación de daños
K	rigidez lateral de un sistema estructural

K_T	rigidez torsional de un sistema estructural
L_m	longitud de un muro
L_p	longitud plástica de un elemento estructural
M_b	momento de volteo en la base
M_{cd}	momento máximo creíble que desarrolla un muro
$M_{máx}$	momento de volteo máximo absoluto en la base
M_m	momento flexionante en la base de un muro
M_n	momento nominal resistente de diseño en un muro
M_T	momento de torsión en un entrepiso
M_u	momento de volteo de diseño en la base
M_v	momento de volteo de entrepiso
M_w	magnitud momento de un movimiento sísmico
M_1	momento de volteo estimado con el primer modo
Q	factor de comportamiento sísmico
Q'	factor de reducción por comportamiento sísmico
P	parámetro que define la curva esfuerzo deformación del acero
P_p	carga por peso propio de los elementos estructurales
R	factor de reducción por sobrerresistencia
R_a	sobrerresistencia inducida por las excentricidades de diseño
R_e	distancia al epicentro de un movimiento sísmico
R_μ	factor de reducción por ductilidad de la literatura
S_a	seudoaceleración espectral
S_{cm}	sobrecarga permanente
T	periodo fundamental de vibrar de un sistema
T_a, T_b	periodos que delimitan la meseta del espectro de diseño
T_s	periodo de vibrar más largo del terreno en el sitio
$T_{1,2,3}$	periodos de los tres primeros modos de vibrar en la dirección de análisis
$\ddot{u}(t)$	seudoaceleración de la masa en el tiempo
$\ddot{u}_g(t)$	aceleración del terreno en el tiempo
$\ddot{u}^t(t)$	aceleración total de la masa en el tiempo
V	cortante de entrepiso
V_b	cortante basal
V_F	cortante en el elemento al extremo del lado flexible
V_m	cortante de entrepiso en un muro
$V_{máx}$	cortante basal máximo absoluto
V_{me}	cortante máximo esperado en la base de un muro
V_n	cortante nominal resistente de un muro empleando resistencia medias
V_R	cortante en el elemento al extremo del lado rígido
V_u	cortante de diseño
V_y	cortante basal asociado al desplazamiento de fluencia
V_{I2}	cortante basal estimado con el primer y segundo modo
$v_{máx}$	velocidad máxima de la componente horizontal del movimiento
W	peso total para el análisis sísmico
W_1	peso efectivo del primer modo para el análisis sísmico

γ_c	distorsión de entrepiso crítica para la revisión de seguridad contra colapso
$\gamma_{c_{m\acute{a}x}}$	distorsión de entrepiso límite para seguridad contra colapso
γ_s	distorsión de entrepiso crítica para la revisión de daños ante sismos frecuentes
$\gamma_{s_{m\acute{a}x}}$	distorsión de entrepiso límite para control de daño ante sismos frecuentes
Γ_i	factor de participación del modo i
Γ_1	factor de participación modal del modo fundamental de vibrar
Δ	desplazamiento lateral
Δ_a	desplazamiento lateral en la azotea
$\Delta_{am\acute{a}x}$	desplazamiento lateral máximo absoluto en la azotea
Δ_e	desplazamiento lateral relativo de entrepiso
Δ_i	desplazamiento lateral de un elemento sismorresistente
$\Delta_{m\acute{a}x}$	desplazamiento lateral máximo en la planta
$\Delta_{m\acute{i}n}$	desplazamiento lateral mínimo en la planta
Δ_{prom}	desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta
Δ_p	desplazamiento lateral de entrepiso
Δ_y	desplazamiento lateral de fluencia medido en la azotea
ϵ_s	deformación unitaria del acero de refuerzo
ϵ_{sh}	deformación unitaria del acero de refuerzo al inicio del endurecimiento por deformación
ϵ_{su}	deformación unitaria del acero de refuerzo a la ruptura
ϵ_y	deformación unitaria del acero de refuerzo a la fluencia
ζ	porcentaje de amortiguamiento crítico
θ	ángulo de rotación de piso en un sistema
μ	demanda de ductilidad de desplazamiento
$\mu_{m\acute{a}x}$	demanda máxima de ductilidad de desplazamiento
ρ	cuantía de refuerzo total en un elemento estructural
ρ_t	cuantía de refuerzo transversal en un elemento estructural
ϕ	curvatura de un elemento estructural
$\phi_{ix,y}$	valor de la forma modal en una dirección de análisis
Ω	parámetro que mide la sensibilidad a torsión de una estructura
ω	frecuencia de vibrar del modo fundamental de traslación
ω_θ	frecuencia de vibrar del modo fundamental de torsión

Capítulo 1

Introducción

1.1 Planteamiento del problema

En la práctica ingenieril es común que los inmuebles que deben ser estructurados tengan algún grado de asimetría en planta (llamada simplemente asimetría en algunos casos), típicamente su geometría obedece a condiciones arquitectónicas, sin embargo, en ocasiones, la forma del predio donde se desea construir puede influir de manera importante en la forma del edificio.

Se ha visto de manera general que en zonas de alta sismicidad un control adecuado de las demandas de desplazamiento lateral solo puede darse mediante el uso de sistemas estructurales a base de muros o sistemas duales que empleen diagonales de acero o muros de concreto reforzado y marcos a momento; la inclusión de estos elementos en lugares específicos de una planta asimétrica puede llegar a inducir un comportamiento similar al de una estructura simétrica, haciendo posible un mejor desempeño a niveles globales y locales.

Como suele suceder durante la etapa de diseño, estos elementos pueden interferir con el proyecto arquitectónico, por lo que difícilmente llegan a ser colocados en la posición más benéfica para el comportamiento estructural. Debido a estas restricciones arquitectónicas, es posible que una estructura que cuenta con una forma asimétrica en planta no pueda ser estructurada para emular el comportamiento de una estructura simétrica, incluso puede inducirse comportamiento asimétrico a una estructura cuya planta sea sensiblemente rectangular. Generalmente en el diseño de este tipo de estructuras el ingeniero diseñador considera suficiente cumplir con la normatividad vigente, empleando modelos elástico lineales. Esto plantea la necesidad de evaluar este tipo de edificaciones a través de procedimientos más rigurosos a fin de conocer como la normatividad estima la respuesta sísmica de este tipo de estructuras.

1.2 Motivación de la investigación

En el caso de la normativa 2017 de la Ciudad de México el criterio de análisis sísmico que se utiliza para todas las estructuras es básicamente el mismo, lo que hace distinto el análisis de una estructura asimétrica es la adopción de coeficientes que incrementan las acciones de diseño. Así, tomando de referencia un análisis elástico lineal, la norma permite estimar los elementos mecánicos de diseño, así como las deformaciones en el intervalo no lineal. Lo anterior pone en duda el nivel de precisión que se obtiene al estimar la respuesta no lineal de esta manera, pero sobretodo, si se cuenta con un grado de seguridad apropiado.

Por otro lado, las especificaciones normativas para las estructuras asimétricas se han basado en estudios paramétricos de edificios de un nivel con simplificaciones importantes; resulta necesario cuantificar el grado de incertidumbre que existe al extrapolar los resultados de estos estudios a un sistema más complejo de varios niveles.

1.3 Objetivo de la investigación

El objetivo principal de esta investigación consiste en evaluar las especificaciones de las NTC-Sismo 2017 en el diseño de estructuras que cuentan con una posición asimétrica de sus elementos sismorresistentes. Para ello, se utilizarán modelos analíticos con comportamiento no lineal de tal forma que puedan ser comparados con el análisis lineal típicamente utilizado para el diseño. Si bien un modelo de análisis más elaborado no es la respuesta absoluta al problema, brindará una visión más completa del mismo, haciendo posible una evaluación crítica de la normativa.

Para llevar a cabo la investigación se utilizará un grupo de edificios de mediana altura con sistema estructural de concreto tipo dual, diseñados conforme a la normativa 2017 de la Ciudad de México. Los edificios se ubicarán en una de las zonas con mayor peligro sísmico de la ciudad y serán sometidos a registros sísmicos de distintas características. Algunos de los parámetros de respuesta presentados se basan en las disposiciones de la normativa y son los que comúnmente se emplean en el diseño. La idea fundamental es tener una comparativa dentro de un contexto práctico utilizando los indicadores más significativos, como son: distorsiones de entrepiso, aceleraciones de piso, cortantes de entrepiso.

1.4 Parámetros que definen a las estructuras asimétricas

A continuación se realizan algunas definiciones que se utilizarán en este escrito y que son necesarias para caracterizar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.

La Figura 1.1 muestra de manera esquemática la planta de una estructura de un nivel que cuenta con una losa de elevada rigidez en su plano, soportada por elementos sismorresistentes que presentan un arreglo asimétrico respecto a uno de los ejes geométricos.

- C_M representa el centro de masa, este coincide con el centro geométrico de la planta si la distribución de cargas es uniforme. Se asume que en este punto se genera la resultante de la fuerza sísmica en cada entrepiso.
- C_T es el centro de torsión o rigidez, definido como el punto en que debe aplicarse la fuerza lateral para producir sólo traslación de la planta. En edificios de varios niveles existen distintas definiciones en la literatura Goel y Chopra (1993), la definición más aceptada es: el arreglo de puntos localizados en los niveles de una estructura a través de los cuales las fuerzas laterales causan sólo traslación en toda la altura, esto lo vuelve un concepto dependiente del patrón de cargas. De forma aproximada los programas comerciales calculan estos centros de manera individual para los distintos niveles de la estructura aplicando cargas unitarias en los grados de libertad, anulando la dependencia con el patrón de carga lateral.
- C_R indica el centro de resistencia; válido únicamente para el comportamiento no lineal, es el punto donde se asume que se concentra la resistencia última de los elementos sismorresistentes, una fuerza lateral aplicada en este punto inducirá únicamente traslación de la planta.

- e_s se define como la excentricidad estática torsional, en cada entrepiso se calcula como la distancia entre C_M y C_T . En la literatura esta cantidad se define también como: excentricidad estática de piso o excentricidad estática de entrepiso la cuales difieren en definición y valor, pero llevan a momentos torsionantes de entrepiso iguales, Tso (1990).
- e_R es la excentricidad de resistencia, definida por la distancia entre C_M y C_R . Esta depende de la distribución de resistencia entre los elementos sismorresistentes. Si una estructura incursiona en el comportamiento no lineal, esta excentricidad tendrá una influencia importante en la respuesta a torsión, sustituyendo a e_s .
- **Lado rígido** se encuentra del mismo lado que C_T con respecto a C_M y caracteriza la porción de la estructura, en donde bajo una carga lateral aplicada en C_M , el desplazamiento producido por torsión se contrarresta con el generado por traslación pura.
- **Lado flexible** se localiza en el lado opuesto que C_T y define la porción de la estructura en donde el desplazamiento producido por torsión se suma al generado por traslación pura.
- **Borde rígido** define el borde de la planta que se encuentra al extremo del lado rígido; este borde experimenta la mayor reducción de desplazamientos por efectos de torsión.
- **Borde flexible** es el borde de la planta localizado al extremo del lado flexible; es aquel que presenta los mayores desplazamientos en presencia de torsión.
- **Sistema excéntrico en masa** se da cuando el comportamiento a torsión se induce por una distribución no uniforme de masas en planta, C_M se encuentra desfasado del centro geométrico de la planta, mientras que C_T generalmente coincide con este último.
- **Sistema excéntrico en rigidez** es aquel cuya distribución de masas se considera uniforme, C_M coincide con el centro geométrico de la planta; los efectos de torsión se inducen por un desfase de C_T producto de una posición asimétrica de elementos sismorresistentes o rigideces de los mismos.

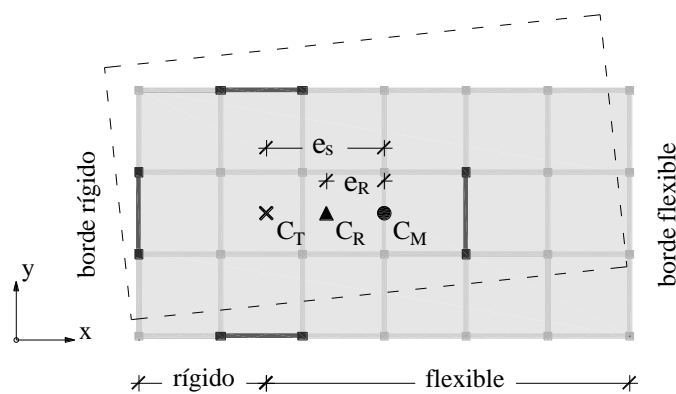


Figura 1.1 Parámetros básicos que definen el comportamiento de una estructura asimétrica en planta

Cuando por un arreglo de rigideces o por una disposición apropiada de elementos se logre que C_M y C_T coincidan en el mismo punto, teóricamente se eliminan los efectos de torsión en el comportamiento lineal, entonces se dice que la estructura se encuentra *torsionalmente balanceada*.

Utilizando las propiedades dinámicas iniciales, una estructura asimétrica en planta se puede clasificar con base en el parámetro $\Omega = \omega_\theta/\omega$ donde ω_θ , ω son las frecuencias del modo fundamental rotacional y lateral, respectivamente, si $\Omega < 1$ se dice que el sistema es *torsionalmente flexible*, por el contrario, si $\Omega > 1$ la estructura se clasifica como *torsionalmente rígida*, estructuras torsionalmente flexibles son comunes en edificios de mediana altura donde los elementos sismorresistentes se encuentran al centro del edificio, en esta situación el primer modo tenderá a ser de torsión dada la baja rigidez torsional del sistema.

Una clasificación útil en la etapa de comportamiento no lineal introducida por Paulay (1997), se basa en el nivel de restricción torsional de una estructura. Si realizamos un análisis en dirección y de la Figura 1.1, se espera que ante una excitación sísmica elevada los elementos paralelos tengan una degradación importante de rigidez; en ausencia de elementos perpendiculares, el sistema sería incapaz de controlar el giro producido por e_R , clasificándose como *torsionalmente no restringido*, sin embargo, cuando existen estos elementos, el giro de la planta se puede controlar a niveles apropiados produciendo un sistema *torsionalmente restringido*.

1.5 Irregularidad torsional en las NTC-Sismo 2017

Las NTC-Sismo 2017 especifican una serie de requisitos que en la etapa de diseño permiten clasificar una estructura como regular, irregular o muy irregular. En las estructuras con asimetría en rigidez, el requisito con mayor relevancia está asociado al cociente del desplazamiento máximo en algún punto de la planta y el desplazamiento promedio de la misma, en este trabajo el cociente se define como grado de irregularidad torsional ya que proporciona una idea sobre la flexibilidad torsional de un edificio.

Una estructura en la que $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} \leq 1.2$ se clasifica como regular, aquella con $1.2 < \Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} \leq 1.3$ como irregular y alguna con $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom} > 1.3$ como muy irregular, ver Figura 1.2. Los desplazamientos utilizados en esta clasificación deben ser los calculados con las fuerzas sísmicas de diseño que toman en cuenta la excentricidad de diseño mencionada más adelante.

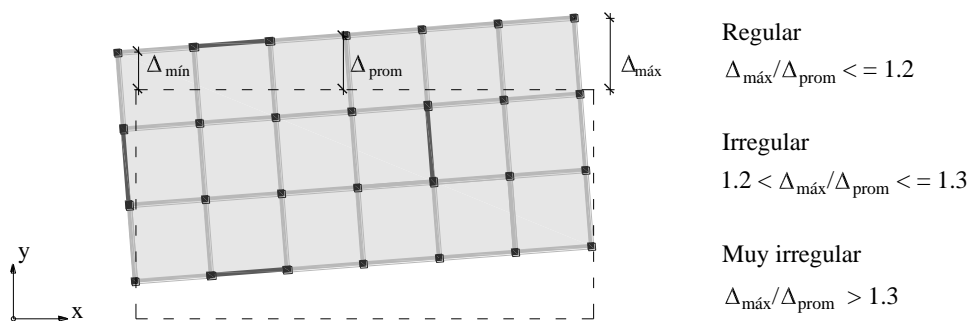


Figura 1.2 Definición de irregularidad torsional en las NTC-Sismo 2017

Cuando una estructura se clasifique con algún grado de irregularidad debe multiplicarse el valor del factor de reducción Q' por 0.8 en caso de que esta sea regular y por 0.7 cuando sea muy irregular, estos valores incrementan las acciones de diseño proporcionando una resistencia y rigidez superior.

Cabe notar que el factor “correctivo” de 0.7 es independiente del valor de la irregularidad torsional para cuando la estructura se clasifica como muy irregular. Se considera necesario establecer límites superiores permitidos para evitar generalizar el incremento de las acciones de diseño, además, resulta apropiado evitar estructuras con un modo fundamental de torsión, ya que no existe suficiente investigación sobre su comportamiento.

El valor “correctivo” para el factor de reducción por ductilidad fue introducido en la versión de 1987 de las NTC-Sismo y carece de un fundamento técnico; según Rosenblueth y Gómez (1991): *La reducción Q' establecida para edificios que no cumplen con requisitos de regularidad refleja el resultado de la experiencia y la intuición. No existen análisis ni pruebas de laboratorio que fundamenten cuantitativamente la reducción de Q' en 20% para los edificios menos regulares, así que esta disposición no necesariamente implica que dichas estructuras desarrollan menores factores de ductilidad.* Como es evidente la base de esta especificación refuerza la necesidad de evaluar las NTC-Sismo 2017 en términos cuantitativos.

1.6 Distribución de fuerza lateral en las estructuras

Partiendo de un sistema estructural con un sistema de piso infinitamente rígido en el plano, la fuerza que toma un elemento sismorresistente se basa en compatibilidad de deformaciones y equilibrio; esta fuerza tiene como contribución la fuerza directa aplicada en C_T , además de la producida por un momento de torsión en el entrepiso. Dada una dirección de análisis, la fuerza lateral V aplicada en C_T origina un desplazamiento Δ del piso, que a su vez genera una fuerza en cada elemento igual a $k_i \Delta$; por equilibrio, la fuerza resistente total debe ser igual a la fuerza lateral aplicada, esto es $V = K \Delta$; k_i es la rigidez lateral del elemento i , mientras que K es la rigidez lateral del sistema. Así, la contribución del cortante directo en un elemento es: $(k_i / K) V$ indicando que las fuerzas se distribuyen en proporción a la rigidez lateral de los elementos.

En una estructura asimétrica en planta, V actúa de manera excéntrica con respecto a C_T , esto genera un momento de torsión M_T que produce un rotación de piso θ , el giro ocasiona que cierto elemento se desplace una cantidad $\Delta = x_i \theta$, con una fuerza lateral asociada $k_i \Delta$; por equilibrio se requiere que $M_T = K_T \theta$, donde K_T es la rigidez torsional del sistema respecto a C_T . Así, la contribución por M_T es: $(M_T / K_T) x_i k_i$, entonces, la fuerza por torsión es proporcional a la rigidez lateral del elemento, pero además a la distancia de este respecto a C_T , lo que en conjunto mide la aportación del elemento a la rigidez torsional del sistema.

Entonces, la fuerza y a su vez la resistencia mínima requerida en un elemento sismorresistente es

$$V_i = \frac{k_i}{K} V + \frac{M_T}{K_T} x_i k_i \quad (1.1)$$

1.7 Excentricidad de diseño en las NTC-Sismo 2017

El momento de torsión que debe adoptarse en la distribución de resistencias laterales se obtiene al multiplicar la fuerza lateral por una excentricidad de diseño que tiene como componentes la excentricidad inherente del sistema e_s , así como una excentricidad accidental e_a , esta última pretende tomar en cuenta las incertidumbres en la estimación de las rigideces, resistencias a la fluencia de los elementos y posibles distribuciones asimétricas de masas en planta. Además, de manera indirecta toma en cuenta el efecto de la componente rotacional del movimiento del suelo, lo que no se reconoce de manera explícita en el diseño. La excentricidad de diseño que indican las NTC-Sismo 2017 es de la forma

$$e_{d1} = 1.5e_s + e_a \quad (1.2)$$

$$e_{d2} = e_s - e_a \quad (1.3)$$

En la versión de estas normas la excentricidad accidental se considera variable con la altura incrementando linealmente desde nivel de suelo hasta azotea, la expresión que la define es

$$e_a = [0.05 + 0.05(i-1)/(n-1)]b_i \quad (1.4)$$

donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular de análisis y n el número de niveles del sistema estructural. La variación lineal de esta excentricidad tiene por objetivo obtener momentos por torsión accidental independientes de la altura a la que se encuentra el entrepiso en análisis, Rosenblueth (1979). Lo anterior se debe principalmente a la variación que se da en el patrón de cargas laterales en altura.

La excentricidad de diseño e_{d1} tiene por objetivo garantizar que los elementos en el lado flexible cuenten con la resistencia apropiada, de manera que el signo de e_a debe ser igual al de e_s . Por otro lado, el valor de e_{d2} se limita principalmente a proporcionar la resistencia a adecuada a los elementos en el lado rígido, lo cual requiere que los signos de e_a y e_s sean contrarios, Bazán y Meli (2004).

Para cada elemento se debe utilizar la excentricidad de diseño e_{d1} o e_{d2} que proporcione la mayor fuerza actuante, además, ningún elemento tendrá una resistencia menor a la de un análisis donde se desprecia e_a , estas condiciones tienen como consecuencia que la suma de las resistencias individuales sea mayor que la fuerza lateral de diseño, induciendo un efecto de sobrerresistencia en el sistema estructural.

1.8 Variación de la resistencia lateral en los elementos

Para ilustrar como se distribuye la fuerza lateral en los elementos sismorresistentes cuando se emplean las excentricidades de diseño especificadas en las NTC-Sismo 2017; se utilizan los sistemas de un nivel mostrados en la Figura 1.3, sometidos a una fuerza lateral V en dirección y . Con base en el objetivo principal de este trabajo se considera que los elementos sismorresistentes cuentan con la misma rigidez lateral, de manera que la asimetría se debe a la posición de los mismos respecto a C_M .

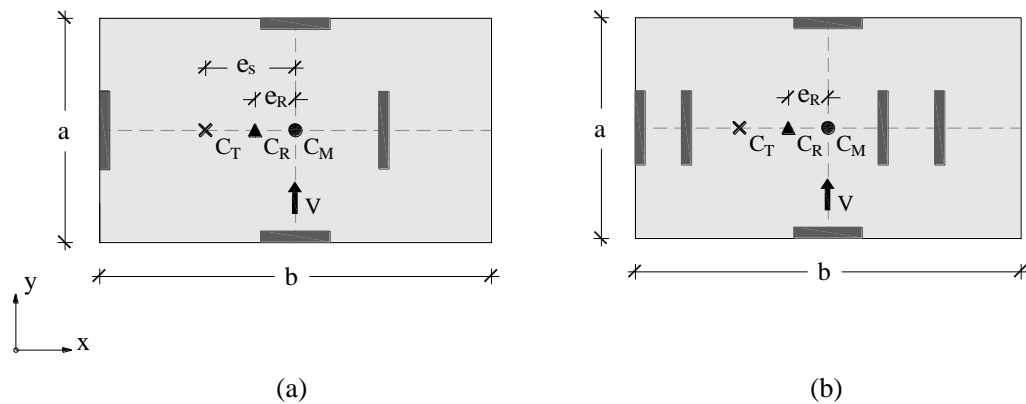


Figura 1.3 Sistemas simplificados para ilustrar el efecto de las excentricidades de diseño en la resistencia de los elementos sismorresistentes: (a) sistema con dos elementos , (b) sistema con cuatro elementos

En el sistema de la Figura 1.3 (a) la rigidez lateral K_y está dada por dos elementos, mientras que en (b) existe contribución de cuatro elementos. Para obtener una representación más aproximada de un edificio real, en la dirección perpendicular de análisis se tiene una rigidez lateral K_x , dada por dos elementos ubicados en los extremos de la planta, cada uno con rigidez $K_x/2$, la aportación de estos se refleja en la rigidez torsional del sistema K_T .

Empleando las ecuaciones 1.1 a 1.4 se obtuvieron las resistencias requeridas en los elementos sismorresistentes de la dirección y para distintos valores de b/a , K_x/K_y y e_s . La Figura 1.4 muestra la resistencia del elemento al extremo del lado flexible en relación con el elemento extremo del lado rígido V_F/V_R . Se observa que el número de elementos no modifica sustancialmente la distribución de resistencias, salvo en valores de excentricidad e_s elevados. Cuando la contribución de los elementos perpendiculares a la rigidez torsional disminuye, la resistencia en el lado rígido experimenta mayor reducción por efecto de la torsión, a su vez, la resistencia en el lado flexible incrementa modificando el cociente. Lo anterior se da principalmente en valores de e_s mayores a 0.1, siendo más notorio en sistemas alargados. A valores menores de e_s la rigidez de los elementos perpendiculares no modifica sustancialmente la resistencia requerida.

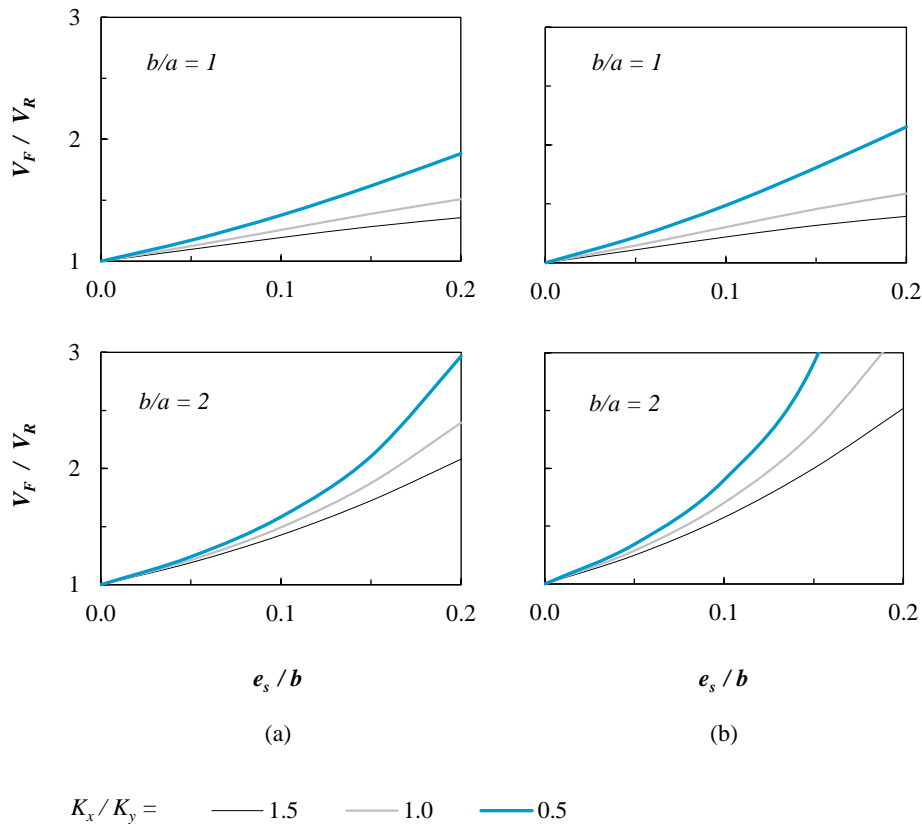


Figura 1.4 Variación de resistencia por posición asimétrica de elementos; comparativa lado flexible/lado rígido:
 (a) sistema con dos elementos, (b) sistema con cuatro elementos

La Figura 1.5 presenta la resistencia total que adquiere el sistema al aplicar la excentricidad más desfavorable para cada elemento, en relación con la fuerza lateral de diseño V . Este cociente R_a se puede definir como una medida de sobrerresistencia inducida independiente de los valores especificados en las NTC-Sismo 2017. Esta figura muestra que incluso en estructuras que son teóricamente simétricas se inducen niveles de sobrerresistencia por el uso de las excentricidades de diseño; en general el cociente R_a es mayor a 1.1, alcanzado valores de hasta 1.25 cuando la rigidez de los elementos perpendiculares a la dirección de análisis es baja.

Por otro lado el cociente R_a no se modifica significativamente con el parámetro e_s en configuraciones de elementos sensiblemente cuadradas. Las excentricidades de diseño tienden a inducir mayor sobrerresistencia en configuraciones alargadas, aunque de manera general las diferencias son apenas del 10% respecto a la configuración cuadrada. Por último, se observa que el número de elementos sismorresistentes prácticamente no modifica el nivel sobrerresistencia que se adquiere.

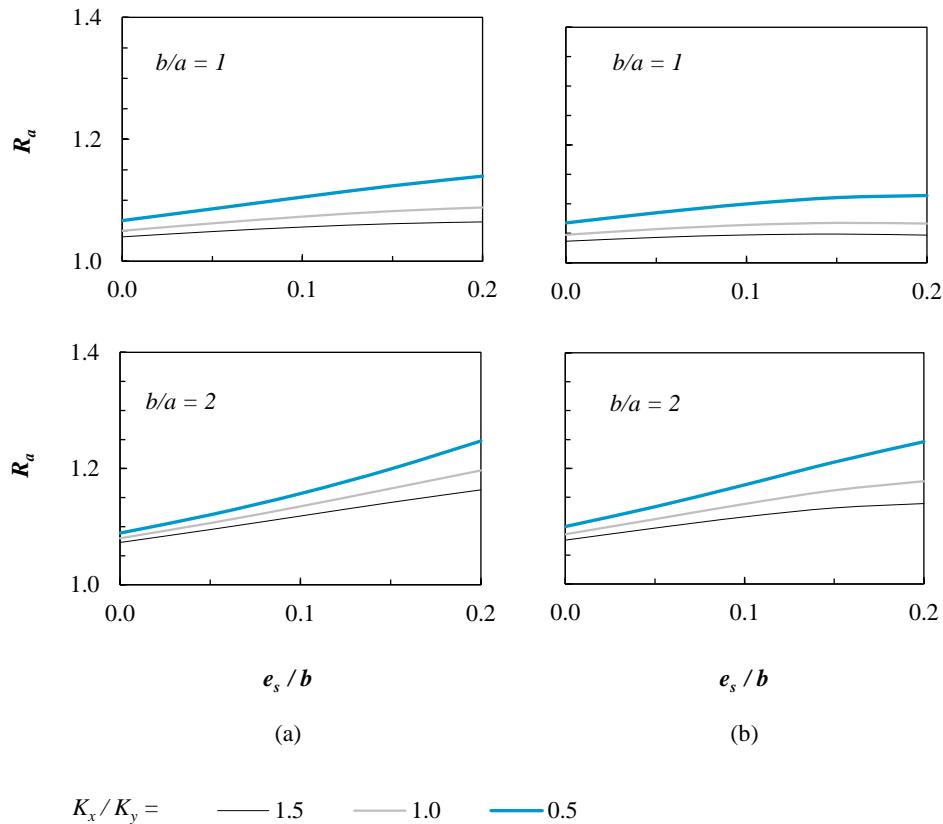
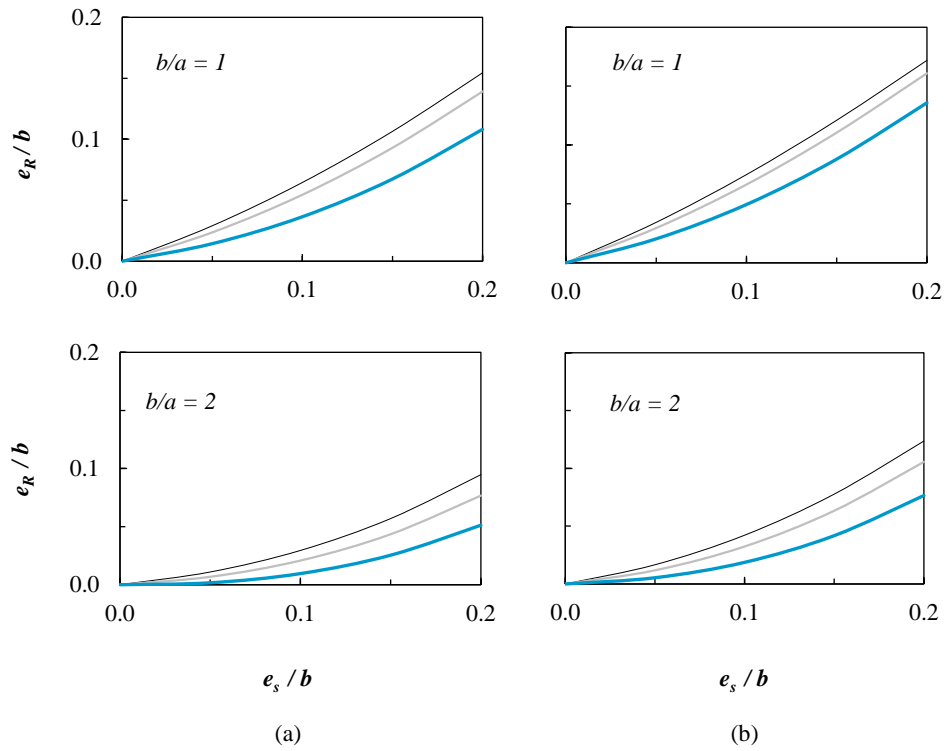


Figura 1.5 Medida de sobrerresistencia inducida por aplicación de las excentricidades de diseño:
 (a) sistema con dos elementos ,(b) sistema con cuatro elementos

Partiendo de la distribución de resistencias proporcionada por las excentricidades de diseño se obtuvo el valor de la excentricidad de resistencias e_R normalizada con la dimensión b de la planta para los sistemas analizados, ver Figura 1.6. En dicha figura se observa que en todos los casos e_R es menor que el valor de e_s utilizado en el análisis inicial, aquí es necesario enfatizar que en realidad el valor de e_s no es fijo como se supone en el diseño, en realidad, una vez que se asignan las resistencias se obtienen secciones transversales o cantidades de acero distintas que invariablemente modifican la rigidez supuesta, alterando el valor inicial de e_s , sin embargo, esto no es evidente en el análisis utilizado para el diseño. La tendencia en los valores de e_R indica que los efectos de torsión estimados linealmente serán mayores que los obtenidos en un análisis del tipo no lineal, principalmente en estructuras alargadas.

Por otro lado, la aportación de los elementos perpendiculares tiene un efecto importante en el valor de e_R , como se mostró en la Figura 1.4 el cociente de resistencias resulto mayor cuando se utilizaron relaciones de $K_x/K_y = 0.5$, lo que genera que la resultante de resistencias muestre una tendencia hacia el lado flexible, reduciendo el valor de e_R , lo contrario sucede con valores $K_x/K_y > 1$ donde además se observa que no existen diferencias importantes cuando la rigidez de los elementos perpendiculares es elevada.



$K_x/K_y =$ — 1.5 — 1.0 — 0.5

Figura 1.6 Excentricidad de resistencias obtenida aplicando las excentricidades de diseño:
 (a) sistema con dos elementos, (b) sistema con cuatro elementos

Capítulo 2

Estudios previos

Las estructuras asimétricas en planta han sido objeto de numerosas investigaciones en ingeniería sísmica, sin embargo, se requiere una mejor comprensión del comportamiento sísmico de edificios con esta característica. Dado el gran número de publicaciones referentes al tema, este apartado menciona sólo algunos estudios que abordan el comportamiento no lineal de estructuras asimétricas proyectadas con normativas de diseño sísmico. En la primera parte se presentan las investigaciones realizadas en modelos de un nivel, las cuales representan a la mayoría de las publicaciones existentes; posteriormente, se muestran estudios llevados a cabo en edificios de varios niveles, algunos de ellos con simplificaciones importantes.

2.1 Modelos simplificados de un nivel

La mayoría de las publicaciones están basadas en modelos de cortante que tienen una losa rígida en su plano apoyada en elementos verticales idealizados con un comportamiento bilineal. En estos estudios se ha ignorado la carga vertical, se ha asumido que la resistencia es independiente de la rigidez, además, el comportamiento a torsión se ha inducido mediante una asignación asimétrica de rigideces y no por posición. Algunos de los modelos empleados en las investigaciones se muestran en Figura 2.1.

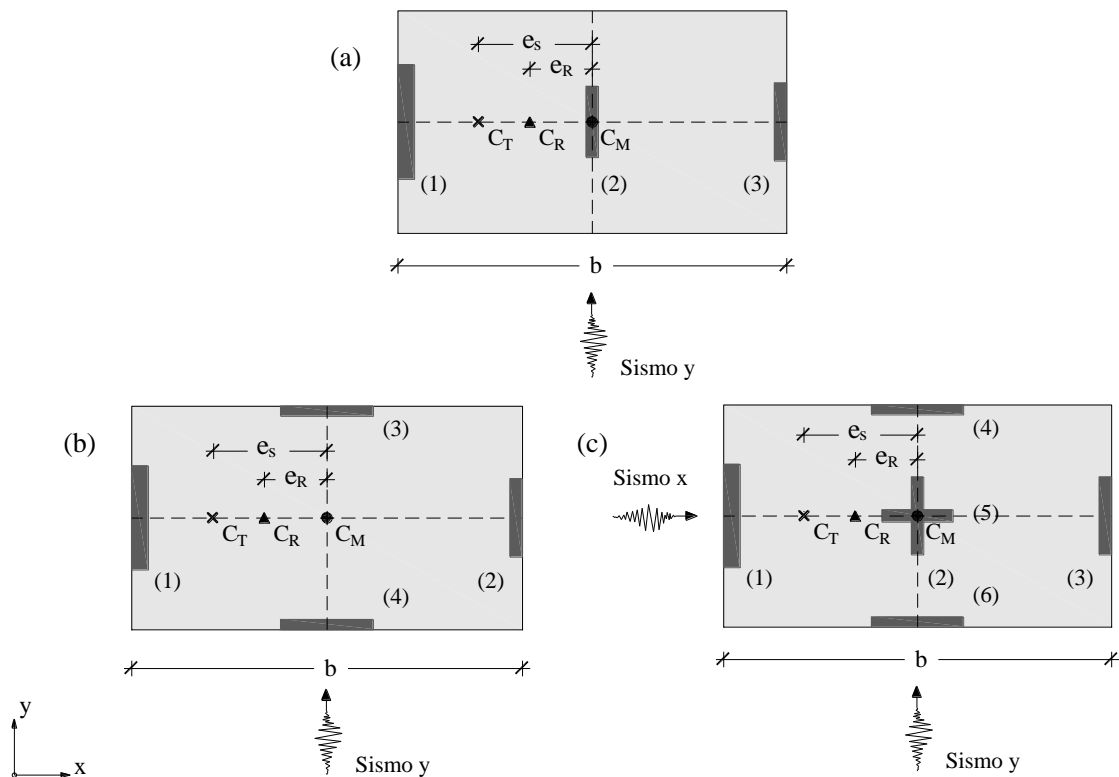


Figura 2.1 Modelos simplificados de un nivel estudiados por distintos autores :
 (a) sistema torsionalmente no restringido, (b) (c) sistemas torsionalmente restringidos

Tso y Ying (1990) utilizaron un modelo como el de la Figura 2.1 (a) sujeto a ocho registros sísmicos a fin de evaluar la normativa de Canadá 85, México 76, México 87, Nueva Zelanda 84 y el UBC 88.

Aplicando una distribución de resistencias según las excentricidades de diseño, encontraron que de manera general la excentricidad de resistencias e_R prácticamente se anula y se vuelve independiente de e_s , además, se induce un efecto de sobrerresistencia con valores $R_a = 1.1-1.5$. Empleando sistemas con $T= 0.1-2s$, $e_s = 0.3b$, así como valores medios de la respuesta inelástica, estos autores concluyen que las demandas de ductilidad en los tres elementos son prácticamente iguales a las que experimenta un sistema simétrico de referencia, se menciona que el elemento (3) ubicado en el lado flexible es crítico, en el sentido que es más susceptible al efecto torsional pues su desplazamiento puede ser dos o tres veces mayor, que el del sistema simétrico. El hecho de que la ductilidad sea igual y el desplazamiento mayor se explica por el modelo bilineal empleado, ya que produce valores de desplazamiento de fluencia distintos según la rigidez.

Chopra y Goel (1991) presentan un estudio que evalúa la normativa de Canadá 85, México 76, México 87, Nueva Zelanda 84 y el UBC 88, ignorando la excentricidad accidental. Para ello, utilizan un modelo como el de la Figura 2.1 (b) analizado en dirección y , bajo la componente S00E del registro sísmico de El Centro 1940. Empleando valores de $T= 0.1-20s$ y $e_s \approx 0.2b$, el estudio indica que la respuesta del sistema asimétrico con respecto al simétrico de referencia, se ve influenciada por el periodo de la estructura. De manera general se concluye que la demanda de ductilidad en el elemento del lado rígido (1) es mucho mayor que la del mismo elemento en un sistema simétrico, esto se debe a que algunas normativas permiten que la fuerza de diseño en el elemento del lado rígido sea menor que el valor asociado en ausencia de torsión. Para el elemento del lado flexible (2) se concluye que la demanda de ductilidad es menor que la del sistema simétrico en prácticamente todos los periodos, pero similar a lo encontrado por Tso & Ying (1990) la deformación lateral puede ser hasta dos veces mayor.

Chandler, Correnza y Hutchinson (1994) proponen una reevaluación de las normativas, esta vez incluyendo la excentricidad accidental en la distribución de resistencias, además utilizan un sistema simétrico de referencia alternativo con una distribución de rigideces uniforme, dado que en estudios anteriores este sistema presentaba la misma distribución de rigidez que la estructura asimétrica con la diferencia que C_M se hacía coincidir con C_T .

Estos autores evaluaron la normativa de Australia 93, Canadá 90, Nueva Zelanda 92 y el UBC 91 con ayuda de un modelo como el de la Figura 2.1 (a) con $T= 0.1-2.5s$ y $e_s = 0.3b$ sujeto a seis registros sísmicos aplicados en dirección y . El estudio determina que la excentricidad accidental tiene una influencia importante en la demanda de ductilidad del elemento en el lado flexible (3), con reducciones inversamente proporcionales a dicha excentricidad, principalmente en $T < 0.5s$. Con base en el UBC 91, determinan que la elección del sistema simétrico de referencia es crítico para los resultados obtenidos, siendo más conservador aquel que tiene la distribución irregular de rigideces. Basados en este último modelo, concluyen que la demanda de ductilidad y de desplazamientos en el elemento del lado rígido (1) es menor a la del sistema simétrico para todas las normativas estudiadas. Para el lado flexible (3), reportan que la demanda, es en general, menor que la del sistema simétrico, a excepción de sistemas con $T < 0.5s$; sin embargo, los desplazamientos son hasta dos veces mayores, esta tendencia no difiere si se emplean otros valores de rigidez torsional, principalmente por las características del sistema empleado. Una observación importante es que las normativas que amplifican e_s en el diseño, reducen la demanda de ductilidad en el lado flexible.

En la Figura 2.2 se reproducen algunos de los resultados obtenidos por Chandler *et. al.* (1994), estos incluyen los cocientes de demanda de ductilidad y de desplazamientos de los sistemas asimétricos respecto al simétrico de referencia. Según lo encontrado en los estudios anteriormente descritos, se puede considerar que los valores de respuesta mostrados en esta figura sirven para ilustrar de manera general el problema.

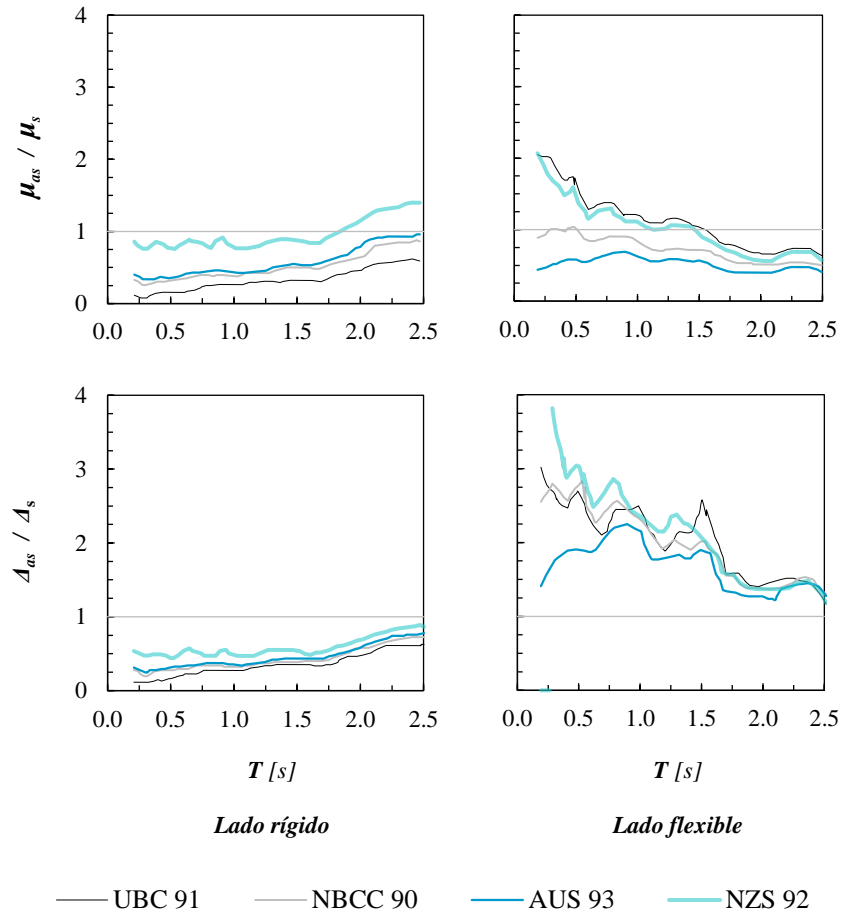


Figura 2.2 Variación de la respuesta con el periodo para un modelo de rigidez torsional moderada, diseñados con distintas normativas. Datos obtenidos de Chandler et al (1994)

Escobar y Ayala (1998) investigaron el efecto de las incertidumbres en rigidez, resistencia y localización de C_M en la respuesta de sistemas asimétricos como el de la Figura 2.1 (a), diseñados conforme a la normativa RCDF 87 con $Q=2$ y 4. Los análisis fueron unidireccionales empleando el registro SCT 1985 en la dirección y ; los modelos estudiados tienen periodos $T = 0.5-1.5$ s, con excentricidades $e_s, e_R = 0-0.3b$, además, contrario a las investigaciones anteriores se utilizan valores de sobrerresistencia $R=1-2$. Aplicando un enfoque probabilista y un índice de confiabilidad basado en la capacidad dúctil de la estructura en relación a la demanda, se concluye que la correlación entre rigidez y resistencia de los elementos, así como la sobrerresistencia incrementan la confiabilidad de las estructuras asimétricas. Cabe destacar que el estudio determina que el índice de confiabilidad en estructuras simétricas es menor que el que se da en aquellas asimétricas, debido a que en estas últimas la normativa proporciona un incremento de la resistencia lateral.

La seguridad estructural se incrementa considerablemente si e_s y e_R se encuentran del mismo lado con respecto a C_M , a su vez, la seguridad es pequeña cuando las excentricidades se encuentran en lados opuestos. Esto lleva a la reflexión de que incrementar la resistencia de una manera irracional, no necesariamente produce estructuras más seguras. Con base en esto, determinan que la posición de C_R se debe mantener en cierto intervalo a fin de obtener un comportamiento sísmico estable, generalmente entre C_T y C_M .

De Stefano, Faella y Ramasco (1998) con la idea de representar mejor las características de un edificio real utilizaron un modelo con excentricidad unidireccional como el de la Figura 2.1 (c), sujeto a excitaciones bidireccionales de 5 parejas de registros sísmicos característicos de suelos firmes. Los modelos fueron diseñados de manera independiente para cada espectro de respuesta utilizando un valor de ductilidad $\mu=4$, las especificaciones de torsión fueron tomadas del UBC 94 ignorando la excentricidad accidental en ambas direcciones. Empleando periodos $T = 0.1-1.5$ s y excentricidades $e_s = 0.1, 0.2b$ en plantas cuadradas y rectangulares, los autores concluyen que la demanda de ductilidad en los tres elementos de la dirección asimétrica es uniforme y en promedio igual a la del sistema simétrico; sin embargo, no presentan una medida de los desplazamientos laterales. Ya que la excentricidad accidental se ignora, los elementos en dirección x carecen de sobrerresistencia por la aplicación de las excentricidades de diseño, derivando en una demanda de ductilidad mayor en estos elementos, producto de los desplazamientos adicionales que induce la torsión; basándose en eso, concluyen que el valor necesario de sobrerresistencia debe ser en promedio de 1.20 si esta se asigna de manera uniforme entre los tres elementos de la dirección x y de 1.08 si se asigna solo a los dos elementos de la periferia (4),(6).

Tso y Wong (1995) emplean el modelo de la Figura 2.1 (c) para estudiar como un análisis lineal estima la demanda de desplazamiento en el lado flexible de estructuras asimétricas diseñadas con la normativa de Canadá 90, Nueva Zelanda 92 y el UBC 91. Aplicando excitaciones bidireccionales de 10 parejas de registros sísmicos, realizaron análisis no lineales en sistemas con $e_s = 0.2b$ y $T = 0.5-2$ s. De ello, se determinó que el cociente de desplazamientos del sistema asimétrico respecto al simétrico varía entre 1.2-1.5 y no es sensible al periodo de la estructura cuando se utilizan valores de rigidez torsional moderados. En un análisis adicional con valores $e_s = 0, 0.2, 0.4b$ y $T = 0.5s$, concluyen que los desplazamientos estimados por las normativas son menores que los obtenidos en los análisis no lineales, con excepción de la norma de Nueva Zelanda 92 que produce valores conservadores; en las otras dos normativas el error se debe a los factores que amplifican los desplazamientos del análisis lineal, pues son menores que el valor por el que se dividen las fuerzas elásticas para el diseño. Por último, se concluye que cuando se toma un valor de amplificación igual al factor de reducción en todas las normativas, la estimación de desplazamientos es conservadora.

2.2 Modelos de edificios con varios niveles

Los estudios de la respuesta no lineal de edificios asimétricos en planta han sido limitados, aún más, aquellos enfocados a evaluar normativas de diseño sísmico. Algunos de los primeros modelos de edificios contenían simplificaciones importantes y no diferían de las hechas en edificios de un nivel. Con el incremento de las herramientas computacionales se hizo posible la elaboración de modelos más complejos que representarán mucho mejor las características reales de una estructura de manera tridimensional; sin embargo, su uso para el estudio de estructuras asimétricas se ha dado apenas en los últimos 10 a 15 años, Anagnostopoulos, Kyrkos y Stathopoulos (2015).

Duan y Chandler (1993) presentan un estudio que utiliza edificios de cortante con 3, 5 y 8 niveles cuyo sistema estructural es una representación multinivel del sistema de la Figura 2.1 (a), lo que sigue siendo una aproximación muy burda de un edificio real. La investigación evalúa la normativa de Canadá 90, México 87, Nueva Zelanda 92, el EC8 (89) y el UBC 88; los edificios estudiados se diseñaron utilizando la distribución de fuerzas de entrepiso requerida por cada norma según un cortante basal derivado de un espectro Newmark-Hall escalado a $0.3g$ en $T=0$. Empleando dos registros sísmicos aplicados en dirección y , así como valores de $e_s = 0.1-0.3b$, estos autores presentan sus resultados tomando como parámetro de respuesta la demanda de ductilidad en el elemento del lado rígido (1). Se muestra que esta respuesta no es uniforme en altura y origina valores de hasta dos veces la ductilidad de diseño, en los primeros niveles, se observa que los valores varían significativamente según la norma utilizada. Los autores concluyen que en el EC8 (89) las demandas son excesivas debido a que permite grandes reducciones en la fuerza de diseño del elemento en el lado rígido (1), en contraste, el UBC 88 que no permite tal reducción se encontró apropiado en todos los casos. De manera general se encontró que la norma México 87 es conservadora en los niveles inferiores de los edificios de 3 y 5 niveles, pero lo es excesivamente en edificios de 8 niveles.

Moghadam y Tso (2000) presentan una extensión de las especificaciones del EC8 (94) para el diseño de edificios asimétricos, la cual incluye una especificación para obtener una rigidez torsional mínima en edificios a fin controlar las demandas inelásticas. Los autores utilizan cuatro edificios asimétricos de concreto reforzado con un arreglo de tres elementos similar al de la Figura 2.1 (a) salvo que esta vez los elementos sismorresistentes son idénticos y consisten en marcos a momento con tres crujías, uno de los marcos se ubica al centro mientras que los otros dos se colocan simétricamente a 3, 6, 9 y 12 m a partir de este, originando distintos niveles de rigidez torsional; el comportamiento asimétrico se induce desfasando el centro de masa.

A través de análisis unidireccionales con 10 registros sísmicos y empleando $e_s = 0.1b$, los autores presentan distorsiones de entrepiso que son comparadas con las de un sistema simétrico de referencia, los resultados indican que en los sistemas con baja rigidez torsional (marcos ubicados a 3 y 6m a partir del centro geométrico) los desplazamientos en el lado rígido son mucho mayores que los del sistema simétrico, no así para los que cuentan con mayor rigidez torsional (marcos ubicados a 9 y 12m), que presentan valores prácticamente similares. En el lado flexible se observan distorsiones mayores, sin embargo, son entre 1.2 a 1.5 veces mayores que las del sistema simétrico, siendo el sistema con mayor rigidez torsional el que menor desviación presenta. El estudio concluye, que las especificaciones del EC8 no mejoran la respuesta de edificios que son torsionalmente flexibles.

Stathopoulos y Anagnostopoulos (2005) estudiaron edificios excéntricos en masa de 3 y 5 niveles, en esta ocasión los edificios cuentan con una planta rectangular y un sistema estructural de marcos de concreto reforzado en dos direcciones ortogonales. Los edificios fueron diseñados con base en el EC8 (94) utilizando un espectro de un suelo tipo B. Empleando 10 parejas de registros sísmicos los edificios se analizaron bidireccionalmente con valores de $e_s \approx 0-0.3b$, los parámetros de respuesta reportados fueron desplazamientos máximos en los bordes, demandas de ductilidad de rotación e índices de daño en elementos. De los resultados se determina que los desplazamientos en el borde flexible de las estructuras asimétricas son de 1 a 1.5 veces mayores que los del borde rígido, a su vez estos desplazamientos no difieren en más del 30% respecto a los de una estructura simétrica. Por otro lado, las demandas de ductilidad de rotación en el lado flexible son más de dos veces las del lado rígido y las primeras no difieren en más del 50% respecto al sistema simétrico.

Los autores concluyen que el EC8 (94) no cumple el objetivo de un diseño balanceado en donde se desea tener un daño uniforme en todos los elementos de una estructura asimétrica, proponiendo que se hagan modificaciones para elevar la resistencia requerida en el lado flexible. A la luz de los valores obtenidos indican que los resultados derivados en edificios de un nivel son cuestionables y no pueden ser extrapolados a edificios de varios niveles.

Kyrkos y Anagnostopoulos (2011) investigan la respuesta sísmica de edificios excéntricos en masa con 3 y 5 niveles estructurados con un sistema tipo dual de marcos y contravientos de acero en ambas direcciones de una planta rectangular. Los edificios se diseñaron conforme al EC8 (2004) utilizando un espectro de la normativa de Grecia, los edificios con valores $e_s = 0-0.2b$, fueron sometidos a excitaciones bidireccionales utilizando 10 parejas de registros sísmicos. Los parámetros de respuesta son desplazamientos, distorsiones de entrepiso, así como demandas de ductilidad en los elementos estructurales. Los resultados muestran que en general los desplazamientos en el borde flexible son de 1.1 a 1.5 veces mayores que los del borde rígido, a su vez, los desplazamientos en ambos bordes no difieren en más del 30% de los valores correspondientes a una estructura simétrica. Los autores concluyen que las demandas de ductilidad no son uniformes en todos los elementos, apuntando a que es necesario una modificación de la normativa con el fin de evitar riesgos de falla en caso de que actúe un sismo mucho mayor que el diseño.

La Figura 2.3 reproduce las distorsiones de entrepiso máximas obtenidas por estos autores en la dirección más vulnerable los edificios de 5 niveles; la letra F o R indica el borde flexible o rígido y A o S indica la estructura asimétrica o simétrica. En la figura se observa que la respuesta de la estructura simétrica no difiere considerablemente de la asociada a los edificios excéntricos en masa. Un aspecto interesante de estos resultados, es que las distorsiones en el borde rígido presentan valores altos, lo que sugiere que la torsión inelástica no es elevada, además, la distorsión es mayor para $e_s = 0.1b$, lo cual se debe a que se trata de un diseño distinto al considerado en $e_s = 0.2b$.

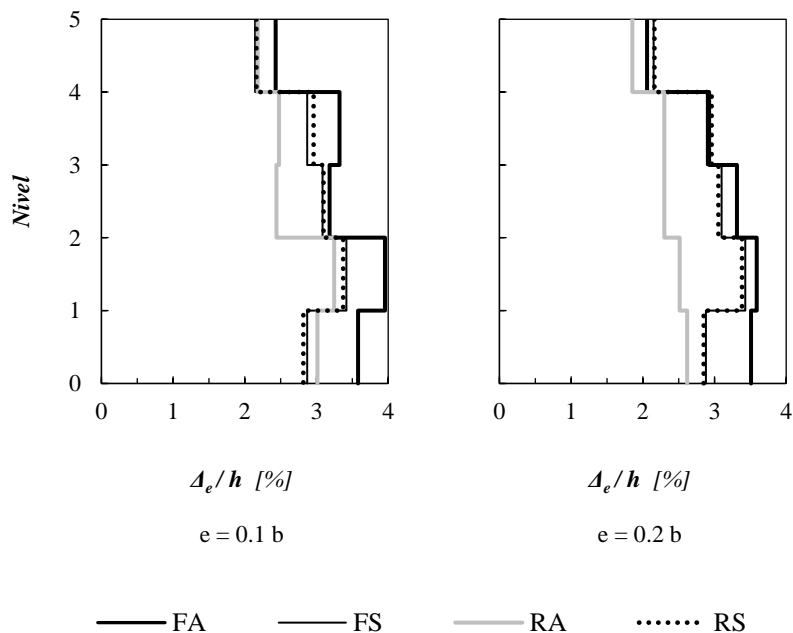


Figura 2.3 Comparativa de distorsiones de entrepiso obtenidas en sistemas duales de acero con excentricidad en masas. Datos obtenidos de Kyrkos y Anagnostopoulos (2011)

Capítulo 3

Desarrollo de la Investigación

3.1 Introducción

Con el fin de evaluar la normativa 2017 de la Ciudad de México se utilizarán edificios de mediana altura estructurados con sistema tipo dual de concreto reforzado. En estos edificios se emulan aquellas condiciones en que las restricciones arquitectónicas no permiten colocar los elementos sismorresistentes en los lugares más benéficos para el comportamiento sísmico, originando condiciones de asimetría por posición.

En la práctica profesional cada proyecto tiene sus condiciones arquitectónicas e ingenieriles, de manera que es imposible concebir un modelo de estudio que represente cualquier tipo de asimetría. Teniendo en cuenta que la idea principal de este trabajo es proporcionar una visión general del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, se decidió utilizar un modelo que si bien resulta ser ideal, permite entender aspectos fundamentales sobre el comportamiento y como la normativa aproxima la respuesta en el intervalo no lineal.

Los edificios estudiados se dividen en dos grupos según el factor de comportamiento sísmico Q empleado en el diseño, cada grupo se conforma por un edificio asimétrico en planta y otro simétrico con propiedades dinámicas similares que servirá de referencia para cuantificar los niveles de respuesta del primero. El diseño de los edificios se realiza conforme a las siguientes normas del Reglamento de Construcciones de la CDMX:

- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017 (NTC-Sismo 2017)
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017 (NTC-Concreto 2017)
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2017 (NTC-CADEE 2017)

El dimensionamiento de las estructuras asimétricas en estudio se orienta a obtener un valores de irregularidad torsional $\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{prom} > 1.5$, lo que permite evaluar el comportamiento de estructuras con asimetría importante, además, este valor resulta mayor que el límite inferior de 1.3 que clasifica a una estructura como muy irregular, según las NTC-Sismo 2017; a partir de este límite inferior la normativa específica que se debe afectar el factor de reducción por ductilidad Q' por 0.7, independiente del grado de irregularidad torsional que presente la estructura.

El comportamiento sísmico de los edificios se evalúa utilizando modelos analíticos con comportamiento no lineal sometidos a parejas de acelerogramas que reflejan el peligro sísmico de la Ciudad de México.

3.2 Geometría base para los edificios en estudio

Para definir las estructuras en estudio, se decidió partir de una geometría base que será empleada en los dos grupos de edificios, el objetivo es contar con una cantidad de crujías en cada dirección que sea representativa de edificios reales, además, se toma en cuenta que la mayoría de los edificios que se construyen en la Ciudad de México son de mediana altura, es decir, no sobrepasan los 15 niveles.

Así, se parte de una planta rectangular de 42 x 21m, cuyo arreglo estructural se conforma por seis crujías en dirección x (larga) y tres en dirección y (corta), con una dimensión de 7m a ejes. En elevación se tienen 12 niveles con una dimensión de entrepiso constante de 3.5 m. La Figura 3.1 muestra la geometría base utilizada; la posición de los muros que se empleará en cada edificio estudiado se describe más adelante.

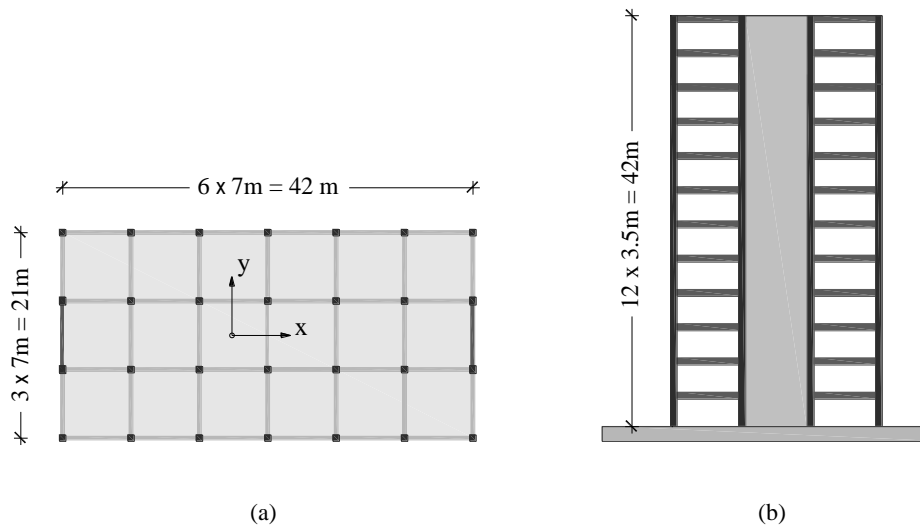


Figura 3.1 Geometría general utilizada para la definición de los edificios en estudio :
(a) Vista en planta, (b) Elevación esquemática del sistema dual

La altura utilizada también permitirá conocer si es apropiado evitar el análisis no lineal en estructuras cuya fuente de irregularidad es la posición asimétrica en planta de los elementos sismorresistentes. Esto se basa en que las NTC-Sismo 2017 requieren análisis dinámicos no lineales en estructuras irregulares sólo cuando su altura sea mayor a 80m.

3.3 Análisis estructural para el diseño

El análisis estructural de los edificios se realizó con el programa ETABS v 16.2.0; utilizando un modelo de barras se definió la geometría general de los edificios, se aplicaron las características de los materiales, así como las cargas gravitacionales y sísmicas. La Figura 3.2 muestra algunas vistas de un modelo elaborado para el diseño de uno de los edificios en estudio.

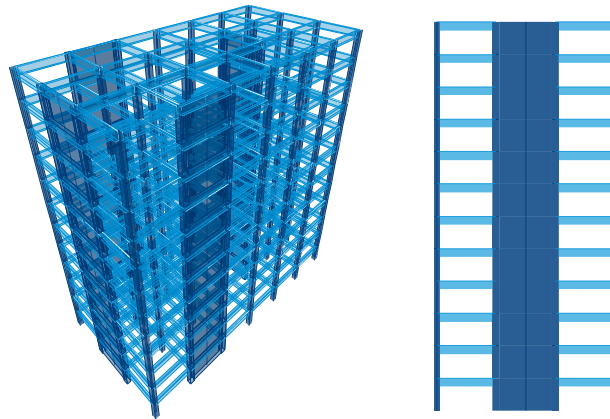


Figura 3.2 Vistas esquemáticas de un modelo elaborado en ETABS 16.2.0

Las columnas, traveses y muros se definen como elementos viga-columna, los muros se modelaron siguiendo el concepto de columna ancha utilizando elementos de gran rigidez para conectarlos al resto de la estructura. La ventaja de utilizar elementos barra para modelar los muros es que cuando éstos tienen elementos de borde en forma de columna, resulta sencillo aplicar las reducciones de rigidez por flexión, ya que sólo se utiliza una sección transversal en forma de I.

Al respecto, la rigidez de los elementos se calculó empleando los momentos de inercia I_{cr} indicados en las NTC-Concreto 2017 cuyos valores se reproducen en la Tabla 3.1. Para el caso de las vigas se consideró que ante cargas laterales, su rigidez a flexión se puede aproximar de manera sencilla como el promedio de la obtenida con una sección rectangular y una sección T, esta última definida según las NTC-Concreto 2017.

Tabla 3.1 Momentos de inercia para el cálculo de rigidez a flexión

Elemento	I_{cr}
Vigas	$0.5I_g$
Columnas	$0.7I_g$
Muros	$0.5I_g$

El sistema de piso se modela con una placa tipo membrana, a la cual se le aplican las cargas gravitacionales. A su vez esta placa sirve de apoyo para modelar los sistemas de piso como diafragma rígido, lo que permite condensar los grados de libertad en dos de traslación y uno de rotación por nivel en un punto teórico definido como nudo maestro, donde además, se encuentra concentrado el peso sísmico de cada nivel.

Las intersecciones de los elementos fueron modelados como nudos rígidos considerando que existe una porción infinitamente rígida igual al peralte de los miembros que se conectan.

Una vez definido el modelo general se emplea un análisis modal espectral para obtener las fuerzas laterales en el diseño sísmico. En todos los casos se incluyó el número de modos necesario para que la suma de los pesos efectivos fuese mayor al 90% del peso sísmico total. Por otra parte, las cantidades de respuesta se obtuvieron utilizando la regla de combinación modal SRSS.

Las fuerzas laterales sísmicas, así como las fuerzas gravitacionales sirvieron de base para realizar las combinaciones de diseño sísmico que indican las normas 2017. Para el caso de sismo se consideró el efecto de dos componentes ortogonales, tomando 100 % en la dirección de análisis y 30% en la dirección perpendicular. En estas combinaciones de carga se aplicaron las excentricidades de diseño definidas por las ecuaciones 1.2-1.3, de manera que utilizando direcciones positivas y negativas de las fuerzas de análisis se da origen a las 32 combinaciones típicas del análisis sísmico.

El análisis estructural sirve de base para que a través de un proceso iterativo se determine la geometría y detallado de los elementos, de tal forma que se cumpla con los estados límites de servicio y de falla que indica la normativa, dando origen al proceso de diseño estructural.

3.4 Bases para el diseño estructural

3.4.1 Materiales empleados

En el diseño estructural de los edificios se emplearon las propiedades básicas de los materiales mostradas en la Tabla 3.2, estas son útiles únicamente en los análisis lineales que se requieren para dimensionar las estructuras según la normativa. Las características del concreto se definieron principalmente con base en la relación de carga axial en los elementos, pero también fueron útiles en el control de deformaciones laterales.

Tabla 3.2 Propiedades básicas de los materiales utilizados en el diseño [kg/cm²]

Clave	f'_c	f_y	E
Concreto (Clase I)	400	-	280000
Acero de Refuerzo	-	4200	2040000

3.4.2 Cargas gravitacionales

Se consideró que el uso de los entrepisos es de oficinas, a excepción del último nivel donde se considera el uso de azotea. Los valores de las cargas vivas se basan en lo especificado por las NTC-CADEE 2017, ver Tabla 3.3. Además de las cargas vivas y el peso propio de los elementos, se aplicaron las cargas permanentes mostradas en la Tabla 3.4, las cuales se consideran representativas del uso adoptado.

Tabla 3.3 Cargas vivas empleadas en el diseño [kg/m²]

Destino	C_{vm}	C_{va}	C_v
Entrepiso	250	180	100
Azotea	100	70	15

Tabla 3.4 Cargas permanentes empleadas en el diseño [kg/m²]

Concepto	Entrepiso	Azotea
Acabados	60	30
Muros divisorios	50	0
Instalaciones	20	20
Plafón	10	10
Adicional	40	40
Total	180	100

3.4.3 Carga lateral de sismo

Las estructuras de este estudio se ubican en la llamada zona de lago de la Ciudad de México, en un punto cercano a la estación de registro sísmico: Jardines de Coyoacán. Esta ubicación se basó en tres condiciones:

- Tener ordenadas de diseño características de una zona de alta sismicidad.
- Contar con un número apropiado de registros sísmicos de estaciones cercanas.
- Tener espectros de respuesta con una banda de ordenadas pico que incluya el periodo fundamental de los edificios. Así, los factores de escala en los registros sísmicos serán razonables.

Los parámetros que definen el espectro de diseño sísmico se obtuvieron del programa *SASID* v.4.0.2.0, ver Tabla 3.5. La Figura 3.3 muestra los espectros empleados en el diseño de los edificios; para las estructuras asimétricas el factor de reducción Q' se multiplica por 0.7 y no se toma inferior a 1. Para el cálculo de la reducción por sobrerresistencia se adopta el valor de corrección por hiperestaticidad k_I de sistemas duales.

Tabla 3.5 Parámetros utilizados para definir los espectros de diseño sísmico

Latitud	Longitud	T_S	a_0	c	T_a	T_b	k
19.313	-99.127	1.11	0.29	0.87	0.84	1.64	0.56

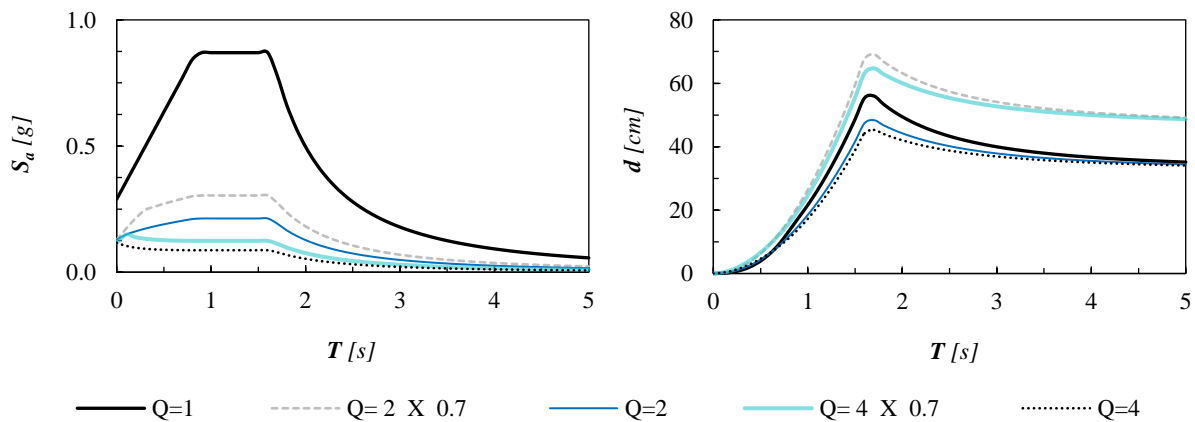


Figura 3.3 Espectros empleados para el diseño sísmico de los edificios en estudio

3.4.4 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga aplicadas para la obtención de elementos mecánicos y desplazamientos laterales de diseño, se basan en lo establecido por las NTC-CADEE 2017, se considera que estas son representativas de las acciones que puede experimentar el inmueble bajo los efectos de sismo y cargas gravitacionales.

Cargas gravitacionales

- $Grav = 1.3(P_p + S_{cm}) + 1.5 C_{vm}$

Cargas gravitacionales más sismo ¹

- $Sismo X = 1.1(P_p + S_{cm} + C_{va} \pm S_x \pm 0.3S_y)$
- $Sismo Y = 1.1(P_p + S_{cm} + C_{va} \pm 0.3S_x \pm S_y)$

Cargas para revisión de deflexiones

- $Deflex = P_p + S_{cm} + C_v$

Cargas para revisión de desplazamientos laterales ¹

- $Desp X = P_p + S_{cm} + C_{va} \pm S_x \pm 0.3S_y$
- $Desp Y = P_p + S_{cm} + C_{va} \pm 0.3S_x \pm S_y$

¹En estas combinaciones se toman en cuenta las distintas direcciones de acción del sismo, además se incluye el efecto de la excentricidad accidental requerido por la norma.

En las combinaciones de carga se define

- P_p : Carga de peso propio
- S_{cm} : Sobrecarga muerta
- C_{vm} : Carga viva máxima
- C_{va} : Carga viva accidental
- C_v : Carga viva media
- S_x : Carga lateral de sismo en dirección X
- S_y : Carga lateral de sismo en dirección Y

3.4.5 Distorsiones de entrepiso límite

Las distorsiones de entrepiso límite utilizadas en el diseño de los edificios se toman de las NTC-Sismo 2017 según en el sistema estructural y el factor Q adoptado. Para los sistemas duales que utilicen muros de concreto reforzado, la norma permite incrementar la distorsión límite de seguridad contra colapso en 0.005, siempre y cuando la relación de aspecto de los muros sea mayor a 4, lo cual se cumple en los edificios en estudio.

Para el caso, se revisan dos condiciones de diseño:

- Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisa que las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis, multiplicadas por QR no excedan el límite $\gamma_{c\text{máx}}$ de la Tabla 3.6.
- Para cumplir con el estado límite de daño ante sismos frecuentes (servicio), se revisa que la distorsión de entrepiso obtenida del análisis, multiplicada por Q'R y por un factor K_s que depende del periodo dominante del suelo, sea menor que el valor $\gamma_{s\text{máx}}$ de la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Distorsiones de entrepiso límite en función de Q [%]

Factor Q	$\gamma_{s\text{máx}}^1$	$\gamma_{c\text{máx}}$
4	0.4	2.5
2	0.4	1.5

¹Se considera que no existen elementos no estructurales susceptibles a daño

Los edificios se dimensionaron para que la distorsión crítica de entrepiso se encuentre por debajo del límite que indica la norma, pero a su vez, muy cercana a este.

3.5 Diseño y descripción de los edificios en estudio

Con ayuda de los modelos para el análisis estructural se determinaron las secciones requeridas para cumplir con los estados límite de servicio y de falla indicados en la normativa. Primero se dimensionaron las estructuras asimétricas con cierto grado de irregularidad torsional para posteriormente plantear su contraparte simétrica. Durante este proceso se emplearon tres condiciones para definir las dimensiones de los elementos, así como el número de muros requerido en el diseño de las estructuras asimétricas, estas son:

- Lograr un control apropiado de los desplazamientos laterales en el lado flexible, para así cumplir con las distorsiones de entrepiso límite incluidas en las NTC-Sismo 2017.
- Limitar el esfuerzo cortante en la sección transversal de los muros de concreto reforzado, según lo indican las NTC-Concreto 2017.
- Obtener cuantías de acero de refuerzo adecuadas, pensando en la viabilidad constructiva.

Por tratarse de un sistema tipo dual fue necesario asegurar que los marcos resistieran por lo menos el 30% de la fuerza lateral sin contar con la aportación de muros. Para ello se realizó un modelo paralelo en que la contribución de los muros es nula y se utiliza el 30% de las fuerzas laterales colocadas con las mismas excentricidades del modelo que cuenta con contribución de muros. En general, este requisito incrementó los elementos mecánicos de diseño en traveses y columnas de los primeros 3 niveles.

La resistencia requerida en cada elemento se proporcionó variando la cantidad de acero de refuerzo en las distintas secciones críticas, en traveses se empleó un número mínimo de armados tal que el cociente demanda/capacidad se mantuviera en valores cercanos a uno en buena parte del edificio, principalmente en ejes con muros de concreto.

En columnas se utilizaron básicamente dos arreglos de acero de refuerzo, efectuando cambios a mitad de la altura total de los edificios, en caso de ser necesario. Por último, debido a que la resistencia lateral es proporcionada principalmente por los muros de concreto, la cantidad de acero de refuerzo fue distinta en cada muro, de tal forma que la sección crítica en la base tuviera una relación demanda/capacidad muy cercana a la unidad tanto en diseño por flexión como en el diseño por cortante. El esfuerzo anterior se llevó a cabo con el propósito de evaluar la normativa vigente sin contar con los efectos de un edificio con mayor resistencia lateral que la requerida por normativa.

El detallado de los elementos se realizó con base en las NTC-Concreto 2017, en todos los casos se cumplió con los requisitos mínimos o máximos de la cantidad acero, arreglo de barras, separaciones máximas, restricción lateral de barras, así como distribución de acero por flexocompresión en muros. La Figura 3.4 muestra de manera esquemática el arreglo de acero de refuerzo empleado en los miembros estructurales.

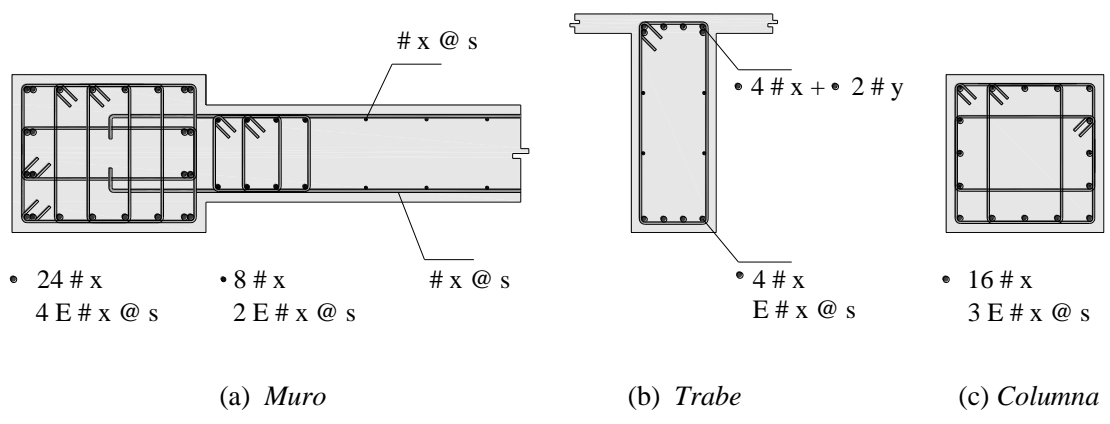


Figura 3.4 Representación esquemática del armado utilizado en los elementos estructurales

3.5.1 Edificios diseñados con $Q=2$

Se diseñaron dos edificios, uno de ellos identificado como: **E2-A**, tiene una estructuración asimétrica en planta, en esta, la posición de los muros genera comportamiento asimétrico solo en dirección y . Después de distintas iteraciones se llegó al arreglo mostrado en la Figura 3.5, que tuvo como propósito principal lograr un grado de irregularidad torsional $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$ mayor a 1.5. Además, se buscó cumplir con el nuevo requisito de las NTC-Sismo 2017 que indica que los elementos sismorresistentes a ambos lado del centro de rigidez deben ser del mismo tipo, en este caso, muros de concreto reforzado.

El otro edificio diseñado tiene estructuración simétrica y se identifica como: **E2-S**, en este se mantienen todas las dimensiones de los elementos estructurales del edificio **E2-A**, modificando únicamente la posición de los muros, ver Figura 3.5. Aquí se da un enfoque distinto a la estructura simétrica de referencia; como se ya se mencionó, el sistema de referencia utilizado en investigaciones pasadas mantenía la ubicación y resistencia de los elementos de la estructura asimétrica, modificando solo la posición del centro de masa.

La estructura E2-S propuesta permite tener una comparativa más apropiada, ya que en principio, a nivel normativo, la resistencia lateral requerida en esta es menor que la de E2-A. Podría parecer que arreglo de elementos en el edificio E2-S no es apropiado matemáticamente, pues proporciona una rigidez torsional distinta a la del edificio E2-A, sin embargo, para fines de este trabajo se considera apropiado pues la diferencia es apenas del 10%, además, siguiendo el objetivo principal de la investigación permite evaluar el efecto de una posición de elementos sismorresistentes distinta a la ideal.

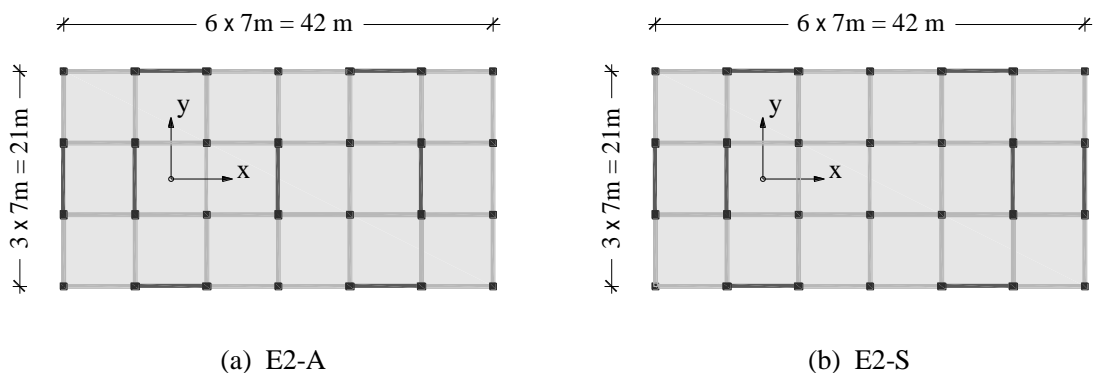


Figura 3.5 Vista en planta de los edificios diseñados con $Q=2$: (a) Estructura asimétrica , (b) Estructura simétrica

Por sencillez, se decidió utilizar las mismas dimensiones de los elemento en todo el edificio, eso permite simplificar las tareas de diseño y facilita la obtención de los datos necesarios para elaborar los modelos con comportamiento no lineal. Las dimensiones de traveses son de 35 x 90 cm, las columnas de 65 x 65cm y muros con espesor de 35 cm con elementos de borde en forma de columna de 65 x 80 cm.

En la Tabla 3.7 se presenta un resumen de las cuantías de acero de refuerzo derivadas del diseño estructural, las cantidades incluyen la contribución del acero longitudinal y transversal, en las dos primeras columnas se presenta el intervalo de variación de esta cantidad según el edificio en estudio, posteriormente se muestra el resultado promedio obtenido en una cuantificación burda, según las cantidades de acero presentes en las secciones críticas.

Si multiplicamos el valor promedio de la Tabla 3.7 por el volumen total de concreto en cada grupo y además por el peso volumétrico del acero se obtiene la cantidad de kg requeridos en acero de refuerzo, un resumen de esta estimación se muestra en la Tabla 3.8 para ambos edificios diseñados con $Q=2$.

Tabla 3.7 Cuantías de acero de refuerzo en elementos de edificios con $Q=2$, ρ [%]

Grupo	Intervalo		Promedio	
	E2-A	E2-S	E2-A	E2-S
Muros	0.86 - 2.72	0.86 - 1.46	1.57	1.05
Trabes	1.86 - 4.64	1.54 - 3.06	2.58	2.02
Columnas	1.57 - 2.94	1.57 - 2.46	2.24	2.02

Tabla 3.8 Estimación de material requerido en edificios con $Q=2$

Grupo	Concreto m^3/m^2		Acero kg/m^2	
	E2-A	E2-S	E2-A	E2-S
Muros	0.11	0.11	13.75	9.20
Trabes	0.08	0.08	15.28	11.96
Columnas	0.02	0.02	3.54	3.18
Total	0.21	0.21	32.57	24.34

Tomando en cuenta que las dimensiones de elementos obedecen a una estructura irregular con incremento en las acciones de diseño los volúmenes de concreto de la Tabla 3.8 son viables. Por otro lado, la cantidad de acero requerida en el edificio E2-A es mayor que la de E2-S, en muros se da una diferencia de 50%, en trabes de 30%, mientras que en columnas de 10%. Tomando en cuenta la cantidad total, la diferencia en acero de refuerzo es del orden de 25%.

A pesar de que fue necesario emplear las mismas secciones en ambos edificios y que las estructuras en estudio pueden resultar ideales, es evidente, que un sistema que no cuente con condiciones de irregularidad torsional será más económico.

3.5.2 Edificios diseñados con $Q=4$

Al igual que en los edificios con $Q=2$, este grupo cuenta con una estructura que presenta asimetría en la posición de sus muros únicamente en dirección y , identificada como **E4-A**; el arreglo de elementos proporcionó un grado de irregularidad torsional $\Delta_{m\acute{a}x} / \Delta_{prom}$ mayor a 1.5. La estructura simétrica tomada como referencia para el comportamiento sísmico se identifica como **E4-S**, en este caso la diferencia de rigidez torsional es alrededor del 14%. Las estructuras propuestas se muestran en la Figura 3.6.

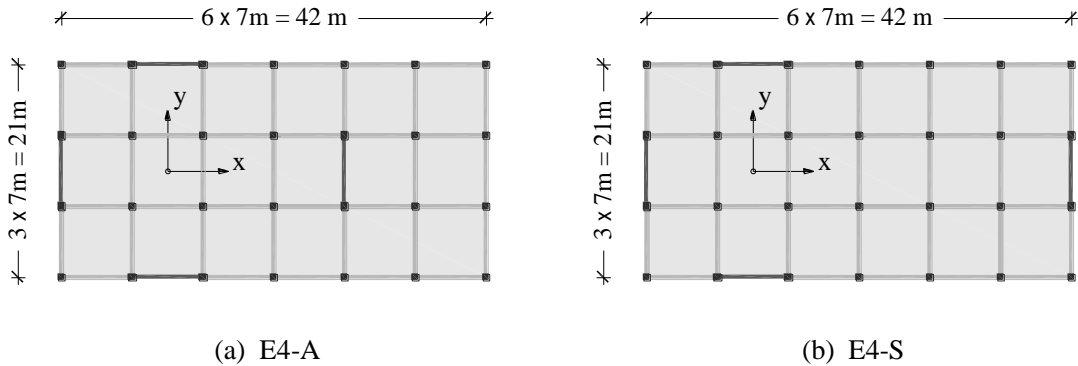


Figura 3.6 Vista en planta de los edificios diseñados con $Q=4$: (a) Estructura asimétrica , (b) Estructura simétrica

Las dimensiones de los elementos empleados en los edificios diseñados con $Q=2$ resultaron útiles para el diseño de estos edificios ya que permitieron controlar los desplazamientos laterales de manera apropiada, las secciones son constantes en todo el edificio, con traveses de 35 x 90cm, columnas de 65 x 65cm y muros con espesores de 35 cm que cuentan con elementos de borde en forma de columna de 65 x 80cm. Dado el número de muros en cada dirección, cada uno contribuye con más del 35% a la resistencia lateral, en este caso, las NTC-Sismo 2017 especifican un incremento de 25% en las fuerzas sísmicas únicamente para el diseño de estos elementos. Esto, en conjunto con la corrección por irregularidad lleva a una estructura con una resistencia elevada que seguramente modifica el comportamiento supuesto en el diseño.

La Tablas 3.9, 3.10 muestran una comparativa de cuantías de acero y cantidad de material requerida en las estructuras de este grupo. Debido a que las acciones sísmicas de diseño son pequeñas, las cargas gravitacionales influyen bastante en la cuantía requerida en traveses, mientras que en columnas rigen los requisitos mínimos de las NTC-Concreto 2017, además, este tipo de estructuras requiere de un detallado transversal por confinamiento, todo esto ocasiona que no se de una variación importante en materiales.

Tabla 3.9 Cuantías de acero de refuerzo en elementos de edificios con $Q=4$, ρ [%]

Grupo	Intervalo		Promedio	
	E4-A	E4-S	E4-A	E4-S
Muros	1.28 - 1.86	1.33 - 1.33	1.52	1.33
Traveses	1.22 - 1.94	1.22 - 1.36	1.36	1.25
Columnas	2.52 - 2.52	2.52 - 2.52	2.52	2.52

Tabla 3.10 Estimación de material requerido en edificios con $Q=4$

Grupo	Concreto m ³ /m ²		Acero kg/m ²	
	E4-A	E4-S	E4-A	E4-S
Muros	0.06	0.06	6.67	5.41
Trabes	0.08	0.08	8.92	7.79
Columnas	0.03	0.03	6.65	6.65
Total	0.17	0.17	22.24	19.85

Como se observa, las diferencias más importantes en cantidad de acero se dan en los muros con un 25%, mientras que en trabes son del 15%, para el caso de columnas no existe diferencia pues rigen los requisitos mínimos de la norma. De las Tablas 3.8 y 3.10, es de interés notar que el edificio E2-A requiere una cantidad de acero 45% mayor que la de E4-A, mientras que E2-S solicita una cantidad 22% mayor que la de E4-S.

3.5.3 Datos característicos de los edificios en estudio

La Tabla 3.11 muestra un resumen de las propiedades dinámicas de los edificios, se incluyen los periodos y los pesos efectivos de los tres primeros modos de vibrar de traslación en dirección y , Se muestra que la asimetría modifica los pesos efectivos dando como resultado una menor participación modal, lo que indica que por lo general, una estructura asimétrica o con cierta irregularidad suele requerir más modos para alcanzar el 90% requerido en las NTC-Sismo 2017.

Tabla 3.11 Propiedades dinámicas en dirección y de los edificios en estudio

Clave	E2-A	E2-S	E4-A	E4-S
T₁ [s]	0.92	0.90	1.10	1.07
T₂ [s]	0.24	0.23	0.31	0.29
T₃ [s]	0.11	0.10	0.15	0.13
W₁/W	0.64	0.70	0.65	0.72
W₂/W	0.13	0.16	0.12	0.15
W₃/W	0.05	0.06	0.05	0.06

Un resumen de los parámetros derivados del diseño se da en la Tabla 3.12, aquellos que dependen de la dirección de análisis solo se muestran para la dirección asimétrica de los edificios. W es el peso total del edificio, $c_{d1,2}$ indica la ordenada espectral asociada al primer y segundo modo de vibrar, Q' es el factor de reducción por ductilidad según el periodo fundamental, R es la reducción por sobrerresistencia, V_u indica el cortante basal de diseño por sismo, e_s/L es el valor adimensional de la excentricidad estática promedio de todos los pisos, $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{prom}$ es el factor de irregularidad torsional obtenido con las fuerzas y excentricidades de diseño que se encontró similar en todos los pisos, $\Delta_{m\acute{a}x}/\Delta_{m\acute{i}n}$ muestra la relación crítica que existe entre los desplazamientos a los extremos de la planta, por último, γ_s , γ_c son las distorsiones de entrepiso críticas obtenidas para la limitación de daños ante sismos frecuentes y para el estado límite de seguridad contra colapso; en los edificios asimétricos esta última fue muy cercana a la límite establecido y se localizó en el borde flexible a mitad de la altura total de los edificios.

Tabla 3.12 Parámetros característicos en dirección y de los edificios en estudio

Clave	E2-A	E2-S	E4-A	E4-S
W [t]	11700	11700	11100	11100
c_{d1} [g]	0.24	0.17	0.10	0.07
c_{d2} [g]	0.19	0.13	0.11	0.08
Q'	1.64	2.34	3.50	5.00
R	2.20	2.20	2.50	2.50
V_u [t]	2070	1560	825	630
e_s/b	0.08	0.00	0.09	0.00
$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{prom}}$	1.65	1.20	1.68	1.20
$\Delta_{\text{máx}}/\Delta_{\text{mín}}$	4.71	1.50	5.25	1.50
γ_s [%]	0.30	0.23	0.42	0.32
γ_c [%]	1.50	0.80	2.10	1.00

3.6 Consideraciones para el análisis no lineal

Para entender el comportamiento sísmico de los edificios en estudio se elaboraron modelos con comportamiento no lineal en el programa PERFORM 3D v6.0 (Computers and Structures Inc); a diferencia de otros programas utilizados en la investigación permite elaborar modelos tridimensionales de edificios mediante una interfaz gráfica y respecto a otras herramientas utilizadas en la práctica profesional cuenta con una capacidad de análisis que disminuye los tiempos de ejecución de manera importante. La Figura 3.7 muestra algunas vistas de uno de los modelos elaborados.

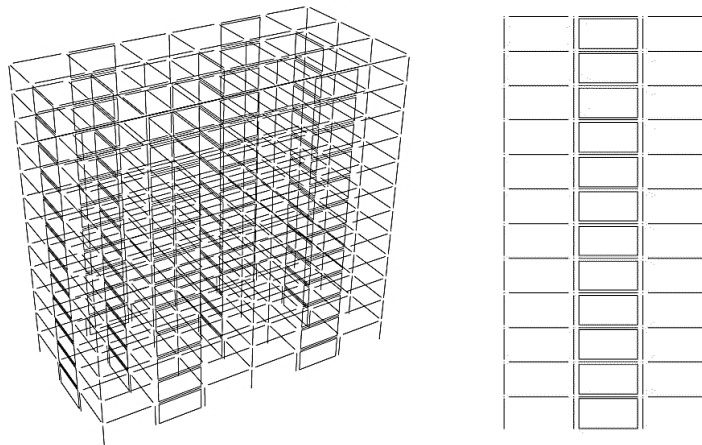


Figura 3.7 Vistas esquemáticas de un modelo elaborado en el programa PERFORM 3D (CSI 2016)

En lo que sigue se describen las consideraciones realizadas para la elaboración de los modelos no lineales empleados en esta investigación. Para entender mejor el problema en estudio, todos los análisis serán dinámicos no lineales paso a paso, según lo especifican las NTC-Sismo 2017.

3.6.1 Cargas utilizadas

Previo al análisis sísmico se creó un caso de carga que incluye el efecto de las acciones gravitacionales en todos los elementos, las cargas empleadas son las mismas de los análisis lineales, a diferencia de que esta vez los factores de cargas empleados en las combinaciones de carga son unitarios. En el programa PERFORM 3D las cargas se asignan directamente a las trabes aplicando el criterio de áreas tributarias.

Por otro lado, el análisis sísmico se lleva a cabo considerando que la masa total del entrepiso se encuentra concentrada en un nudo maestro localizado en el centro geométrico de la planta, a este se le aplicó la masa lateral y rotacional resultante de la combinación de acciones gravitacionales para el diseño por sismo. En todos los análisis se ignoró el efecto de la aceleración vertical, asumiendo que los edificios se encuentran lo suficientemente alejados de la fuente sismogénica. El programa PERFORM 3D analiza inicialmente el caso previo y posteriormente resuelve la ecuación de movimiento dinámico paso a paso, así, la respuesta de los elementos contiene la contribución de cargas gravitacionales y sísmicas.

3.6.2 Características de los materiales

En una estructura sometida a niveles de deformación lateral menores o iguales que las especificadas por la normativa generalmente es suficiente el empleo de curvas esfuerzo deformación derivadas de forma monotonica.

Para modelar el acero de refuerzo se utilizó lo propuesto por Mander (1983), este autor asume que las barras no sufren efectos de pandeo y que la curva monotonica puede considerarse como la envolvente de una respuesta cíclica reversible. Evaluar la normativa 2017 de la Ciudad de México requiere del empleo de propiedades representativas de los aceros producidos en la región, al respecto Rodríguez y Botero (1996) estudiaron probetas de barras Grado 42 producidas en México, obteniendo valores de los parámetros necesarios para definir la curva esfuerzo deformación considerando dos clasificaciones: diámetros pequeños y grandes; menores y mayores a 13 mm, respectivamente. Las NTC-Concreto 2017 proporcionan valores de los parámetros obtenidos por otros autores que no difieren significativamente de los aquí empleados.

Con base en el trabajo de Rodríguez y Botero (1996) la Tabla 3.13 muestra los valores empleados en la caracterización del acero de refuerzo, si bien estos autores especifican valores distintos según el diámetro, se ha utilizado un valor representativo de ambas poblaciones a fin de simplificar los cálculos.

Tabla 3.13 Parámetros para definir la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo (esfuerzo en kg/cm², deformación %)

Acero	f_y	f_{su}	E_s	ϵ_y	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	P
Grado 42	4500	7500	2000000	0.22	0.75	12	3.5

f_y es el esfuerzo a la fluencia, f_{su} el esfuerzo a la ruptura, E_s el módulo de elasticidad, ϵ_y la deformación unitaria a la fluencia, ϵ_{sh} la deformación unitaria al inicio del endurecimiento por deformación, ϵ_{su} la deformación unitaria a la ruptura y P un valor que define la forma de la curva.

En la Figura 3.8 se muestra la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo normalizada con f_y , esta curva se emplea en todos los elementos y se considera un comportamiento similar a tensión y compresión. Dadas las condiciones del programa PERFORM 3D, fue necesario utilizar una curva idealizada que para el caso se ha asumido trilineal según indica la línea discontinua.

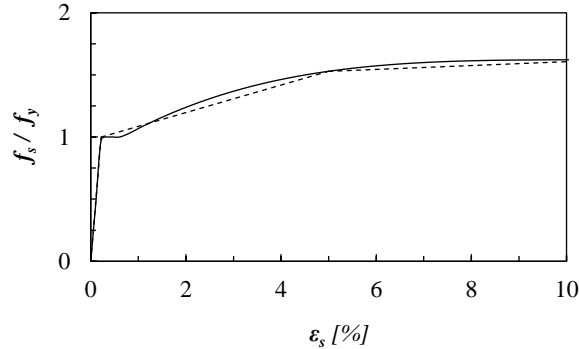


Figura 3.8 Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo según Mander (1983)

El modelo adoptado para caracterizar el concreto, ya sea confinado o no confinado es el propuesto por Mander, Priestley y Park (1988); utilizando ensayos de columnas cortas en compresión pura, estos autores proponen una serie de ecuaciones que permiten predecir el comportamiento del concreto en columnas circulares o rectangulares con distintos arreglos de acero de refuerzo transversal. Los parámetros que caracterizan la curva esfuerzo deformación del concreto dependen de la eficiencia del confinamiento en una sección que a su vez se define por la configuración de estribos, la cuantía del refuerzo transversal y de la forma de la sección. Es importante reconocer que la utilización de este modelo en la caracterización del comportamiento de elementos sometidos a flexocompresión o flexión pura es únicamente una aproximación, ya que en estos siempre existe un gradiente de deformaciones.

La Tabla 3.14 los valores utilizados para definir las curvas del concreto, dado que el arreglo del acero de refuerzo transversal es variable entre los elementos, por sencillez, únicamente se muestran valores inferiores y superiores obtenidos en los edificios diseñados con $Q=2, 4$. En la Tabla 3.14 \bar{f}'_c es la resistencia media del concreto definida en $1.15f'_c$ según las NTC-Concreto 2017, E_c el módulo de elasticidad del concreto calculado con $14000\sqrt{\bar{f}'_c}$, f_{cc} es la resistencia máxima que alcanza el concreto, ϵ_{co} la deformación unitaria asociada a la resistencia máxima del concreto simple, ϵ_{cc} la deformación unitaria asociada a la resistencia máxima f_{cc} , ϵ_{cu} es la deformación unitaria máxima que alcanza el concreto confinado en la primera fractura del refuerzo transversal, ϵ_{sp} la deformación unitaria máxima del concreto en el desprendimiento del recubrimiento, r define la forma de la curva esfuerzo deformación.

Tabla 3.14 Parámetros empleados para definir la curva esfuerzo deformación del concreto (esfuerzo en kg/cm^2 , deformación %)

Concreto	\bar{f}'_c	E_c	f_{cc}	ϵ_{co}	ϵ_{cc}	ϵ_{cu}	ϵ_{sp}	r
Clase I	460	300250	460-610	0.20	0.28-0.56	1.17-2.66	0.50	1.63-4.27

La Figura 3.9 muestra algunas curvas que corresponden a los elementos de borde en forma de columna de los muros de concreto, estas han sido normalizadas con \bar{f}_c y la cuantía transversal en la que se basan es la promedio de ambas direcciones del miembro. El caso en que $\rho_t=0\%$ representa al concreto no confinado del recubrimiento de los elementos o del alma de los muros de concreto reforzado. Al igual que sucede con el acero de refuerzo, el programa PERFORM 3D requiere curvas idealizadas que para este caso se componen de cinco ramas, según muestran las líneas discontinuas de la Figura 3.9, en estas últimas se buscó que la rama inicial conservara el valor de E_c .

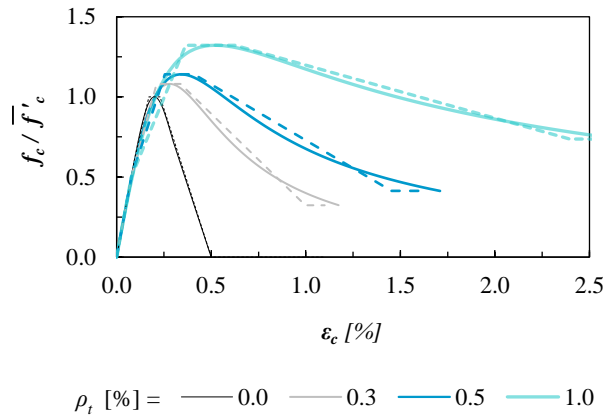


Figura 3.9 Curvas esfuerzo deformación del concreto de un concreto confinado según Mander et al (1988)

3.6.3 Modelos para caracterizar los elementos estructurales

Los modelos disponibles para caracterizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales se diferencian principalmente por la manera en que capturan la distribución de plasticidad a través de la sección transversal y a lo largo del miembro estructural. La elección de un buen modelo parte de un balance entre la precisión requerida, la eficiencia computacional y la practicidad de su implementación, así, el modelo óptimo puede depender del miembro estructural, del material, del modo de comportamiento y del nivel de detallado requerido; cualquiera que sea la elección, en todos los casos el mejor modelo es aquel que logra captar los parámetros de interés del analista de una manera suficientemente aproximada.

La mayoría de elementos estructurales pueden modelarse utilizando los conceptos mostrados en la Figura 3.10, los modelos más simplificados (a) o (b) concentran el comportamiento inelástico en una articulación plástica de longitud nula, en (a) el comportamiento cíclico reversible se aproxima mediante una envolvente de rotación calibrada con ensayos experimentales, este modelo se utiliza principalmente en análisis estáticos no lineales, por ello, requiere utilizar envolventes degradadas que tomen en cuenta de manera indirecta el efecto cíclico de la carga, en (b) usualmente se asigna un resorte con comportamiento histerético que permite capturar los efectos cíclicos de una excitación sísmica, por lo regular son apropiados para modelar un grado de libertad, como $M-\theta$ o $P-\Delta$.

En el modelo más simple de plasticidad distribuida (c) se asigna una longitud de comportamiento plástico L_p en la cual la sección transversal se representa con relaciones momento curvatura o un arreglo de fibras, en este último la sección se modela mediante fibras con comportamiento uniaxial, a cada fibra se le asignan propiedades esfuerzo deformación según el material, así, partiendo de que secciones planas permanecen planas el modelo capta las acciones internas dado un perfil de deformaciones, por tratarse de una modelación a nivel material tiene como ventaja que captura el comportamiento histerético de un sección de forma más realista, no obstante, no permite capturar la interacción con la fuerza cortante, el pandeo de la barra o el aplastamiento del concreto.

Una representación aún más refinada se da en el modelo (d), en este se utiliza también una formulación de fibras, sin embargo, la integración no se da únicamente en una porción del miembro si no que se distribuye a través de varios segmentos a lo largo de este, en esta formulación se asume que el comportamiento inelástico se concentra al centro de cada segmento, así la respuesta obtenida se basará en la integración de las fibras dadas las acciones presentes en este punto. Esto, como es evidente, asume que la curvatura es constante a lo largo de cada segmento por lo que una buena implementación del modelo debe contener el número suficiente de segmentos para caracterizar la respuesta. Una gran ventaja de este modelo es que permite capturar la degradación de rigidez a lo largo del elemento, además, si se utiliza un buen número de elementos en la zona donde se espera el comportamiento inelástico, el modelo logra captar la distribución de plasticidad evitando el cálculo de L_p .

Por último, el modelo más complejo que existe, se representa en (e), los elementos finitos permiten modelar el comportamiento de un miembro a nivel tridimensional considerando efectos triaxiales en los materiales, este tipo de modelos son los más complejos dado el dominio requerido para crear la malla, lograr una caracterización adecuada de los materiales y sobretodo, una interpretación apropiada de resultados. Dado que resultan computacionalmente intensivos su uso generalmente se ha limitado al estudio de detalles estructurales complejos.

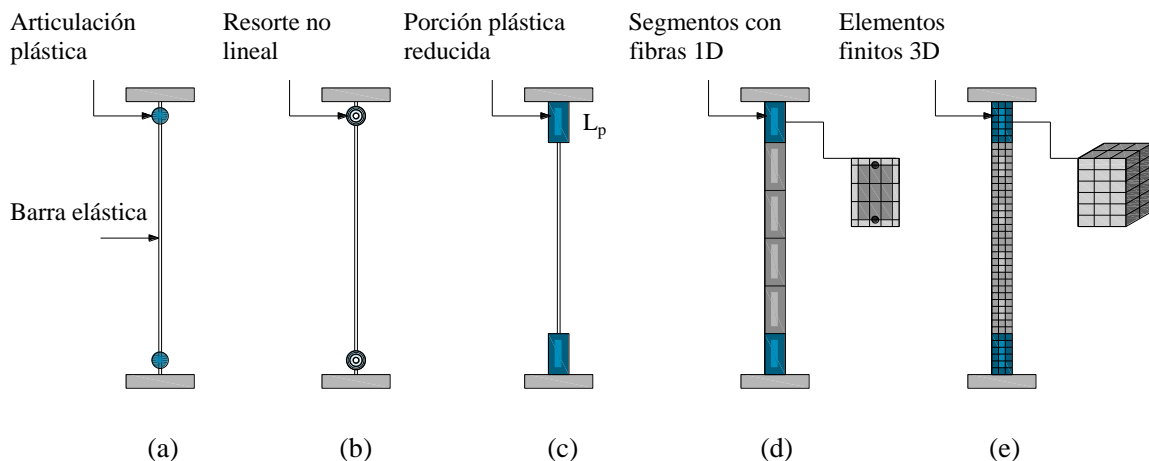


Figura 3.10 Modelos disponibles para caracterizar el comportamiento no lineal de elementos estructurales: (a) (b) plasticidad concentrada, (c) (d) (e) plasticidad distribuida

3.6.4 Hipótesis para el sistema de piso

En los análisis se considera que el sistema de piso tiene la rigidez y resistencia suficiente para transmitir las cargas laterales a los elementos sismorresistentes. Dados los objetivos de la investigación se consideró apropiado y suficiente utilizar una restricción cinemática en los nudos de cada entrepiso para dar origen a la hipótesis de diafragma rígido. Debe reconocerse que en algunas aplicaciones de la práctica puede que esta hipótesis no sea válida, por lo que en ocasiones es necesario tomar en cuenta la flexibilidad del sistema de piso de directa. Por otro lado, es importante tener en cuenta que con este tipo de restricción no es apropiado utilizar traveses modelados con segmentos de fibras, este tipo de formulaciones captan la variación del eje neutro y por tanto la elongación del miembro, si esta elongación se restringe se inducen fuerzas elevadas de compresión que modifica la capacidad a flexión y por tanto la cantidad de fuerza lateral que entra al sistema.

3.6.5 Componente estructural para traveses

Con el fin de mejorar el tiempo de ejecución y recabar resultados suficientemente aproximados se utiliza un modelo como el de la Figura 3.10 (c) para modelar las traveses. Su implementación en el programa PERFORM 3D requiere la definición de un componente estructural según las porciones mostradas en la Figura 3.11.

- Zona rígida: representa la porción del elemento que se encuentra embebida en la región del nudo
- Articulación plástica: permite modelar las zonas críticas de los elementos; por las condiciones de los edificios se espera que las articulaciones se den en los extremos de cada miembro. El análisis considera que la falla por flexión es predominante en comportamiento del elemento, por lo que cada articulación se caracteriza por una relación momento-curvatura.
- L_p : define la longitud plástica en la que se asume una curvatura constante, así, al multiplicar la demanda de curvatura por L_p es posible obtener la demanda de rotación en el elemento.
- Elemento elástico: la porción fuera de las zonas críticas se modela con un elemento barra con comportamiento elástico lineal, debido a que en la realidad este segmento también tiene efectos de degradación de rigidez se modifica su rigidez a flexión. Por lo general, el agrietamiento, los elementos mecánicos y el refuerzo longitudinal no son uniformes esta la longitud, lo que complica la elección de un valor apropiado para EI_{eff} . Siguiendo la recomendación de las NTC-Concreto 2017 se emplea un valor de $EI_{eff} = 0.5EI_g$, donde I_g es el momento de inercia de la sección transversal.

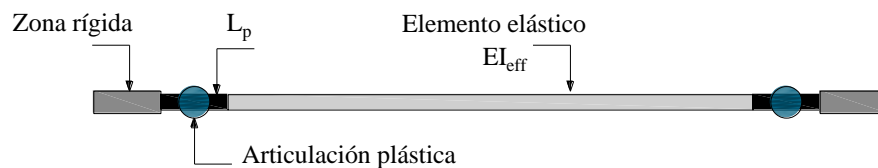


Figura 3.11 Componente estructural para modelar el comportamiento de traveses

Los diagramas momento curvatura empleados en este componente se obtuvieron con el programa SAP 2000 v.19 (CSI 2017). Cada trabe se define como sección T, con fibras de acero y fibras de concreto confinado y no confinado según el criterio propuesto por Presland (1999); cada una de ellas definida por la curva esfuerzo deformación del material. En la definición de la curvatura última se consideran tres modos de falla: fractura del acero, pandeo de la barra y aplastamiento del concreto.

Por conveniencia, se utiliza una idealización bilineal de los diagramas, la cual se obtuvo según lo sugerido en Priestley, Calvi y Kowalsky (2007). La Figura 3.12 ilustra el criterio empleado en la obtención de los diagramas, del lado de izquierdo se muestra la sección generada en SAP 2000, a la derecha los diagramas momento curvatura obtenidos en la sección T incluyendo la idealización bilineal en línea continua.

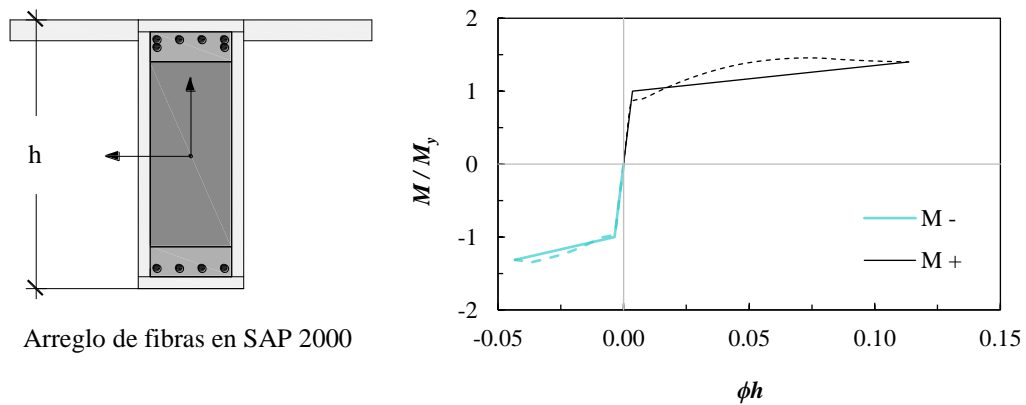


Figura 3.12 Obtención de diagramas momento curvatura empleados en el análisis

El programa PERFORM 3D no cuenta con reglas histeréticas para simular el comportamiento cíclico de los elementos. Partiendo de la curva envolvente (curva básica) proporcionada, el programa toma en cuenta el comportamiento cíclico ajustando las ramas de carga y descarga en función de los llamados factores de degradación de energía f_d , este factor se define como el cociente entre un ciclo degradado y uno no degradado según se muestra la Figura 3.13, esto se justifica por que en ciertos ensayos experimentales es más fácil obtener una estimación de la degradación de energía que de la rigidez, todos los detalles al respecto se pueden encontrar en CSI (2016).

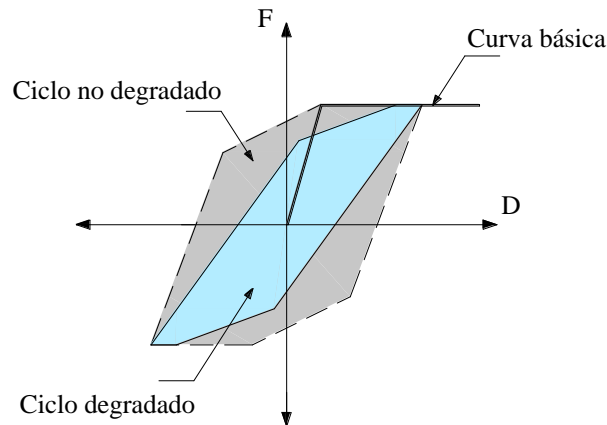


Figura 3.13 Definición del factor de degradación de energía en PERFORM 3D (CSI 2016)

En este trabajo fue necesario evaluar un factor de degradación de energía reconociendo que en el comportamiento predomina la flexión, al respecto, Liao (2010) empleó el material *Pinching* incluido en el programa *Opensees*, así, con las histéresis provistas por esta regla calculó el cociente de áreas tomando de referencia un ciclo elastoplástico, el estudio indica que el factor de degradación puede variar de 0.15 a 0.25 dependiendo de la sección en estudio. Ghodsi y Ruiz (2010) emplean valores de 0.2 a 0.24 basados en pruebas experimentales, indicando que el valor depende del nivel de deformación alcanzado en el ciclo de interés. Con base en estos estudios, este trabajo asume un factor de degradación de 0.2 en todos los ciclos independientemente de la deformación alcanzada, por otro lado, dadas las características del sistema estructural y del nivel de respuesta esperado se considera que no se da una degradación de resistencia importante.

La Figura 3.14 (a) muestra los ciclos obtenidos para una de las traveses del edificio *E2-A* empleando la envolvente momento curvatura obtenida del análisis previo. Para fines ilustrativos, en la Figura 3.14 (b) se ha incluido el comportamiento obtenido al utilizar un factor de degradación unitario. Como se observa, es importante reconocer en el análisis que el comportamiento de un elemento de concreto difiere de uno de acero sin problemas de estabilidad (bilineal). Si bien la forma es distinta a la de un elemento de concreto, su uso se justifica por las incertidumbres presentes en el comportamiento estructural, además, el análisis no lineal es sólo una aproximación y una herramienta para la toma de decisiones en ingeniería; así, se considera suficiente estimar la capacidad de disipación del elemento, dejando en segundo plano la forma de los ciclos.

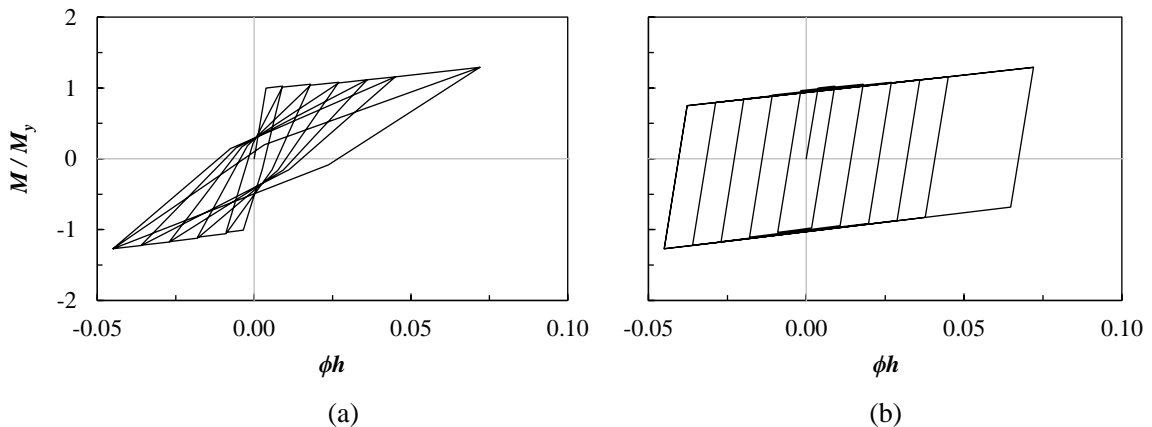


Figura 3.14 Comparativa de los factores de degradación de energía en PERFORM 3D: (a) $f_d=0.2$, (b) $f_d=1.0$

3.6.6 Componente estructural para columnas

El modelo empleado para caracterizar el comportamiento de las columnas es uno de plasticidad distribuida como el de la Figura 3.10 (d), este tiene la ventaja de que permite capturar el comportamiento no lineal incluyendo los efectos de interacción carga axial-flexión y a diferencia de un modelo como el de la Figura 3.10 (a) ó (b) evita la definición de superficies de falla (*P-M*) correlacionadas con diagramas momento curvatura que pueden no capturar con precisión el inicio de la fluencia y el comportamiento plástico del elemento, principalmente, porque se basan en valores medios de una carga axial que puede fluctuar de manera importante, además, la teoría de plasticidad en la que se basa no es del todo apropiada para elementos de concreto CSI (2011).

Según se muestra en la Figura 3.15 el componente está definido por las siguientes porciones

- Zona rígida: se emplea para modelar la porción del elemento que se encuentra embebida en el nudo.
- Segmentos de fibras: permiten modelar el comportamiento inelástico a lo largo del elemento, en el análisis se asume que el elemento está compuesto por cinco segmentos, dos de ellos (1) cuentan con una longitud igual a L_p y se localizan en los extremos del miembro, junto a ellos se asigna otro segmento (2) con la misma longitud y por último la porción restante de la columna se concentra en la parte central con el segmento (3).

Cada segmento cuenta con un arreglo de fibras como el mostrado; en este, el recubrimiento de la sección se aproxima con 16 fibras de concreto no confinado, la zona del núcleo se define con 16 fibras de concreto efectivamente confinado y por último el acero de refuerzo longitudinal se modela con 8 fibras. El comportamiento de las fibras se caracterizó empleando las curvas esfuerzo deformación de cada material según los criterios descritos en el apartado 3.6.2.

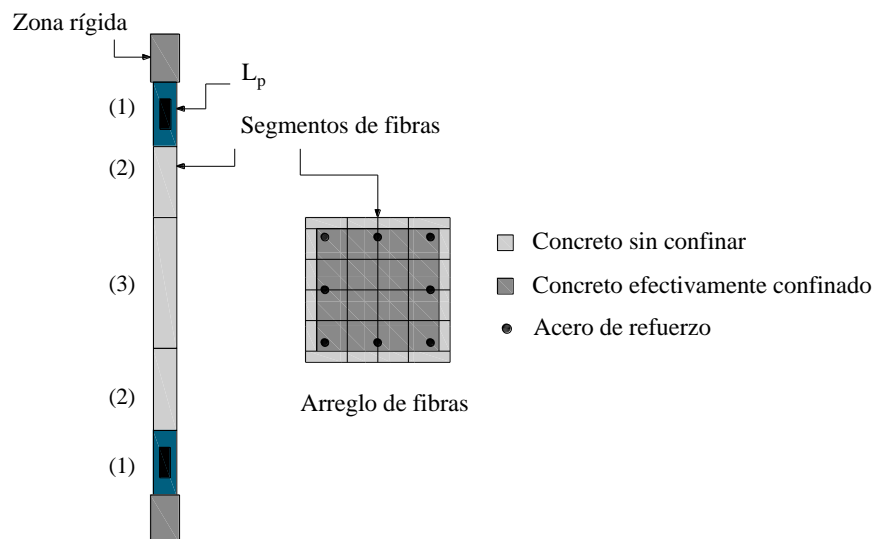


Figura 3.15 Componente estructural para modelar el comportamiento de columnas en PERFORM 3D

3.6.7 Componente estructural para muros

En la literatura existen distintas técnicas para modelar este tipo de elementos, los modelos se clasifican en formulaciones microscópicas y macroscópicas, si bien los primeros pueden predecir el comportamiento local bastante bien, el recurso computacional que demandan les resta eficiencia, por ello, en la práctica ingenieril se ha optado por los modelos macroscópicos.

Sedgh Dhakal y Carr (2015) proporcionan una visión al estado del arte en el modelado de muros de concreto reforzado utilizando modelos macroscópicos, algunas de las formulaciones disponibles para modelar las zonas críticas de estos elementos se describen a continuación: en la Figura 3.16 (a) se ilustra el modelo de columna ancha, la barra que define al muro tiene una zona plástica con un arreglo de resortes no lineales, los efectos de interacción carga axial- flexión se aproximan de manera burda con superficies de falla y se considera que el comportamiento por fuerza cortante es independiente. Generalmente sólo se asignan propiedades no lineales al resorte de flexión partiendo de un valor medio de la carga axial, aunque también se puede considerar no linealidad en el resorte por cortante, es práctica común asumir que su comportamiento es elástico, asignando una rigidez a corte que puede estar basada en propiedades brutas o efectivas. Aunque se agreguen elementos de gran rigidez para conectar la barra central con los bordes del muro, este modelo no toma en cuenta el movimiento diferencial que se produce en los extremos del elemento debido a la variación del eje neutro, lo que pone en duda la interacción con el resto de la estructura.

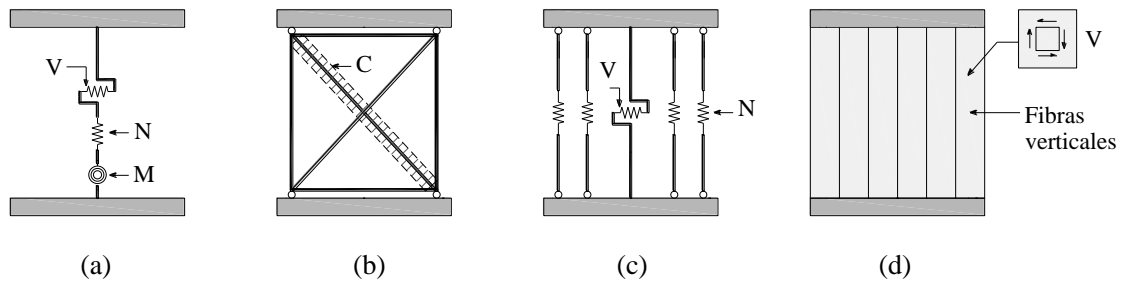


Figura 3.16 Modelos disponibles para modelar muros de concreto reforzado : (a) viga-columna, (b) modelo de armadura, (c) modelo de elementos verticales múltiples, (d) placa con fibras verticales PERFORM 3D

En el modelo de armadura de la Figura 3.16 (b), el muro se representa en un arreglo de miembros diagonales y verticales con propiedades no lineales de los materiales, el panel diagonal tiene por objetivo modelar el campo de compresión diagonal generado por la fuerza cortante lo que proporciona un comportamiento acoplado carga axial-flexión-cortante. Panagiotou, *et. al* (2012) presentan un modelo bastante elaborado basado en esta analogía; la armadura se modela con elementos viga-columna con secciones transversales de fibras de acero y concreto, los elementos verticales y diagonales tienen comportamiento no lineal, mientras que los horizontales se mantienen elásticos. Los materiales empleados para caracterizar las fibras consideran efectos uniaxiales en los miembros verticales y biaxiales en las diagonales. La ventaja del modelo es que capturar los efectos de degradación de rigidez y resistencia, según la historia de deformaciones en los materiales, además de tener en cuenta el efecto de la compresión diagonal en las deformaciones laterales. Si bien es uno de los modelos disponibles más completos, su implementación en la práctica ingenieril puede verse limitada por las tareas técnicas y computacionales requeridas.

En el modelo de la Figura 3.16 (c) la sección transversal del muro se aproxima por múltiples resortes con comportamiento uniaxial, los resortes extremos representan a los elementos de borde, mientras que los interiores reproducen la respuesta del panel, a diferencia de la columna ancha, este modelo aproxima el perfil de deformaciones en el elemento, generando una variación del eje neutro durante el análisis, también la interacción carga axial-flexión se da de manera directa. Una de las desventajas es que las reglas histeréticas para caracterizar los resortes verticales carecen de generalidad, limitándose principalmente a ensayos experimentales, además la interacción con la fuerza cortante se considera independiente.

En el programa PERFORM 3D el modelo más sencillo de muro consiste en una placa con franjas verticales, como el de la Figura 3.16 (d), cada franja se representa por una fibra de acero y otra de concreto proporcionando un resorte uniaxial similar al modelo de elementos verticales múltiples, así, la interacción carga axial-compresión se da de manera automática en cada instante, reproduciendo apropiadamente la degradación de rigidez lateral del elemento por comportamiento no lineal en los materiales de cada fibra, a su vez, reconoce la variación del eje neutro, captando el movimiento diferencial de los extremos del muro, lo que mejora su interacción con el resto de la estructura. Este modelo asume que el efecto de la fuerza cortante es independiente y el material a cortante se puede definir con comportamiento elástico lineal o con una aproximación bilineal. PERFORM 3D también proporciona un elemento más elaborado que toma en cuenta los campos de compresión diagonal en el comportamiento del elemento, si bien la formulación es más burda que la incluida en Panagiotou et al (2012), no pierde complejidad en su implementación, por lo que su uso se limita a geometrías complejas o modos de comportamiento dominantes a cortante.

Este elemento asume curvatura constante en toda su longitud, de manera que la respuesta se basa en las acciones presentes al centro de la placa. Similar a lo que ocurre en una porción de trabe, el segmento de muro se comporta no linealmente solo cuando se forma una articulación en su centroide, así, la rigidez del miembro depende de los ciclos de carga y descarga presentes en la articulación plástica, según el momento flexionante en la sección media del panel.

Dadas las características de los edificios en estudio y los objetivos generales de la investigación, se optó por utilizar el modelo simplificado de PERFORM 3D mostrado en la Figura 3.16 (d). A pesar de que se compromete la interacción con la fuerza cortante, se estima que su efecto en la respuesta global es despreciable, debido a la relación de aspecto de los muros empleados en los edificios.

Lo anterior se justifica según un estudio elaborado por Kolozvari y Wallace (2016) donde se analiza la respuesta de un edificio de 5 niveles estructurado con sistema dual de concreto reforzado utilizando dos modelos para caracterizar el comportamiento de los muros: uno de ellos compuesto por fibras con comportamiento a cortante independiente y con distintas rigideces a cortante $G_c A_m$, similar al empleado en PERFORM 3D; el otro, un modelo que considera acoplamiento con la fuerza cortante mediante paneles de concreto reforzado. Los edificios diseñados conforme al ASCE 7-10 y al ACI 318-11, fueron sometidos a una familia de 7 registros sísmicos. Empleando parámetros de respuesta local y global los resultados indican que el modelo con comportamiento desacoplado y rigidez a corte de $0.5G_c A_m$ proporciona la mejor aproximación a un modelo que considera el acoplamiento con la fuerza cortante. En toda la altura las diferencias en la respuesta fueron en general menores al 10% a excepción de la distorsión y fuerza cortante en la zona plástica donde fue 40% menor y 30% mayor utilizando el modelo desacoplado.

El componente estructural empleado para aproximar el comportamiento de muros en PERFORM 3D se muestra en la Figura 3.17, en altura cada muro se compone por doce segmentos ubicado a cada nivel, la altura de cada segmento fue tal, que se aproxima a la longitud plástica $L_p = 0.5L_m$, recomendada ampliamente en la literatura, así, se evita dividir el elemento en el primer nivel (recordando que cada segmento asume curvatura constante). El criterio de plasticidad distribuida permitió aproximar con mejor precisión la rigidez global del muro, omitiendo el uso de rigideces efectivas. Para conectar cada segmento con el resto de la estructura fue necesario incluir un elemento rígido (10 veces mayor que las trabes) para lograr una conexión rígida en las trabes, ya que la formulación del elemento muro en PERFORM 3D no presenta rigidez rotacional en los nodos CSI (2011). Por otro lado, la rigidez efectiva a cortante se toma como $0.5G_c A_m$.

El marco plano utilizado corresponde a la dirección corta del edificio *E2-A* y fue sometido a un registro sísmico empleando las dos configuraciones de fibras descritas. La Figura 3.19 muestra la respuesta global obtenida en el muro; Δ_a/H_m es la distorsión global del muro y M_m/WH_m el momento obtenido en la base del muro normalizado con la altura y el peso por sismo del análisis. Es evidente que la respuesta del sistema es poco sensible al número de fibras en los muros, las diferencias en los valores máximos son despreciables y la forma en los ciclos se mantiene cercana, esto valida el uso de un número de fibras bajo para los edificios en estudio, sin embargo, se reconoce que puede no ser suficiente al investigar efecto locales.

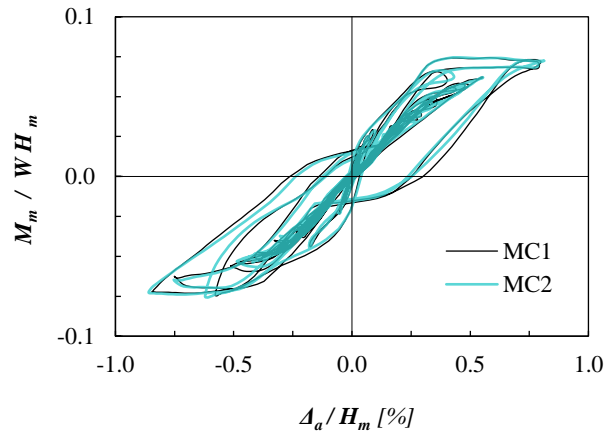


Figura 3.19 Comparativa de la respuesta global de un muro para estimar la sensibilidad al número de fibras

3.6.8 Longitudes plásticas

Como se describió en el apartado anterior algunos modelos para caracterizar el comportamiento de los elementos requieren de una longitud plástica, la suposición del análisis es que la demanda inelástica se concentra en esta región donde la curvatura se considera constante, sin embargo, la longitud plástica de los análisis no necesariamente representa la porción donde se distribuye la plasticidad en un elemento.

Para modelar la porción plástica en traveses y columnas se utilizó la expresión propuesta en Paulay y Priestley (1992) definida por

$$L_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad (\text{MPa}) \quad (3.1)$$

l es la distancia medida de la sección crítica al punto de inflexión, d_b el diámetro de la barra longitudinal y f_y el esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo. En este estudio se considera que durante la acción sísmica l es igual a la mitad de claro libre en traveses y columnas, d_b igual a 25mm y f_y con 420 MPa, esto deriva en $L_p \approx 0.55h$ donde h es la mayor dimensión de la sección transversal del miembro.

Estrictamente un muro que se modela con plasticidad distribuida no requiere de una longitud plástica, sin embargo, además de no tomar en cuenta los efectos de penetración de la fluencia, se requiere de un mallado más elaborado para captar la distribución de plasticidad lo que además de restar eficiencia, tiende a producir grandes deformaciones en los segmentos cercanos a la base. En la revisión del desempeño de estos elementos usualmente se emplean valores medios de respuesta en la zona crítica; la utilización de un solo segmento facilita esta tarea. Por ello, el análisis considera que existe un solo elemento muro en una longitud plástica del miembro definida por $L_p \approx 0.45L_m$, donde L_m es la longitud del muro, este valor coincide con la altura del primer nivel y se basa en las recomendaciones hechas en *ASCE 41-13* donde L_p es la menor de $0.5L_m$ o la altura del entrepiso, la primera ha sido recomendada ampliamente en la literatura, Bohl (2006).

3.6.9 Amortiguamiento

Generalmente se ha utilizado el concepto de amortiguamiento viscoso como una aproximación para representar los mecanismos de disipación de energía que no son modelados explícitamente en el análisis. Esta fuente de disipación se produce principalmente por la interacción con elementos no estructurales como plafones, muros divisorios, instalaciones, acabados, escaleras o elevadores, pero también se da por pequeños agrietamientos generados en los elementos estructurales o fricciones internas de los materiales a niveles de deformación bajos.

El llamado amortiguamiento inherente de las estructuras depende de factores como el material estructural, tipo de componentes no estructurales, altura del edificio, tipo de cimentación, así como de la intensidad de la excitación. Por ello, resulta difícil generalizar en cuál es la cantidad apropiada para el análisis y como deben formularse los términos de la matriz de amortiguamiento para obtener ese valor.

Actualmente existen dos métodos para formular la matriz [C] de amortiguamiento en el análisis de estructuras, el amortiguamiento de Rayleigh utiliza una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$ donde los valores de los coeficientes α , β se seleccionan para lograr cierto porcentaje de amortiguamiento crítico ζ en dos modos de vibrar. Este modelo tiene ciertas ilimitaciones ya que por lo general se asume que la matriz [K] es constante e igual a la inicial, además, es difícil controlar el nivel de amortiguamiento en los modos superiores. Por otro lado, el llamado amortiguamiento modal emplea una matriz [C] derivada con los modos de vibrar de la estructura y que usualmente se consideran iguales a los elásticos, una de sus desventajas se deriva de lo siguiente: cuando una estructura se comporta no linealmente sus formas de vibrar pueden modificarse de evento a evento, recalcular las propiedades dinámicas en cada uno implicaría un costo computacional elevado, por lo que la mayoría de programas comerciales asumen que la matriz [C] se mantiene constante, así, en la etapa no lineal solo las componentes de la configuración deformada que correspondan a los modos elásticos se encontrarán amortiguados.

Chopra y McKenna (2016) demuestran que la utilización del amortiguamiento de Rayleigh no es apropiada en un análisis con comportamiento no lineal, la razón de esto es que una vez que los elementos se degradan en rigidez aparecen momentos ficticios de amortiguamiento producidos por la componente de rigidez inicial del modelo de Rayleigh, estos momentos pueden ser hasta 3 veces la capacidad del elemento y se suman al momento en la articulación introduciendo errores importantes en la estimación de la respuesta de una estructura; el problema se da en modelos de plasticidad concentrada con articulaciones rígidas-plásticas.

Si bien algunos programas comerciales permiten modificar la componente de rigidez para la formulación de la matriz [C], los autores recomiendan el uso de un amortiguamiento modal ya que elimina completamente los momentos ficticios al no tener términos relacionados con la rigidez de los miembros, además, señalan que el modelo de Rayleigh contradice el modelo de amortiguamiento constante que ha sido la base de los conceptos fundamentales de la ingeniería sísmica. Otro estudio al respecto se puede encontrar en Charney (2008) donde se estudian distintas formulaciones de rigidez inicial para la matriz [C] para el modelo de Rayleigh, el autor encuentra que el cortante basal que se induce por los momentos de desequilibrio puede ser de hasta dos veces el valor asumido como exacto, la recomendación es que se elija apropiadamente el valor de la rigidez inicial en los elementos o en su caso, se ignore la componente β [K] del modelo.

Basado en los estudios anteriores, en esta investigación se decidió utilizar la formulación de amortiguamiento modal con $\zeta = 2.5 \%$, valor recomendado en las NTC-Sismo 2017. Según la literatura, valores de este orden son apropiados en amplitudes pequeñas que son las que generalmente se desarrollan antes del comportamiento inelástico de los elementos, pues el efecto de este último en la disipación de energía se modela directamente.

En la formulación de la matriz [C] se incluyen por lo menos los primeros 5 modos de vibrar de la estructura en la dirección de análisis según recomendación de Chopra y McKenna (2016). Para evitar formas modales superiores sin amortiguamiento y asegurar estabilidad numérica PERFORM 3D recomienda combinar el amortiguamiento modal con uno de Rayleigh sin la componente α [M] (solo modos superiores amortiguados) asignando a este último un valor muy pequeño del orden de $\zeta=0.2\%$, el cual no introduce momentos ficticios.

3.6.10 Interacción suelo estructura

Se sabe que en estructuras desplantadas en zona de lago la interacción suelo-estructura puede tener un efecto en las propiedades dinámicas y modificar la respuesta de la misma. En un análisis con comportamiento no lineal esta interacción puede tener efectos desfavorables o favorables según la forma del espectro de respuesta de la excitación y de la ubicación de la estructura en este. En este estudio no se considera este efecto, no porque no se considere importante si no porque se busca cuantificar únicamente el efecto de la asimetría por posición de elementos, en el comportamiento sísmico de los edificios. Así, puede suponerse que las estructuras en análisis son extensiones de un gran basamento que se comporta como cuerpo rígido.

3.7 Registros sísmicos utilizados

Para evaluar el comportamiento no lineal de las estructuras se utilizan seis parejas de componentes horizontales ortogonales registradas durante movimientos sísmicos reales, si bien el número es menor a las ocho requeridas por las NTC-Sismo 2017, la cantidad se justifica por la poca disponibilidad de registros, además de que el número es suficiente para disminuir la dependencia respuesta-registro. Los datos se obtuvieron de las estaciones: Parque Jardines de Coyoacán *JC54* y Miramontes *MI15*, mismas que forman parte de la red acelerográfica de la Ciudad de México, la última estación se ubica a aproximadamente 3km de los edificios y su uso se debe al número limitado de registros sísmicos en la zona; a pesar de ello, las características de los espectros de diseño en ambas estaciones según SASID no difieren en más del 15%.

Debido a que la mayoría de los registros existentes presentan ordenadas espectrales muy bajas en comparación con las de diseño, los eventos sísmicos fueron seleccionados a modo de obtener factores de escala razonables, además de un ajuste aproximado con el espectro de diseño sísmico.

En la Tabla 3.15 se presentan las características principales de los registros sísmicos utilizados, M_w es la magnitud momento, R_e es la distancia al epicentro, t indica la duración de la fase intensa del movimiento, definida por el intervalo que comprende de 5 a 95 % de la intensidad de Arias, F_{escala} es el factor de escala empleado en cada pareja de acelerogramas, $a_{m\acute{a}x}$ y $v_{m\acute{a}x}$ son la aceleración y velocidad máxima del terreno una vez que se ha escalado el movimiento según se describe más adelante.

Tabla 3.15 Principales características de los registros sísmicos utilizados

Clave	Estación	Fecha	M_w	R_e [km]	t [s]	F_{escala}	$a_{m\acute{a}x}$ [g]		$a_{m\acute{a}x}/v_{m\acute{a}x}$ [g/m/s]	
							NS	EW	NS	EW
S1	JC54	20170919	7.1	110	45	1.0	0.22	0.21	0.55	0.54
S2	JC54	20140418	7.2	320	80	4.7	0.17	0.21	0.54	0.51
S3	JC54	19990615	6.4	210	80	4.5	0.16	0.20	0.47	0.52
S4	MI15	20170919	7.1	110	40	1.0	0.21	0.14	0.44	0.51
S5	MI15	20140418	7.2	320	70	5.2	0.20	0.22	0.50	0.43
S6	MI15	19990615	6.4	210	90	6.5	0.22	0.21	0.44	0.48

Los factores de escala han conducido a aceleraciones máximas de terreno similares. Un estudio realizado por Zhu, Tso, & Heidebrecht (1988) indica que los valores de $a_{m\acute{a}x}/v_{m\acute{a}x}$ proporcionan información útil acerca de la duración, contenido de frecuencias y potencial de daño de los registros sísmicos, utilizando sistemas de un grado de libertad con comportamiento degradante y periodos $T=0.1-2$ s, estos autores concluyen que los movimientos con $a_{m\acute{a}x}/v_{m\acute{a}x} < 0.8$ tienden a producir mayor deformación inelástica, mayor degradación de rigidez y mayor energía de entrada que aquellos excitados con $a_{m\acute{a}x}/v_{m\acute{a}x} > 1.2$.

Valores bajos de $a_{m\acute{a}x}/v_{m\acute{a}x}$ se asocian a movimientos de larga duración con características periódicas que producen demandas de gran amplitud; mientras mayor sea el valor el movimiento tenderá a ser más impulsivo y de menor duración, así, el valor del cociente tiene cierta correlación con el contenido de frecuencias del movimiento siendo sensiblemente proporcionales. Se considera que los registros sísmicos empleados cuentan con una variación apropiada en cuanto a duración y contenidos de frecuencias lo que permite captar la variación registro a registro en la respuesta sísmica.

Para obtener los factores de escala fue necesario definir el espectro que mide la intensidad de cada excitación según lo requieren las NTC-Sismo 2017, este espectro se define como

$$a_{es}(T) = \sqrt{a_{c1}(T)^2 + a_{c2}(T)^2} \quad (3.2)$$

donde a_{es} es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica, a_{c1} y a_{c2} la ordenada correspondiente a un espectro elástico de pseudo aceleración obtenido para cada componente horizontal del movimiento con $\zeta = 5\%$, T el periodo al que corresponden las tres ordenadas en consideración. Las NTC Sismo 2017 especifican que el espectro promedio de aquellos que miden las intensidades de las excitaciones no deberá ser menor que el espectro de diseño multiplicado por 1.3, en periodos comprendidos entre $0.2T_i - 1.3T_i$, donde T_i es el periodo fundamental en la dirección de análisis, sin embargo, no indican un método concreto para elegir el factor de escala en cada excitación quedando a elección del analista.

Con base en las características de los registros disponibles así como la gran incertidumbre que existe en los movimientos sísmicos, en este trabajo se eligieron los siguientes criterios para definir el factor de escala

- Lograr que la ordenada máxima del espectro de intensidad sea mayor o igual al valor de la meseta en el espectro de diseño, esto, sin incurrir en aceleraciones espectrales excesivas según el peligro sísmico del lugar.
- Garantizar que de manera aproximada la ordenada del espectro promedio de intensidades correspondiente a $T = 1\text{ s}$ se ajuste con el espectro de diseño; este periodo se eligió por considerarse representativo de los edificios estudiados.
- Utilizar factores de escala razonables, permitiendo mantener características importantes de un movimiento fuerte.

La Figura 3.20 presenta los espectros de intensidades escalados, junto al espectro de diseño sísmico multiplicado por 1.3, los espectros mostrados son del tipo elástico lineal, derivados con $\zeta = 5\%$.

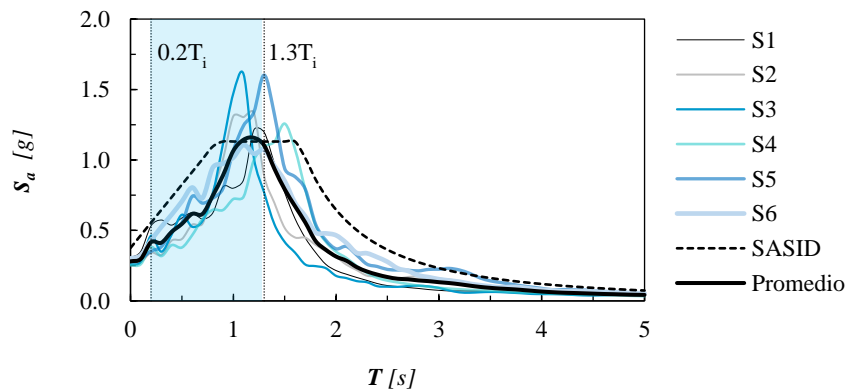


Figura 3.20 Espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas empleadas

Partiendo de que el periodo representativo de los edificios es $T=1$ s, se observa que el espectro promedio es inferior de 0 a 1s, intentar aproximar las ordenadas espectrales en el intervalo 0.2 -1.3s (área sombreada) implicaría incrementar los valores en más de 50 %, lo que llevaría a aceleraciones cercanas a 2g en los periodos fundamentales, sobrepasando excesivamente el espectro de diseño. Se considera que el criterio de escalamiento de la normativa presenta dificultades en suelos blandos, principalmente cuando el periodo de la estructura es cercano al periodo del suelo, debido a que los espectros de respuesta en zona de lago son de bandas angosta y difícilmente se ajustarán a los espectros de diseño en periodos menores a los del suelo.

Se es consciente de que las formas espectrales pueden diferir de una magnitud a otra y posiblemente una alternativa más apropiada sería elaborar registros sísmicos simulados como los que se utilizan en la estimación de los espectros para diseño sísmico, Ordaz, Miranda y Avilés (2003). Sin embargo, además de salir del alcance de este trabajo debido al nivel de dominio técnico requerido, la evidencia proporcionada por el espectro de peligro uniforme EPU (aquel con igual probabilidad de excedencia en todas sus ordenadas y que contiene la influencia de distintas fuentes de peligro sísmico) indica que la forma de éste tampoco se ajusta a la banda de periodos requerida por la normativa, según se muestra en la Figura 3.21, el EPU también se ha multiplicado por 1.3 para una comparación apropiada. Con ello se demuestra que el requisito de la normativa va en contra de la forma espectral y de las ordenadas que definen el peligro sísmico del lugar.

Así, para fines de este trabajo se considera apropiado utilizar el espectro promedio mostrado en la figura 3.21, dado que se ajusta razonablemente a los periodos fundamentales de los edificios y de manera aproximada a los modos superiores de los edificios con $T < 0.25$ s. Además, es congruente con el peligro sísmico del lugar, según lo indica el EPU.

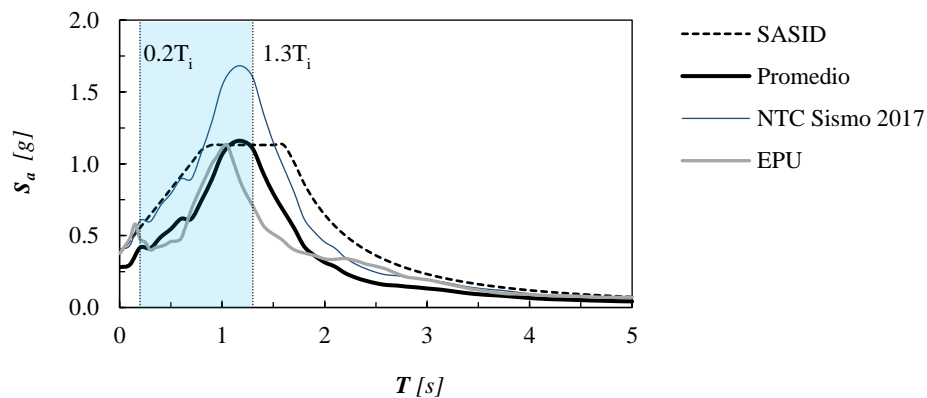


Figura 3.21 Comparativa de espectros para la evaluación de los criterios de escalamiento de las NTC-Sismo 2017

Existe otro tipo de técnicas que eliminan el problema descrito, por ejemplo, la técnica *spectral matching* Abrahamson (1992); sin embargo, las NTC-Sismo 2017 no son claras en la metodología que debe emplearse para ajustar los espectros de respuesta a los de diseño. Con la publicación de las NTC-Sismo 2017, se incrementará el análisis no lineal de edificios, por lo que se considera necesario buscar que el criterio empleado en la selección de registros sea general para todos los diseñadores, principalmente por la complejidad matemática que representan algunas técnicas de simulación. En diversos estudios se ha demostrado que la técnica *spectral matching* brinda una mejor estimación en la media de la respuesta, sin embargo, se pierde la variabilidad de registro a registro, además, esta técnica ha sido estudiada en suelos firmes por lo que su aplicabilidad a suelos blandos como los de la Ciudad de México es cuestionable.

Si bien las NTC-Sismo 2017 indican que los registros para evaluar el comportamiento no lineal pueden obtenerse directamente del programa SASID; la versión 4.0.2.0, aún no incorpora esta característica, lo que en parte motiva lo incluido en este apartado.

Una vez obtenidos los factores de escala, fue necesario establecer la dirección de aplicación de las componentes horizontales en cada excitación. Así, en la dirección con asimetría (dirección y) se colocó la componente con mayor amplitud espectral de cada movimiento. La Figura 3.22 muestra los espectros de respuesta elásticos derivados con $\zeta=5\%$ (conforme a las NTC-Sismo 2017), según las componentes aplicadas en cada dirección. La zona sombreada delimita los periodos característicos de 4 edificios en estudio en sus tres primeros modos de vibrar para cada dirección.

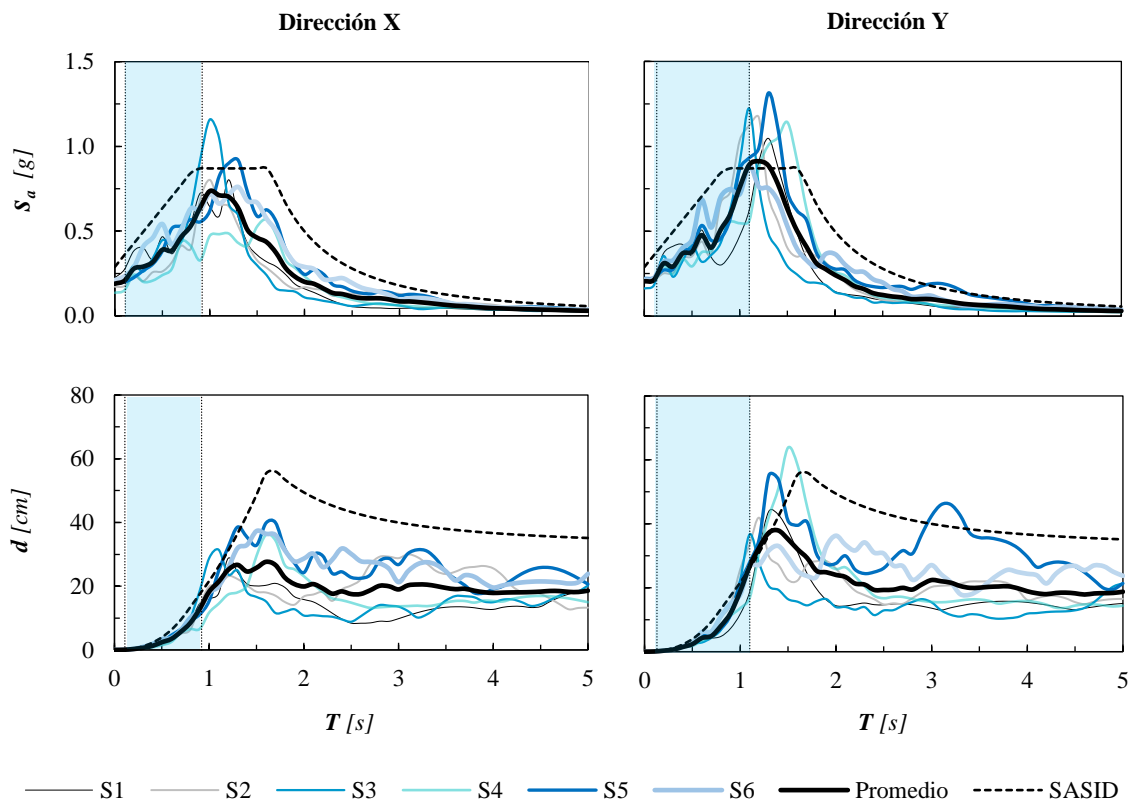


Figura 3.22 Espectros de respuesta de las componentes sísmicas aplicadas en cada dirección

3.7.1 Reducciones por ductilidad de los registros

Para obtener las ordenadas espectrales de diseño; además del factor de reducción por sobrerresistencia R , las NTC-Sismo 2017 requieren que se adopte un valor de reducción por ductilidad proporcionado por el factor Q' . Este factor tiene como propósito proporcionar la resistencia lateral necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor Q , Ordaz *et. al* (2003). Diversos estudios han demostrado que el valor Q' depende de las propiedades del terreno, la estructura, así como de la excitación sísmica, Miranda (1993).

La reducción por ductilidad Q' o R_μ (según la literatura) se define como el cociente de la demanda de resistencia elástica e inelástica y representa el valor máximo por el que se puede reducir la resistencia para limitar la demanda de ductilidad Q ó μ_i a cierto valor; en términos de pseudoaceleración es:

$$Q'(T, T_s, Q) = \frac{S_a(Q=1)}{S_a(Q=Q_i)} \quad (3.3)$$

$$R_\mu(T, T_s, \mu) = \frac{S_a(\mu=1)}{S_a(\mu=\mu_i)} \quad (3.4)$$

Debido a que los valores propuestos en la norma se basan en estudios estadísticos de una amplia muestra de registros sísmicos empleando sistemas elastoplásticos, Ordaz y Pérez Rocha (1998). Resulta de interés obtener los factores de reducción por ductilidad para los registros empleados, a fin de cuantificar posibles variaciones, pues como se sabe no todos los sistemas son elastoplásticos y las estructuras pueden experimentar excitaciones que no representen los valores estadísticos.

Con base en esto, se obtuvieron los factores de reducción R_μ para los registros sísmicos empleados, para ello, se calcularon los espectros de respuesta de pseudoaceleración para ductilidades $\mu=1$, $\mu=2$, $\mu=0.7 \times 2$, $\mu=4$, $\mu=0.7 \times 4$ de cada componente aplicada en dirección y , el factor de 0.7 tiene por objetivo representar la reducción requerida en estructuras muy irregulares según las NTC-Sismo 2017; dadas las características de los edificios, todos los espectros inelásticos se calcularon empleando la regla de Takeda modificada, además de una fracción de amortiguamiento crítico de $\zeta=5\%$, permitiendo una comparación apropiada con la norma.

La Figura 3.23 presenta las reducciones por ductilidad para los registros sísmicos en conjunto con el valor promedio y el perfil derivado del programa SASID v.4.0.2.0. En cada gráfica se ha incluido una zona sombreada que delimita los periodos del primer y segundo modo de vibrar en la dirección y de cada edificio. Como se muestra el valor de Q' empleado en el diseño del edificio E2-S es mayor que el requerido por los registros en el periodo fundamental, esto implica que la resistencia proporcionada en el diseño es en promedio, menor que la necesaria para limitar la demanda de ductilidad a Q , este efecto no es tan notorio en el edificio E2-A ya que en parte se ha compensado con la corrección de $0.7Q'$. Para el edificio E4-S se observa que el valor de Q' empleado en el diseño es menor que el requerido por los registros sísmicos en el periodo fundamental, lo que indica que la resistencia lateral es mayor que la necesaria para limitar la demanda de ductilidad a Q , una tendencia similar se observa en E4-A, sólo que en menor grado.

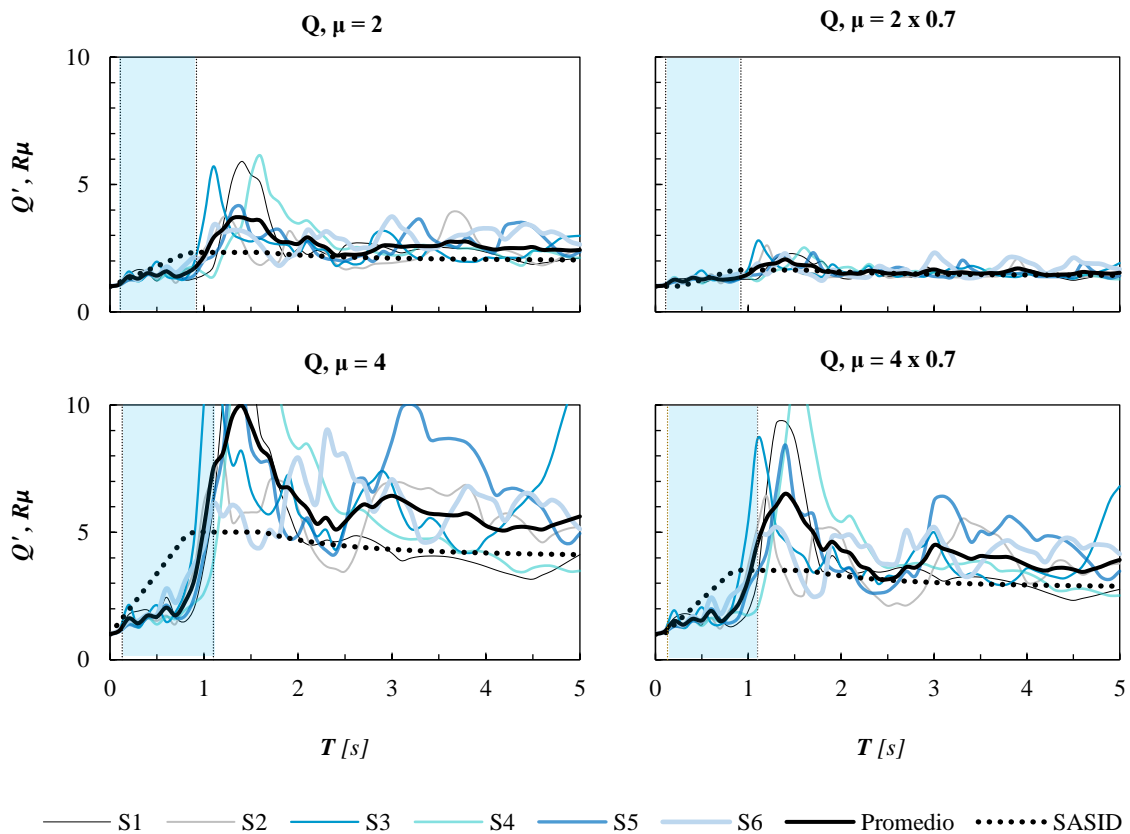


Figura 3.23 Reducción por ductilidad para los registros sísmicos empleados

Las observaciones anteriores indican que el edificio E2-S puede verse sometido a demandas de ductilidad mayores que las supuestas en el diseño, lo mismo ha de ocurrir en E2-A pero en menor grado. Por otro lado, los edificios diseñados con $Q=4$ inicialmente cuentan con una resistencia lateral mayor que la demandada por los registros sísmicos debido al aumento requerido por concentración de sismorresistencia especificado en las NTC-Sismo 2017, además, el valor Q' de diseño es menor que el valor medio de los registros sísmicos en el periodo fundamental. En el edificio E4-A, la corrección por irregularidad proporciona un valor de resistencia lateral aún mayor respecto a E4-S; con esto, se espera que la demanda de ductilidad sea menor que la supuesta en el diseño de ambos edificios.

Capítulo 4

Resultados del análisis dinámico no lineal

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales. Los indicadores de respuesta se eligieron en función de los que usualmente se emplean durante la etapa de diseño. La idea es mostrar dentro de un contexto práctico la respuesta no lineal, a fin de lograr una comparación apropiada con los valores estimados en un análisis lineal basado en las NTC-Sismo 2017. Los indicadores adoptados son principalmente globales, utilizando algunos locales, únicamente en muros de concreto.

Para limitar el espacio todos los resultados mostrados corresponden a la **dirección y** de los edificios, la cual cuenta con asimetría por posición de elementos, además, todas las cantidades se encuentran normalizadas.

4.1 Variación de la respuesta registro a registro

Para observar la variabilidad registro a registro la Figura 4.1 muestra tres cantidades de respuesta del edificio E2-A; las distorsiones de entrepiso así como las aceleraciones de piso están asociadas al centro de masa del edificio. La mayor variabilidad se da en las distorsiones de entrepiso con desviaciones de hasta 40% respecto al promedio, en aceleración esta desviación es cercana al 30%, mientras que en fuerza cortante es alrededor de 15%. Los resultados confirman la necesidad de emplear varios registros con el fin de hacer menos dependiente la respuesta de ellos. Por sencillez y claridad de aquí en adelante los perfiles de respuesta se basan en los valores promedio de todos los registros, según lo especifican las NTC-Sismo 2017 (con excepción de la fuerza cortante).

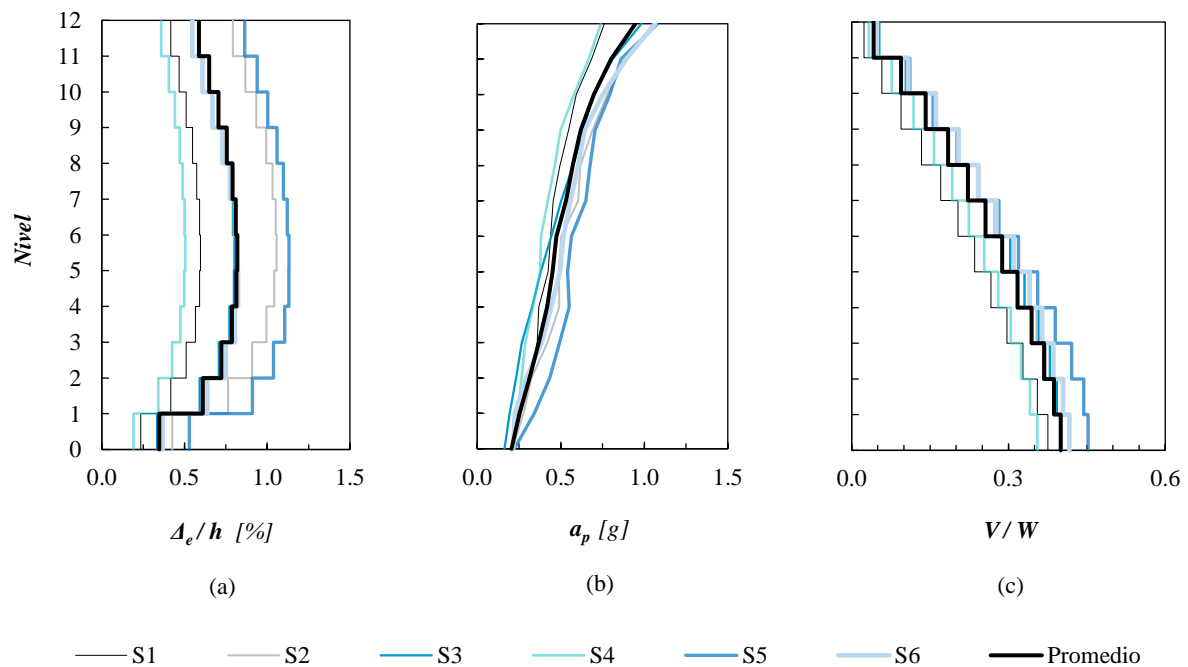


Figura 4.1 Variabilidad registro a registro en la respuesta del edificio E2-A: (a) Distorsión de entrepiso, (b) Aceleración absoluta de piso, (c) Fuerza cortante de entrepiso

4.2 Edificios diseñados con $Q=2$

4.2.1 Distorsiones de entrepiso en servicio

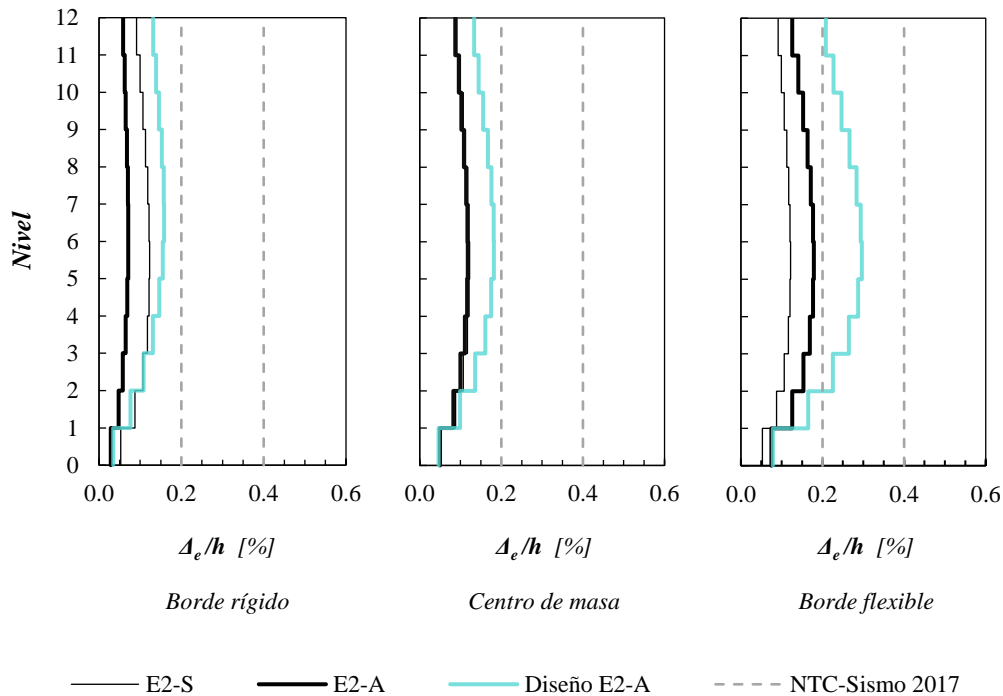


Figura 4.2 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en servicio para los edificios diseñados con $Q=2$

Siguiendo las especificaciones de las NTC-Sismo 2017 estas distorsiones de entrepiso se derivan de un análisis que utiliza registros sísmicos de servicio, obtenidos al multiplicar los del sismo de diseño por el factor $1/4$, valor que coincide con el parámetro k_s especificado en la norma para sistemas duales.

En la figura 4.2 se muestran las distorsiones de entrepiso máximas en tres zonas características de los edificios, los perfiles de E2-S, E2-A, representan el promedio de la respuesta, junto a ellos se presenta el perfil estimado en el diseño de E2-A, además de los límites de las NTC-Sismo 2017. Como se muestra el perfil de E2-S en el borde rígido es mayor que el de E2-A, lo que se debe al efecto de torsión que se da en este último, este efecto también es notorio en el borde flexible, donde las distorsiones de entrepiso en general 50% mayores en la estructura asimétrica. En todas las zonas la estimación realizada en el diseño sobrestima las deformaciones laterales, esto se explica por lo siguiente:

- La rigidez empleada en el cálculo de las distorsiones de servicio es la misma que se emplea en las de seguridad al colapso y difiere de lo que capta el modelo no lineal, principalmente en los muros de concreto, donde la rigidez efectiva se calcula según los niveles de deformación, si bien puede emplearse un valor de rigidez mayor en el diseño, las NTC-2017 no proporcionan guías al respecto.
- Al mantenerse en el comportamiento elástico lineal, los niveles de torsión que experimenta el edificio E2-A son similares a los de diseño, sin embargo, téngase en cuenta que el incremento de $1/0.7$ que se genera en las demandas de diseño no se refleja en el análisis no lineal.

4.2.2 Distorsiones de entrepiso en prevención al colapso

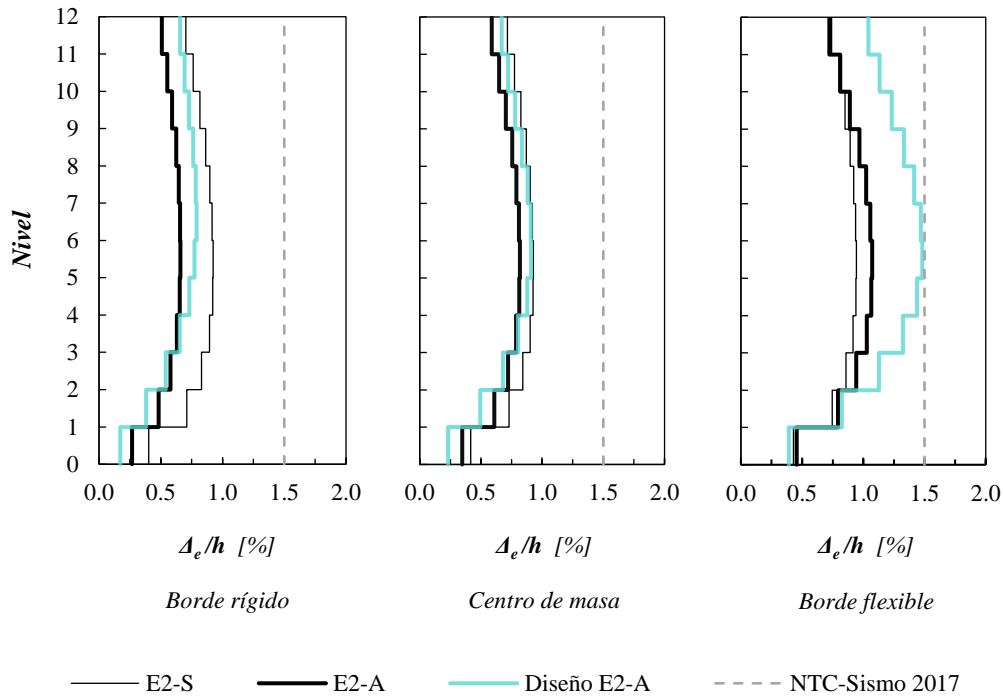


Figura 4.3 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en prevención al colapso para los edificios diseñados con $Q=2$

La Figura 4.3 muestra las distorsiones de entrepiso máximas derivadas de los registros sísmicos congruentes con el sismo de diseño, los valores de E2-A, E2-S, son el promedio obtenido en los análisis, junto a ellos, se presenta la estimación realizada en el diseño del edificio E2-A, además del límite establecido en las NTC-Sismo 2017.

Las distorsiones en el borde rígido de E2-A son en general, 30% menores que en E2-S debido al efecto de torsión inelástica que se da en el primero, aún con este efecto la demanda de distorsiones en el centro de masa o en el borde flexible de E2-A no difieren en más del 15% respecto a E2-S. La estimación de diseño es apropiada en el borde rígido y el centro de masa, salvo en los primeros niveles; en el borde flexible el valor estimado es un 40% superior, en la mayoría de los niveles; en todas las zonas la demanda se mantuvo por debajo del límite normativo. Los resultados indican que incrementar las demandas de diseño en E2-A con un factor de $1/0.7$ induce niveles de resistencia y rigidez apropiados para limitar las deformaciones en el comportamiento no lineal; las diferencias respecto a E2-S no son significativas debido a que este cuenta con una resistencia lateral a la requerida, según se mostró en el apartado de reducciones por ductilidad.

Cabe mencionar que los valores mostrados no se presentan al mismo instante en las tres zonas del edificio, por lo que no deben interpretarse como una medida de la torsión que se genera en los edificios.

4.2.3 Irregularidad torsional

La Figura 4.4 presenta el cociente de desplazamientos que define la irregularidad torsional en las NTC-Sismo 2017, el valor en cada registro se obtuvo para el instante de desplazamiento máximo en el borde flexible y está asociado al entrepiso con mayor distorsión. El cociente en E2-S indica un comportamiento sensiblemente simétrico, no así para E2-A que muestra claramente la presencia de torsión inelástica. El valor promedio de los seis registros sísmicos es menor en un 15% que el valor estimado con las fuerzas y excentricidades de diseño. A pesar de que el apartado anterior demostró que las distorsiones son similares en ambos edificios debe reconocerse que el efecto de torsión no se ha anulado en E2-A, simplemente resulta menor de lo que estima un análisis elástico lineal en el diseño.

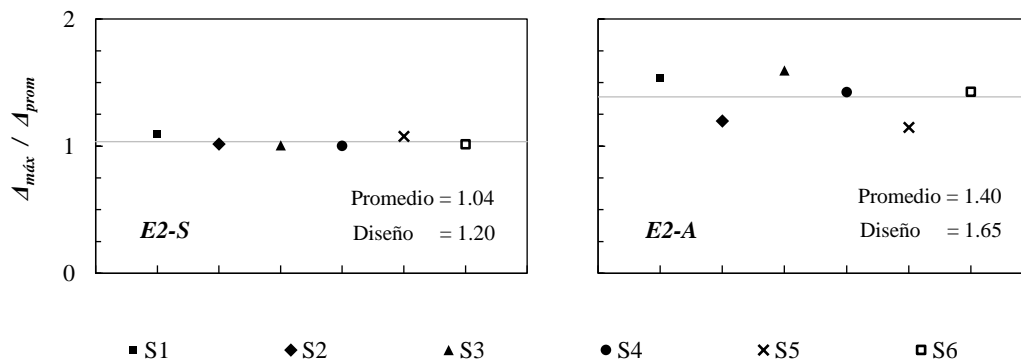


Figura 4.4 Cocientes que definen la irregularidad torsional en los edificios diseñados con Q=2

La figura 4.5 presenta el cociente de desplazamientos en los extremos de los edificios, es decir, la relación: borde flexible / borde rígido, este se obtuvo en el instante de máxima deformación lateral y se asocia al entrepiso con mayor distorsión. Así, esta figura demuestra que en el edificio E2-S los niveles de deformación lateral que experimentan los elementos son similares en ambos bordes, sin embargo, en E2-A la deformación de un elemento en el borde flexible puede ser de hasta 4 veces la deformación de otro en el borde rígido, esto indica una distribución de daño no uniforme en los miembros no estructurales y estructurales. En ambos edificios los valores estimados en el diseño son mayores que el promedio obtenido en los seis registros, siendo extremadamente conservadores en E2-A.

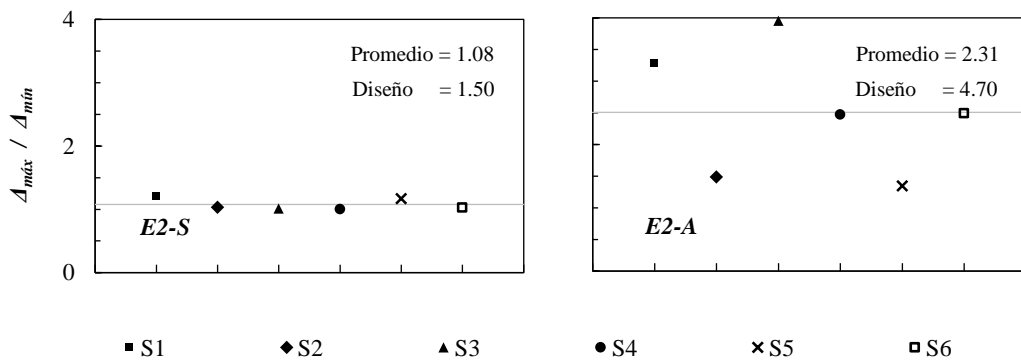


Figura 4.5 Cocientes de desplazamiento máximo a mínimo en los bordes de los edificios diseñados con Q=2

Empleando los valores promedio de las figuras anteriores es posible derivar las configuraciones deformadas de los edificios en estudio mostradas en la Figura 4.6, en esta se han amplificado los desplazamientos laterales 50 veces. Esta representación brinda una idea más clara del comportamiento asimétrico que sigue existiendo en E2-A, sin embargo, el nivel de torsión generado es menor de lo que se estimó en el diseño. También cabe notar que los desplazamientos laterales máximos son similares en ambos edificios principalmente porque E2-S tiene una resistencia lateral menor que la requerida por los registros sísmicos.

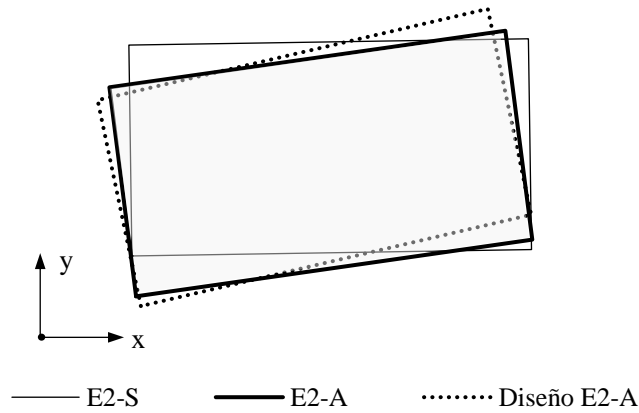


Figura 4.6 Configuración deformada de los edificios diseñados con $Q=2$, en el instante de máximo desplazamiento lateral en el borde flexible

4.2.4 Aceleraciones de entrepiso

Cálculo de aceleraciones de entrepiso

Las NTC-Sismo 2017 dan dos metodologías para calcular las aceleraciones absolutas de entrepiso, la metodología simplificada es aplicable a sistemas regulares y se basa en el trabajo de Rodríguez, Restrepo y Carr (2001). La expresión que se deriva de este estudio e incluida en la norma es

$$a_n = \sqrt{\left(\frac{1.6a_1}{Q'}\right)^2 + \eta_a a_0^2} \quad (4.1)$$

a_1 es la ordenada del espectro elástico para el periodo fundamental en la dirección de análisis, η_a un factor que toma en cuenta la contribución de modos superiores.

Para estructuras asimétricas o irregulares se especifica una metodología más elaborada basada en los modos de vibrar. Las normas indican que debe utilizarse un análisis modal espectral y un modelo tridimensional con tres componentes de aceleración en cada nivel: dos ortogonales de traslación y una de rotación. Así, la aceleración absoluta para un punto de interés en el i -ésimo piso será

$$a_i = \sqrt{a_{ix}^2 + a_{iy}^2} \quad (4.2)$$

En la ecuación anterior, a_{ix} , a_{iy} son las aceleraciones absolutas en el punto de interés en las direcciones ortogonales x , y . Estas aceleraciones se calculan como sigue

$$a_{ix,y} = \sqrt{\sum_k \left(\frac{a_{ikx,y}}{Q'} \right)^2 + \sum_j a_{ijx,y}^2} \quad (4.3)$$

donde $a_{ix,y}$ es la aceleración absoluta en el punto de interés del i -ésimo piso en la dirección ortogonal de análisis y producida por el j -ésimo modo de vibrar, el primer término de la raíz cuadrada incluye las aceleraciones de los tres modos fundamentales de vibrar del modelo tridimensional (dos de traslación y uno de rotación) y el segundo los demás modos requeridos para que la suma de los pesos efectivos en la dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total.

En este trabajo se considera que la especificación de la norma para estructuras irregulares carece de transparencia en la metodología que debe emplearse para el cálculo de estas aceleraciones. Algunos de los aspectos que no permiten una aplicación precisa se describen a continuación:

Considere un análisis modal espectral en dirección y del sistema de la figura 4.7. Este sistema tiene un primer modo fundamental en traslación acoplado con un modo rotacional, además, existe un siguiente modo fundamental de rotación acoplado con uno de traslación. En el primer modo la participación de la masa traslacional es dominante sobre la rotacional, mientras que en el segundo sucede lo contrario.

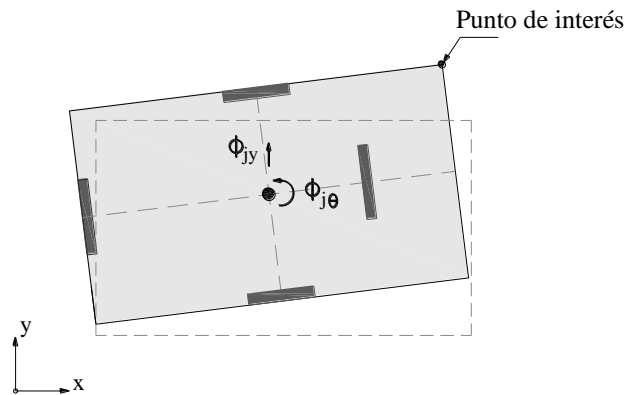


Figura 4.7 Parámetros necesarios para calcular la aceleración en un punto de la planta

- La normativa no aclara como tomar en cuenta la participación del modo rotacional en el cálculo de las aceleraciones en un punto de interés, principalmente porque este modo contribuye con la masa rotacional del sistema, que a su vez se ve afectada por una aceleración rotacional de la excitación que no se incluye en el análisis. El problema se debe a que la excitación rotacional no es derivable del espectro de pseudoaceleración obtenido con el programa SASID.
- Por otro lado, los modos de vibrar que son obtenidos en un análisis estructural para el diseño, tienen amplitudes nulas en la base. Esto implica que la aceleración modal en el nivel de desplante es cero, cuando en realidad a este nivel actúan las aceleraciones del terreno.

- La pseudoaceleración dada en los espectros de diseño es una cantidad relativa. En estricto sentido, para obtener las aceleraciones absolutas de entrepiso se requiere de un análisis dinámico paso a paso. La aceleración absoluta $\ddot{u}'(t)$ de la masa tiene como contribución la aceleración del terreno $\ddot{u}_g(t)$ y la pseudoaceleración $\ddot{u}(t) = -\omega^2 u(t)$, estas cantidades se pueden relacionar en un sistema elástico lineal, Chopra (2007), como

$$\ddot{u}'(t) = -\omega^2 u(t) - 2\zeta\omega\dot{u}(t) \quad (4.4)$$

En ausencia de amortiguamiento ζ , la aceleración absoluta es igual a la aceleración relativa, por lo que un espectro de pseudoaceleración proporcionaría los valores apropiados, sin embargo, todas las estructuras poseen amortiguamiento y usualmente no se mantienen en el intervalo elástico lineal, lo que implica que el espectro de aceleración absoluta difiere de uno de pseudoaceleración.

El problema en la aplicación de las NTC-Sismo 2017 es que resulta difícil estimar un espectro de aceleración absoluta a partir de uno de pseudoaceleración, dado que estos representan una envolvente de las respuestas máximas de sistemas de 1gdl. Una posible alternativa sería que al valor obtenido con la ecuación 4.2, se le sume la aceleración máxima del terreno a_0 del espectro de diseño en todos los niveles, sin embargo, dadas las otras limitantes encontradas, el problema no se soluciona.

- Por último, resulta cuestionable que la contribución de un modo de vibrar rotacional, tenga que ser reducido por ductilidad, según lo indica la ecuación 4.3. Analíticamente se ha visto que estas reducciones, generalmente están asociadas a modos de traslación. Rodríguez *et. al.* (2001) y existe nula investigación en como contribuyen los modos rotacionales a las aceleraciones de entrepiso.

Por consecuencia de los puntos expuestos anteriormente, este trabajo evalúa las aceleraciones en el intervalo no lineal empleando la ecuación 4.1, que si bien es requerida para estructuras regulares, no contiene las limitantes descritas, la aplicación es sencilla y además, es transparente en los datos requeridos.

La Figura 4.8 presenta la envolvente promedio de las aceleraciones máximas absolutas en los entrepisos de los edificios E2-S, E2-A; en ella se incluye la estimación obtenida en E2-A durante el diseño, empleando la ecuación simplificada de las NTC Sismo-2017. En el borde rígido el perfil de aceleraciones de E2-A se encuentra cercano al de E2-S salvo los últimos niveles donde se dan diferencias del orden de 10%; en el centro de masa la respuesta es prácticamente idéntica, mientras que en el borde flexible las aceleraciones en E2-A son entre 20 y 40% mayores que las de E2-S a partir de media altura.

Las aceleraciones de la estructura asimétrica no son uniformes en toda la planta, con ello, se espera que contenidos no estructurales presenten mayores daños si se encuentran en la región del borde flexible. A diferencia de lo visto en desplazamientos laterales, un incremento en las demandas de diseño de E2-A no deriva en aceleraciones similares a las de E2-S. Por otro lado, el perfil estimado en el diseño brinda aceleraciones apropiadas en todas las zonas del edificio, salvo en el borde flexible donde las aceleración promedio del último nivel es 20% mayor que el valor de diseño. La estimación realizada con la norma indica que incluso la ecuación simplificada requerida en estructuras regulares proporciona perfiles de aceleración razonables para la estructura con asimetría por posición de elementos, estudiada en este trabajo.

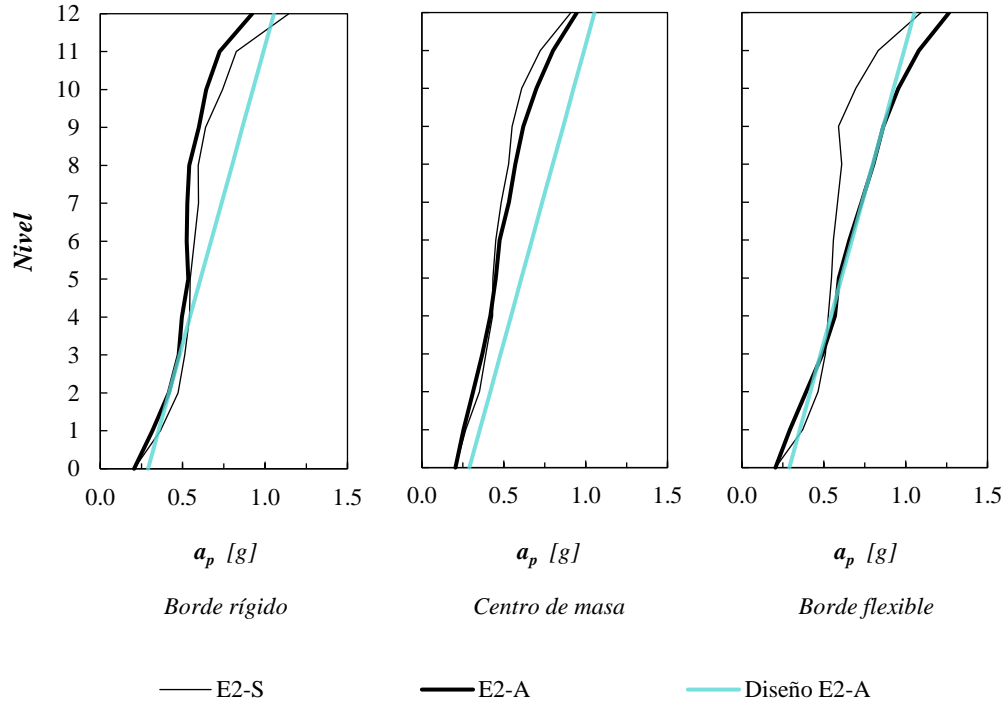


Figura 4.8 Comparativa de aceleraciones de entresuelo máximas absolutas en los edificios diseñados con $Q = 2$

4.2.5 Fuerza cortante de entresuelo

Estimación de la fuerza cortante máxima

Estimar la fuerza cortante máxima permite evaluar la precisión de los análisis no lineales, además de proporcionar valores que puedan emplearse en el diseño de elementos que requieran de una mejor aproximación de elementos mecánicos en la respuesta no lineal.

Rodríguez *et. al.* (2002) determinaron que la contribución de modos superiores en la respuesta de estructuras no presenta reducciones por ductilidad significativas, resultados similares se encontraron en Panagiotou (2008). Con base en ello, se propone estimar la respuesta global con el método modal espectral empleando los dos primeros modos de vibrar de la dirección de análisis y aplicando reducciones por ductilidad únicamente al primero. El cortante basal máximo empleando cantidades de diseño se estima como

$$V_{12} = \sqrt{\left[\frac{c_{d1}(T_1, \zeta)}{Q'_1(T_1)} W_1 \right]^2 + [c_{d2}(T_2, \zeta) W_2]^2} \quad (4.5)$$

donde

W_1, W_2 : pesos modales efectivos en el primer y segundo modo de vibrar

c_{d1}, c_{d2} : ordenadas espectrales elásticas de diseño para los periodos T_1, T_2

Q'_1 : valor de reducción por ductilidad para el primer modo según las NTC-Sismo 2017

Con base en la cantidad de la ecuación 4.5 se propone obtener un perfil de fuerzas máximas estimadas, amplificando el perfil empleado en el diseño, por el factor V_{12}/V_u , donde V_u corresponde al cortante basal de diseño. En la Figura 4.9 (a) se muestra la fuerza cortante de entrepiso; el perfil en E2-S, E2-A se deriva de la respuesta promedio de los registros sísmicos, junto a estos, se muestra el perfil de diseño V_u E2-A, además de la estimación del cortante máximo, empleando el primer y segundo modo en la estructura asimétrica V12 E2-A.

En toda la altura el perfil de E2-A es mayor que E2-S lo que se debe principalmente al incremento en la demandas de diseño del primero, las cantidades empleadas en el diseño de E2-A se encuentran por debajo de la mitad de los obtenidos en el análisis no lineal en los primeros niveles, indicando que los mecanismos que incrementan la fuerza cortante que experimenta el sistema no son uniformes en altura, como ocurre con la influencia de modos superiores. El perfil máximo estimado es cercano al de respuesta no lineal, excepto en los primeros niveles, donde se dan diferencias menores al 15%.

La Figura 4.9 (b) presenta los perfiles de fuerzas laterales que originan el cortante basal máximo. El perfil de E2-A es similar al de E2-S hasta media altura, a partir de aquí, los pisos superiores de E2-A experimentan fuerzas laterales que son entre 20-50% mayores. Como se muestra, los perfiles obtenidos en los análisis no lineales difieren de los empleados en el diseño y en la estimación del cortante máximo; de ahí que no sea muy precisa la aproximación cuando se emplea el primer y segundo modo. En esta figura es evidente como las formas modales superiores modifican el perfil y por tanto la ubicación de la resultante de las fuerzas en la respuesta no lineal, generando un aumento en la fuerza cortante que se desarrolla en la estructura.

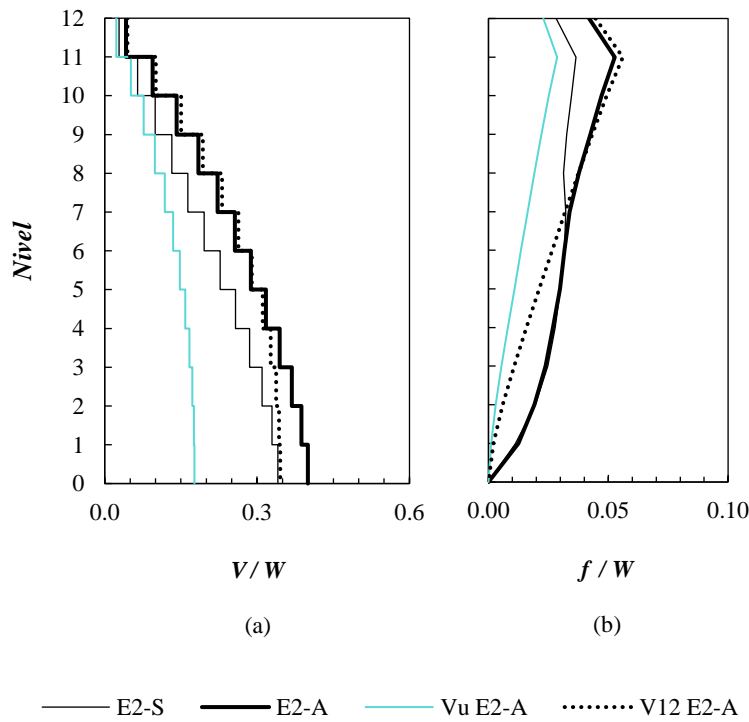


Figura 4.9 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 2$:
(a) Cortante de entrepiso, (b) Fuerza de entrepiso

4.2.6 Momento de volteo por entrepiso

Estimación del momento de volteo máximo

Partiendo de un concepto similar al de la estimación de la fuerza cortante máxima, se propone estimar el momento de volteo máximo en la base empleando en este caso sólo la contribución del primer modo de vibrar ya que esta cantidad de respuesta tiene poca influencia de modos superiores, Chopra (2007). Así, el momento de volteo máximo en la base se estima como

$$M_1 = \left[\frac{c_{d1}(T_1, \zeta)}{Q_1'(T_1)} W_1 \right] 0.7H \quad (4.6)$$

Las cantidades en la ecuación 4.6 ya se han definido anteriormente. Salvo el valor de $0.7H$ que se emplea para tomar una distribución de fuerzas sensiblemente triangular en elevación, H es la altura del edificio. Aquí también se propone obtener un perfil de fuerzas laterales m estimadas, amplificando el perfil empleado en el diseño por el factor M_1/M_u , donde M_u corresponde al momento de volteo de diseño. Cabe mencionar que en las ecuaciones 4.5 y 4.6 se emplean ordenadas espectrales mayores, debido al efecto de sobrerresistencia.

La Figura 4.10 (a) muestra el perfil de momento de volteo por entrepiso, para E2-S, E2-A; los valores son el promedio obtenido de los análisis, se incluye el perfil de diseño M_u E2-A y por último el perfil máximo estimado M_1 E2-A, empleando el primer modo de vibrar en la dirección de análisis. El perfil de la estructura E2-A es superior al de E2-S hasta $2/3$ de la altura, los valores de diseño se encuentran cercanos a la mitad del obtenido en un análisis no lineal, esta tendencia es uniforme en altura. Se observa que el valor máximo estimado proporciona resultados cercanos al perfil de E2-A, con diferencias menores al 10%.

Se sabe las características de los elementos de cimentación dependen en parte del momento de volteo en la base de los edificios, por ello es importante reconocer que las demandas que pueden llegar a experimentar son hasta el doble de lo que se deriva de un análisis elástico lineal empleado en el diseño. Al respecto, las NTC-Sismo 2017 indican que las fuerzas de diseño para la cimentación deben incrementarse en $0.65R$. Si bien es un incremento sustancial, sólo se requiere en miembros críticos, por lo que no necesariamente previene demandas de comportamiento no lineal en estos elementos.

En la Figura 4.10 (b) se muestran los perfiles de fuerzas laterales que generan el momento de volteo máximo en la base para cada caso, la forma del perfil obtenido en la respuesta no lineal de E2-A es muy similar al de E2-S, sin embargo, el primero experimenta fuerzas entre 20-30% mayores a partir de media altura, la estimación empleando el primer modo de vibrar elástico es bastante representativa de los que sucede en el comportamiento no lineal. Como se muestra, la forma de las fuerzas laterales no se modifica sustancialmente por comportamiento no lineal o por asimetría de la estructura, esto se debe a que se ha visto que el momento de volteo está controlado por el primer modo de vibrar y es evidente que en el intervalo no lineal la primer forma modal en la dirección de análisis es similar a la elástica.

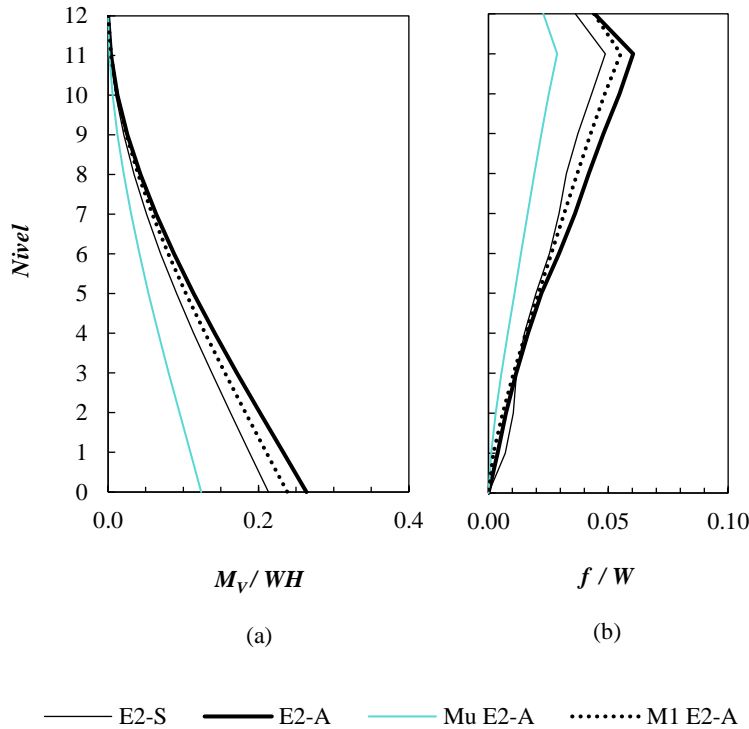


Figura 4.10 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 2$:
 (a) Momento de volteo, (b) Fuerza de entrepiso

4.2.7 Curvas de un análisis estático no lineal

En este apartado se incluyen algunas propiedades derivadas de un análisis estático no lineal; esta técnica no fue empleada para abordar el comportamiento sísmico o la capacidad última de las estructuras debido al efecto de asimetría que se estudia. Los valores sirven únicamente para estimar demandas de ductilidad en los análisis dinámicos no lineales y comprobar si los cortantes basales son congruentes con el de una carga monotónica. La Figura 4.11 muestra la curva del edificio E2-A una vez que se ha convertido a 1gdl (dividiendo las ordenadas entre el peso del modo fundamental en la dirección de interés y las abscisas entre al factor de participación de dicho modo), esta se llevó a un nivel de desplazamiento lateral que produce una distorsión de entrepiso alrededor de 1.5%, valor que coincide con el límite establecido por las NTC-2017, además, se empleó un patrón de cargas basado en el primer modo de vibrar y el punto de control en la azotea es el centro de masa.

La Figura 4.11 muestra dos idealizaciones posibles para esta curva, la primera asume rigidez postfluencia y la segunda un comportamiento elastoplástico. Como se muestra, algunos de los parámetros dependen de la idealización empleada. Dado que el comportamiento global de los edificios es distinto al elastoplástico la idealización más congruente es la de la Figura 4.11 (a), sin embargo, téngase en cuenta que los criterios de las NTC-Sismo 2017 se basan en sistemas con comportamiento elastoplástico.

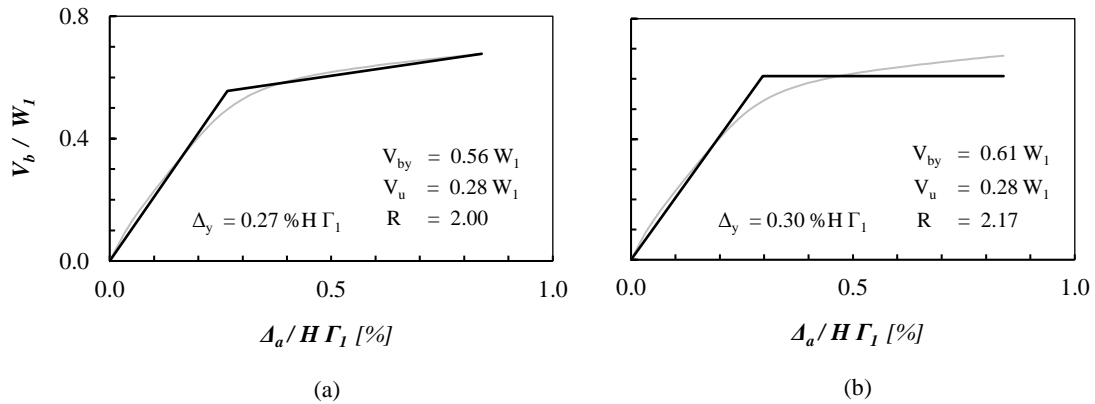


Figura 4.11 Curva de 1gdl obtenida mediante un análisis estático no lineal en el edificio E2-A:
 (a) Aproximación bilineal, (b) Aproximación elastoplástica

La Tabla 4.1 resume los parámetros básicos de ambos edificios; T_e es el periodo efectivo del primer modo, Γ_1 el factor de participación del primer modo, Δ_y el desplazamiento de fluencia en la azotea, V_{by} el cortante de fluencia, V_u el cortante de diseño y R el factor de sobrerresistencia definido como V_{by}/V_u . El desplazamiento de fluencia de E2-A es 35% mayor que el de E2-S, mientras que el cortante basal de fluencia es 30% mayor (téngase en cuenta que W_1 es distinto en cada edificio), estos valores indican que posiblemente las demandas de ductilidad serán mejor controladas en E2-A debido al incremento en sus acciones de diseño. La diferencia en periodos es mínima y puede decirse que ambos edificios tienen propiedades dinámicas similares. Por otro lado, el valor de R definido a la fluencia es 10% menor que el empleado en el diseño de E2-A, mientras que en E2-S resulta de 30% menor.

Tabla 4.1 Comparativa de parámetros básicos de capacidad

Clave	E2-A	E2-S
T_e	0.91 s	0.93 s
Γ_1	1.44	1.45
Δ_y	0.27 % $H\Gamma_1$	0.20 % $H\Gamma_1$
V_{by}	0.56 W_1	0.39 W_1
V_u	0.28 W_1	0.19 W_1
R	2.00	1.70

4.2.8 Curvas globales fuerza cortante – desplazamiento

La Figura 4.12 presenta la respuesta global del edificio E2-A bajo la acción de los seis registros sísmicos, el desplazamiento en azotea se asocia al centro de masa dado que se considera más apropiado definir la demanda de ductilidad global en este punto. Se muestra que existe una variación importante de registro a registro, por ejemplo, la disipación de energía requerida es mayor en S5 que en S4, en este último la respuesta prácticamente lineal. Las características del sismo impactan en el número de ciclos presentes en la respuesta y en la demanda de ductilidad global $|\mu_{\text{máx}}|$, además, por la forma de estos, se determina que existe influencia de modos superiores. Se muestra que el cortante máximo $|V_{\text{máx}}|$ es más dos veces del de diseño V_u debido en parte a los mecanismos de sobrerresistencia; en general la estimación de V_{12} resulta apropiada. A una demanda de distorsión máxima de 1.0 %H, según S5, no se muestran indicios de degradación de resistencia o rigidez importantes, indicando una reserva de capacidad en la estructura.

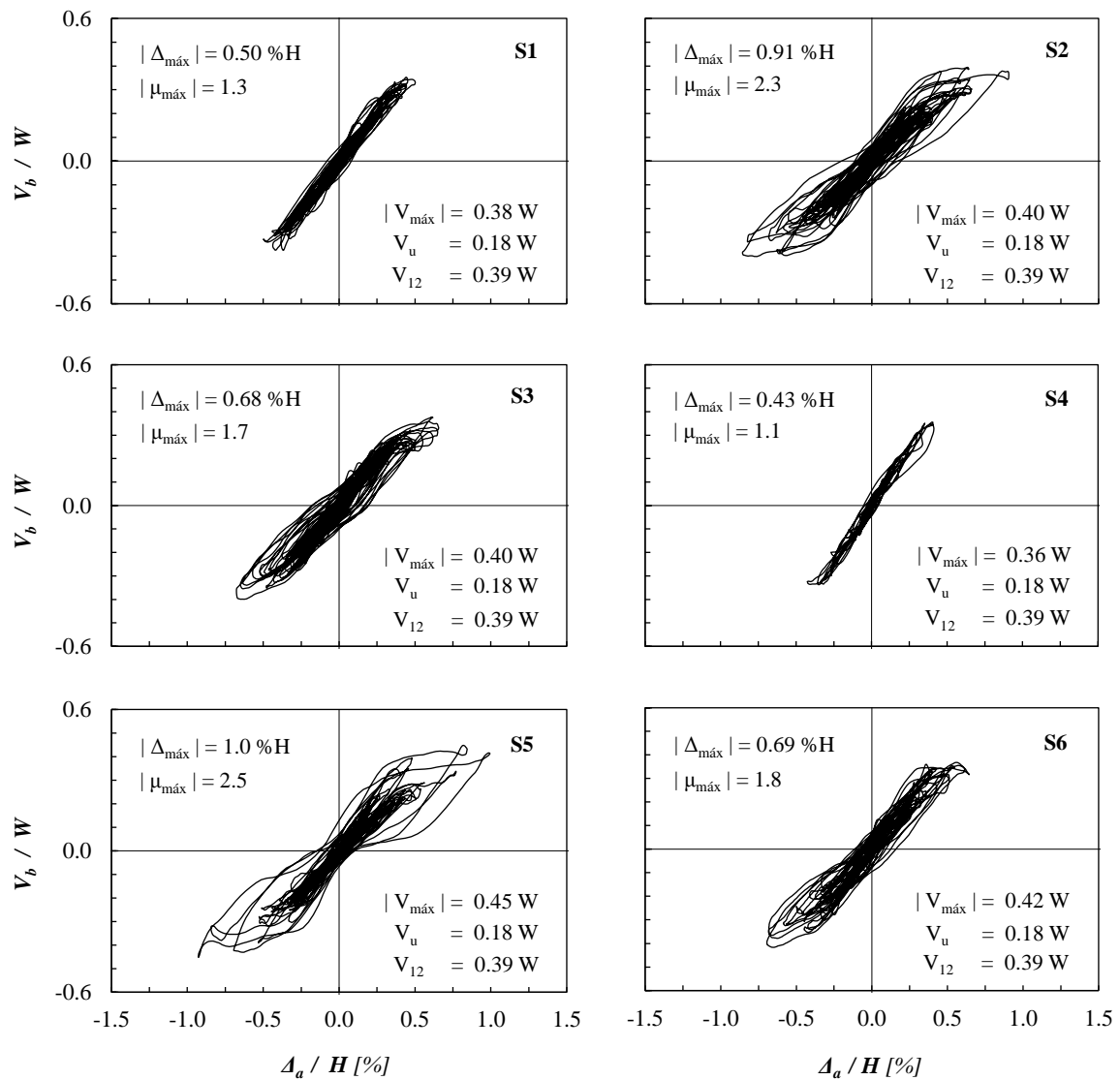


Figura 4.12 Respuesta global cortante basal- desplazamiento en azotea para el edificio E2-A

4.2.9 Curvas globales momento - desplazamiento

La respuesta global del edificio E2-A empleando el momento de volteo en la base contra el desplazamiento en azotea del centro de masa se muestra en la Figura 4.13, en esta figura los ciclos están más suavizados debido a que no existe influencia de modos superiores en esta respuesta, por otro lado, no es tan notorio el efecto de adelgazamiento, ni tampoco es evidente la leve degradación de resistencia lateral que se daba en la respuesta global cortante basal- desplazamiento a distorsiones cercanas a 1.0% H. El momento máximo obtenido en los análisis $|M_{\text{máx}}|$ es cercano al doble del empleado en el diseño, M_u , por otro lado, la estimación empleando el primer modo M_1 tiene suficiente aproximación al valor máximo. Según los resultados presentes es importante tener en cuenta el incremento de las acciones supuestas para el diseño de miembros susceptibles al momento de volteo, como es el caso de las cimentaciones, para ello puede emplearse M_1 .

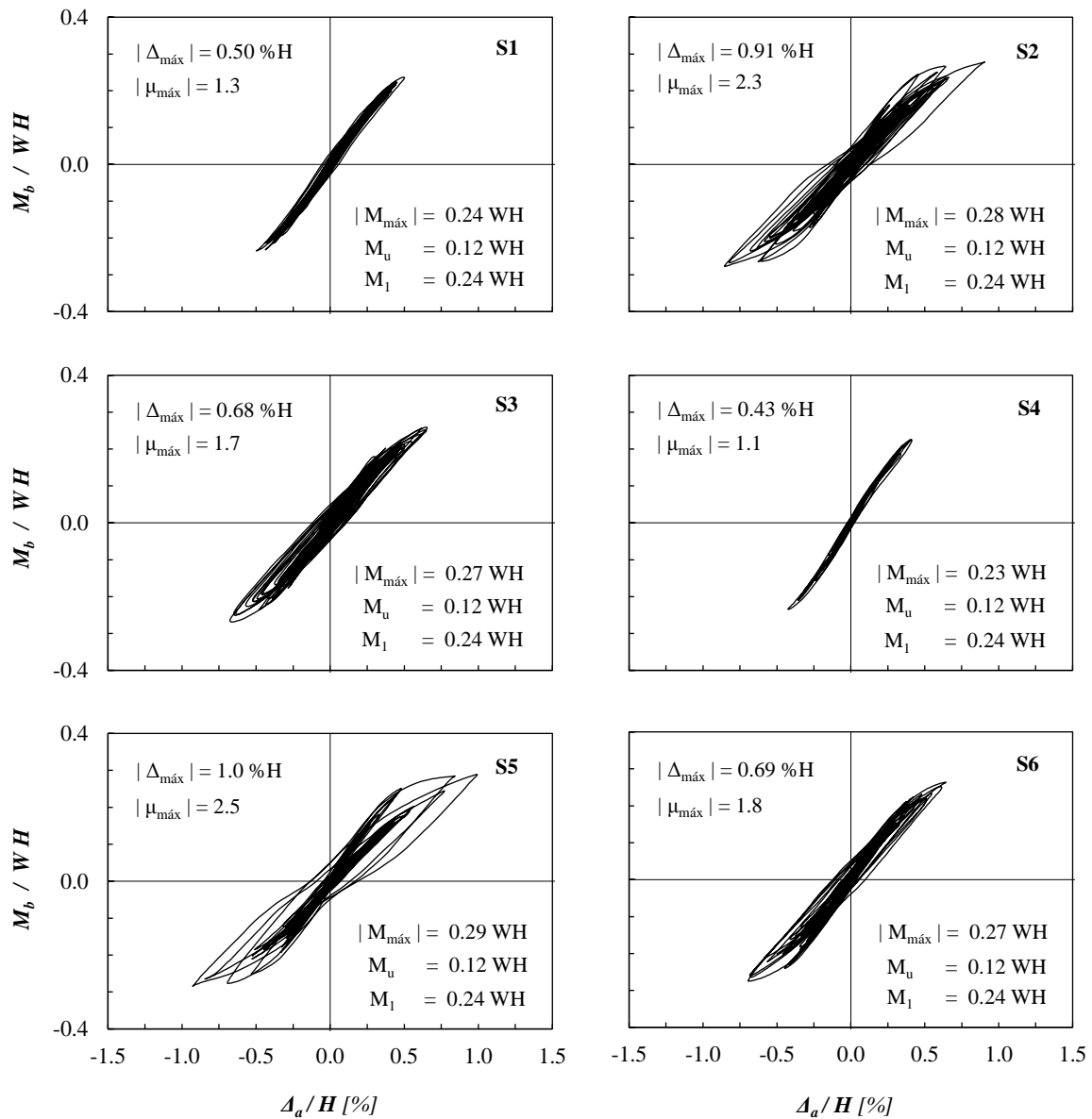


Figura 4.13 Respuesta global momento de volteo basal- desplazamiento en azotea para el edificio E2-A

4.2.10 Demanda de ductilidad de desplazamiento global

Obtener la demanda de ductilidad en un edificio tiene gran dificultad, principalmente por la definición de Δ_y ; al ser un parámetro que carece de definición absoluta, lo mejor sería migrar a otros parámetros de respuesta, como la disipación de energía requerida, sin embargo, se sigue utilizando en las normativas de diseño sísmico y resulta necesaria su evaluación, por lo menos de forma general. La Figura 4.14 muestra las demandas obtenidas, medidas al centro de masa en los edificios de estudio. Los valores en E2-A tienen más dispersión respecto al promedio, indicando que las demandas en este son sensibles al registro sísmico.

Partiendo de que el factor Q de diseño, es una medida de la demanda de ductilidad que experimentará el sistema en el sismo de diseño, Miranda (1993), Ordaz *et. al* (2003); se espera que la demanda de ductilidad en E2-A se aproxime a un valor cercano a $0.7Q$, dada la corrección en Q' , mientras que en E2-S debe aproximarse a Q . Según se indica en la Figura 4.14 la demanda de ductilidad promedio es menor en E2-A que en E2-S, lo que confirma el punto anterior, sin embargo, el valor promedio en E2-A es 30% mayor que el de diseño, mientras que en E2-S es 35% superior, esto se atribuye a lo siguiente:

- El desplazamiento de fluencia que empleado corresponde a una idealización bilineal y no a una elastoplástica como lo asumen las NTC- Sismo 2017.
- Los valores de sobrerresistencia empleados en el diseño son mayores que los obtenidos en los análisis no lineales cuando se inicia la pérdida de rigidez postfluencia.
- Se sabe que los factores de reducción Q' tienen variaciones importantes y pueden presentar valores menores que los empleados en el diseño, afectando las demandas de ductilidad de desplazamiento.

En E2-S los últimos dos conceptos enunciados originan que la resistencia lateral del edificio sea menor a la requerida para limitar la demanda de ductilidad promedio a valores próximos a Q . En el edificio E2-A es posible que el efecto de torsión influya en la demanda, pues como se mostró, el valor de sobrerresistencia y los factores de reducción por ductilidad requeridos, no son tan distintos de los empleados en el diseño. Por otro lado, al estimar desplazamientos inelásticos de diseño, se multiplican los elásticos por Q/Q , si Q es una medida de la demanda promedio; se tiene que en E2-A, además de incrementar los desplazamientos en $1/0.7$, la estimación también es $2/1.8$ mayor, sin embargo se da una compensación por la variación en Q' o R_μ .

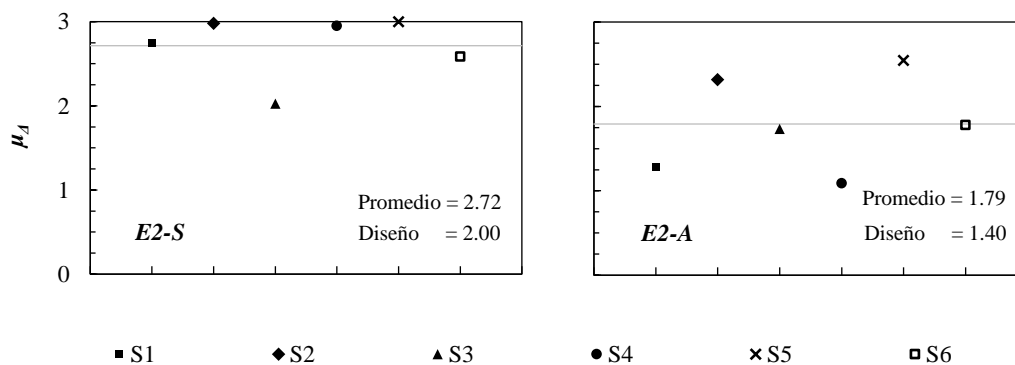


Figura 4.14 Comparativa de demanda de ductilidad de desplazamiento global en los edificios diseñados con $Q=2$

4.3 Edificios con Q=4

4.3.1 Distorsiones de entrepiso en servicio

La figura 4.15, presenta las distorsiones derivadas de un análisis con registros sísmicos de servicio, es decir, los de diseño multiplicados por el factor k_s , de 0.25. Se muestra el perfil promedio obtenido en E4-S, E4-A; el perfil de diseño en E4-A, así como los dos límites de la norma. El perfil en E4-S es alrededor de 100% mayor que el de E4-A en el borde rígido, en el centro de masa los perfiles en ambos edificios son similares, mientras que en borde flexible E4-A experimenta deformaciones 50% mayores que las de E4-A, indicando una influencia importante del efecto de torsión. La estimación realizada en el diseño es apropiada para el borde rígido y el centro de masa, sin embargo, en el borde flexible los valores del análisis se sobrepasan por alrededor del 15% e incluso rebasan el valor superior del límite normativo. Es de interés notar que a pesar de tratarse de movimientos de servicio, los elementos no estructurales pueden sufrir daños importantes por los niveles de distorsión alcanzados. Durante los análisis se detectó que al mantenerse en el comportamiento lineal, los niveles de torsión que experimenta E4-A son incluso mayores que los de diseño, principalmente por la combinación de las componentes sísmicas. Partiendo de daños a elementos no estructurales, se observa que la asimetría por rigidez es perjudicial en el borde flexible del edificio E4-A, afectando su desempeño; en el borde rígido las deformaciones se encuentran bien controladas y por debajo de los límites establecidos.

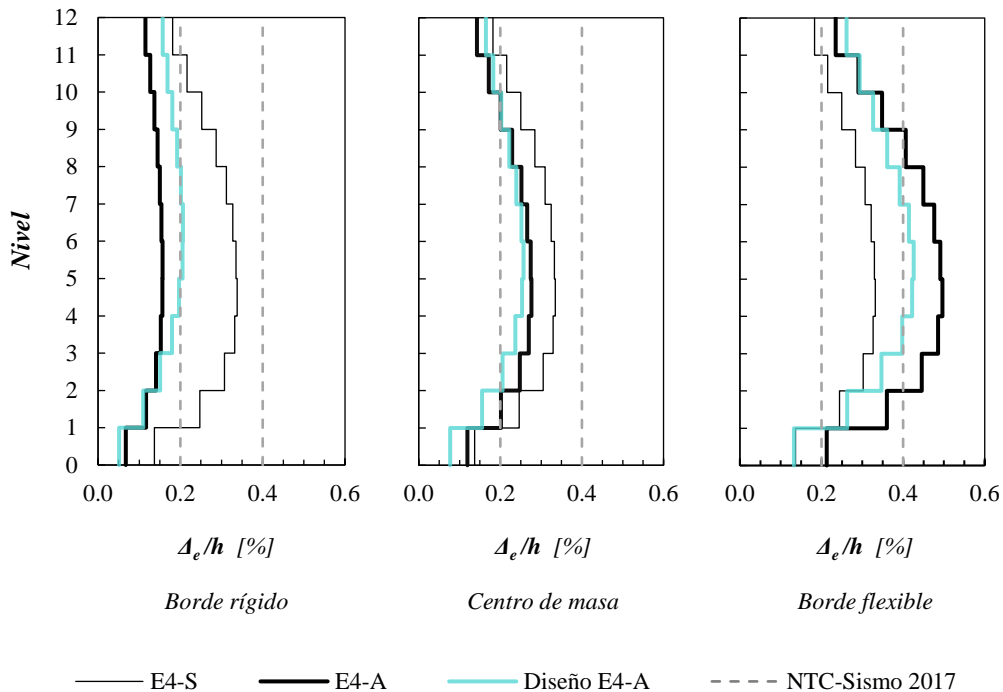


Figura 4.15 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en servicio para los edificios diseñados con Q=4

4.3.2 Distorsiones de entrepiso en prevención al colapso

En la Figura 4.16 se muestran los perfiles de distorsiones promedio obtenidos en los edificios E4-S, E4-A; junto a ellos se encuentra el valor estimado en el diseño de E4-A, además del límite establecido en las NTC-Sismo 2017. En el borde rígido y en el centro de masa la respuesta de E4-A es prácticamente igual a la de E4-S, mientras que en el borde flexible la respuesta de E4-A es en general 25% mayor. El perfil de diseño es similar en el borde rígido, apropiado en el centro de masa y conservador en el borde flexible con valores hasta 100% mayores que los del análisis en este último, incluso en el borde flexible el perfil de E4-A queda muy por debajo del límite establecido. El comportamiento en E4-A se atribuye al exceso de resistencia lateral, en principio se aumentan las acciones en $1/0.7$ por ser irregular, por otro lado se incrementa en 1.25 por concentración de sismorresistencia. Esto implica la resistencia lateral corresponde a un sistema con $Q \approx 2.2$, sin embargo, al calcular los desplazamientos inelásticos de diseño se requiere multiplicar por $Q=4$, lo cual en parte, explica la sobreestimación en el diseño, como se verá más adelante, la demanda de ductilidad es menor que el factor Q adoptado.

Cabe mencionar que las distorsiones máximas mostradas se dan en instantes de tiempo distintos en las tres zonas de los edificios, por lo que no deben interpretarse como una medida de la torsión que se genera.

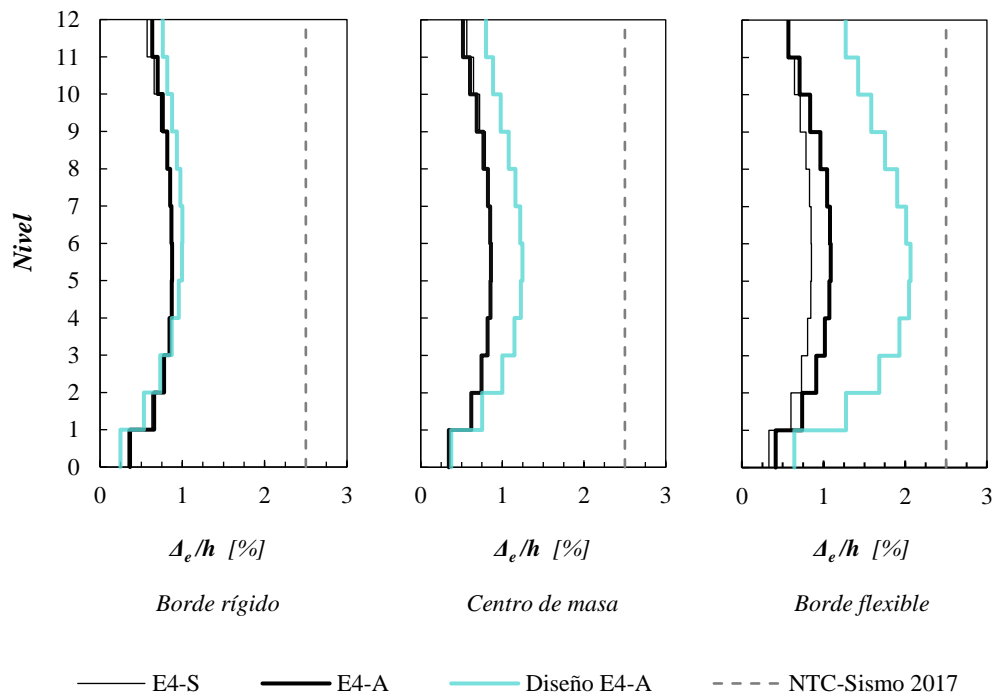


Figura 4.16 Comparativa de distorsiones de entrepiso máximas en prevención al colapso para los edificios diseñados con $Q=4$

4.3.3 Irregularidad torsional

La Figura 4.17 muestra el cociente de desplazamientos máximo/promedio en los extremos de la planta para definir la irregularidad torsional, este se obtuvo en el instante de máximo desplazamiento lateral en el borde flexible y está asociado al entrepiso con mayor distorsión. En E4-S la torsión inelástica es prácticamente nula, mientras que en E4-A este efecto es importante en todos los registros sísmicos, con una dispersión respecto a la media, baja. Como se muestra, el cociente promedio es menor que el estimado en un análisis elástico lineal con las fuerzas y excentricidades de diseño, presentando diferencias de 16% y 10% respectivamente. Este cociente indica la presencia de torsión en E4-A lo que no es evidente si se estudian distorsiones de entrepiso máximas.

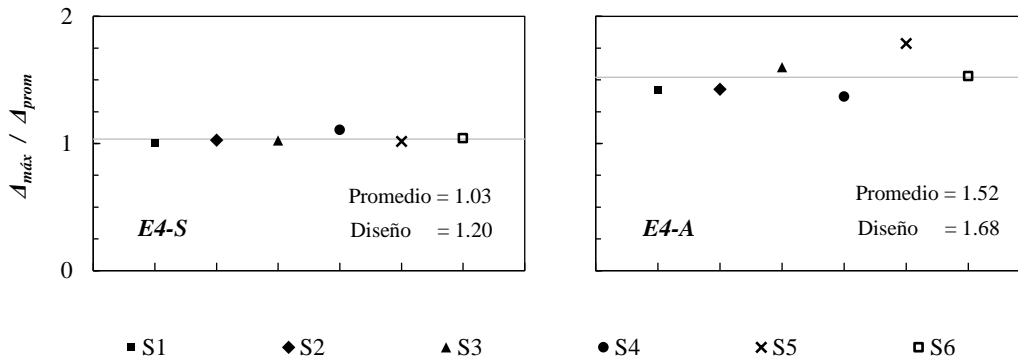


Figura 4.17 Cocientes que definen la irregularidad torsional en los edificios diseñados con Q=4

Por otro lado, el cociente de desplazamientos laterales en los dos extremos de la planta se presenta en la Figura 4.18, aquí, es evidente el comportamiento sensiblemente simétrico que se da en E4-S; en E4-A es de interés notar como una ligera variación en el cociente de irregularidad incrementa la diferencia en los desplazamientos de los extremos, por ejemplo para S2 $\Delta_{máx} / \Delta_{prom} = 1.42$, con $\Delta_{máx} / \Delta_{mín} = 2.48$, mientras que en S3 los valores son 1.52 y 4, si bien los cocientes de irregularidad son cercanos, un elemento en el lado flexible sufrirá más daño que otro en el lado rígido bajo el sismo S3; los datos indican que el daño es uniforme en los elementos sismorresistentes de E4-S, no así en E4-A. En ambos edificios los valores de diseño están por encima del valor promedio, sin embargo, para E4-A el valor alcanzado en S5 es similar.

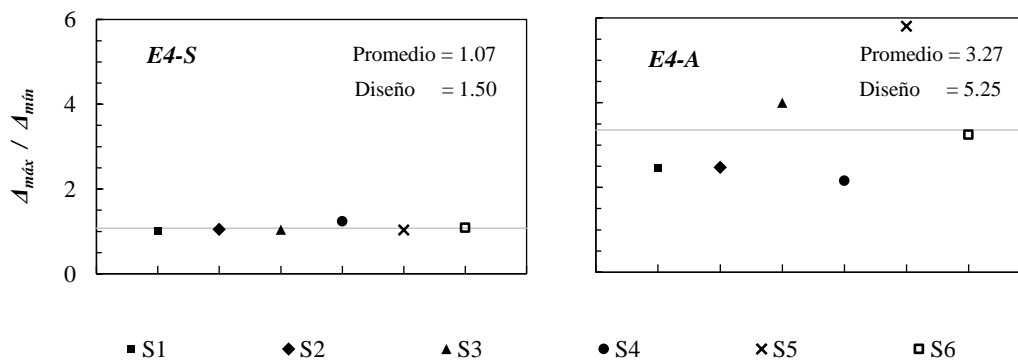


Figura 4.18 Cocientes de desplazamiento máximo a mínimo en los bordes de los edificios diseñados con Q=4

Con ayuda de los cocientes promedio anteriores; en la Figura 4.19 se reproducen las configuraciones deformadas de los edificios escalando los desplazamientos laterales 50 veces. La deformada estimada en el diseño es bastante exagerada con respecto a lo que ocurre en el comportamiento no lineal de E4-A, si bien existe una torsión importante, esta se da a desplazamientos laterales menores, y que son similares a los de E4-S en el borde flexible. Según se comentó, esto relaciona con el exceso de resistencia lateral proporcionado a E4-A en el diseño y a la forma de estimar los desplazamientos inelásticos según se especifica en las NTC-Sismo 2017.

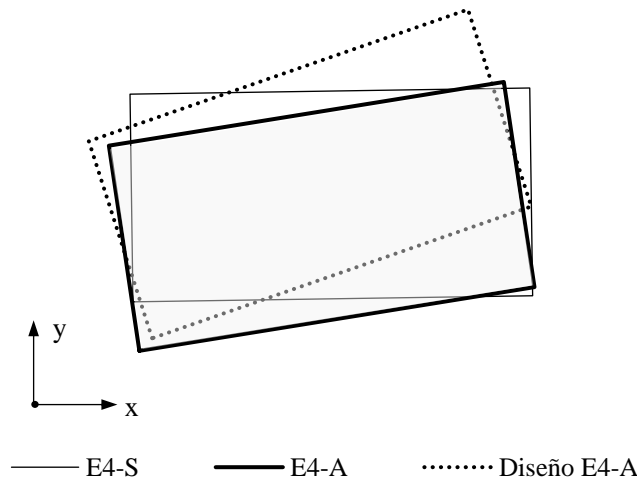


Figura 4.19 Configuración deformada de los edificios diseñados con $Q=4$, en el instante de máximo desplazamiento lateral en el borde flexible

4.3.4 Aceleraciones de entrepiso

En la Figura 4.20 se presenta la envolvente de aceleraciones máximas de entrepiso en tres regiones de los edificios, en E4-S, E4-A los valores son el promedio de los análisis no lineales, además, se incluye la estimación de diseño para el edificio E4-A según la expresión simplificada de las normas. Se observa que los perfiles en ambos edificios siguen la misma tendencia en las tres regiones, sin embargo, el edificio E4-A alcanza aceleraciones en el borde rígido entre 20-40% mayores, en el centro de masa es una coincidencia que las aceleraciones sean prácticamente idénticas, mientras que en el borde flexible la tendencia se mantiene hasta media altura, a partir de aquí, E4-A experimenta aceleraciones hasta 30% mayores. El perfil estimado en el diseño proporciona valores que se aproximan a la respuesta en el intervalo no lineal en las tres zonas del edificio, es de interés notar que la aceleración en el lado rígido es similar a la que experimenta el lado flexible e incluso mayor que lo que ocurre en el centro de masa, lo cual es distinto a lo que se observó en las distorsiones laterales de entrepiso.

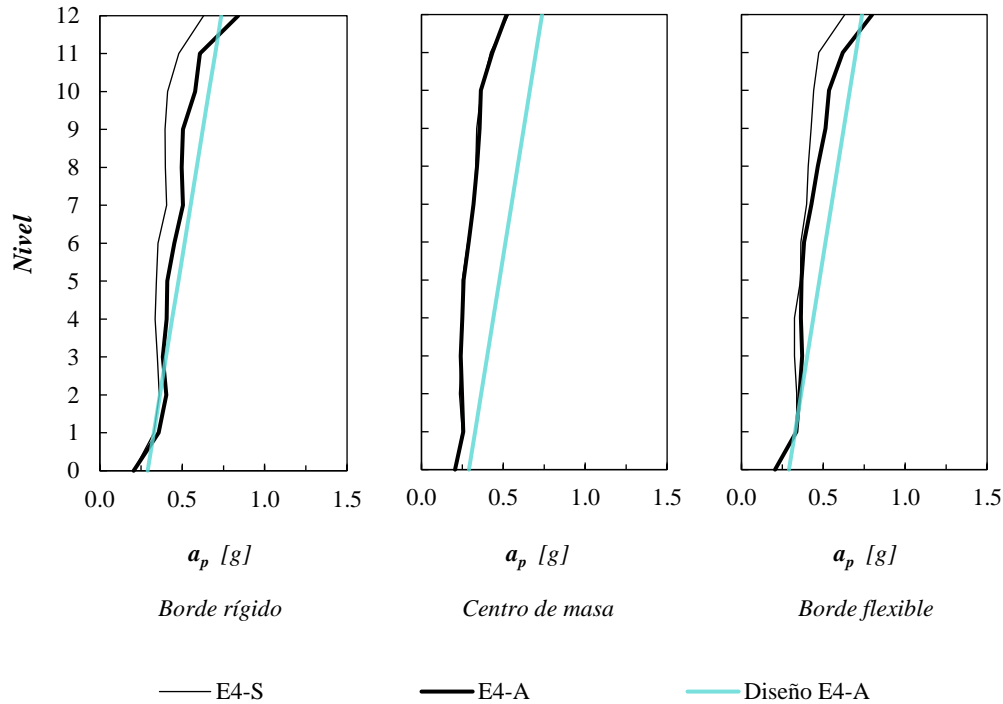


Figura 4.20 Comparativa de aceleraciones de entrepiso máximas absolutas en los edificios diseñados con $Q = 4$

4.3.5 Fuerza cortante de entrepiso

En la Figura 4.21 (a) se presenta el perfil de la fuerza cortante de entrepiso, en E4-S, E4-A, el perfil corresponde al valor promedio de los seis registros sísmicos se incluye el perfil empleado en el diseño del edificio asimétrico Vu E4-A, así como los perfiles de fuerzas máximas esperados empleando el primer y segundo modo V12 E4-A, como se explicó en el apartado 4.2.5. El perfil de E4-A es ligeramente mayor que el de E4-S con diferencias de sólo 10% en niveles inferiores; a pesar de que el primero tuvo un incremento en sus acciones de diseño por irregularidad, el número de muros así como los requisitos mínimos de acero provocan que la respuesta no sea tan distinta, por otro lado, el cortante máximo que se desarrolla en los entrepisos es más del doble de lo que se ha empleado en el diseño, esta tendencia es más notoria hasta la mitad de la altura y se atribuye a la influencia de modos superiores en la respuesta no lineal. El valor máximo estimado tiene una aproximación apropiada, salvo los niveles inferiores, con diferencias menores a 13%.

En la Figura 4.21 (b) se puede ver el perfil de fuerzas laterales que provocan el cortante basal máximo, como se observa los perfiles obtenidos del análisis no lineal en E4-S, E4-A son similares, a excepción de los últimos niveles, donde E4-A experimenta fuerzas hasta 50% mayores. En esta figura es más notorio el efecto de los modos superiores en la respuesta no lineal, ya que el perfil difiere sustancialmente de la distribución sensiblemente triangular empleada en el diseño, esta misma distribución es la que se usa en la estimación del cortante máximo, lo que explica las diferencias encontradas en los niveles inferiores.

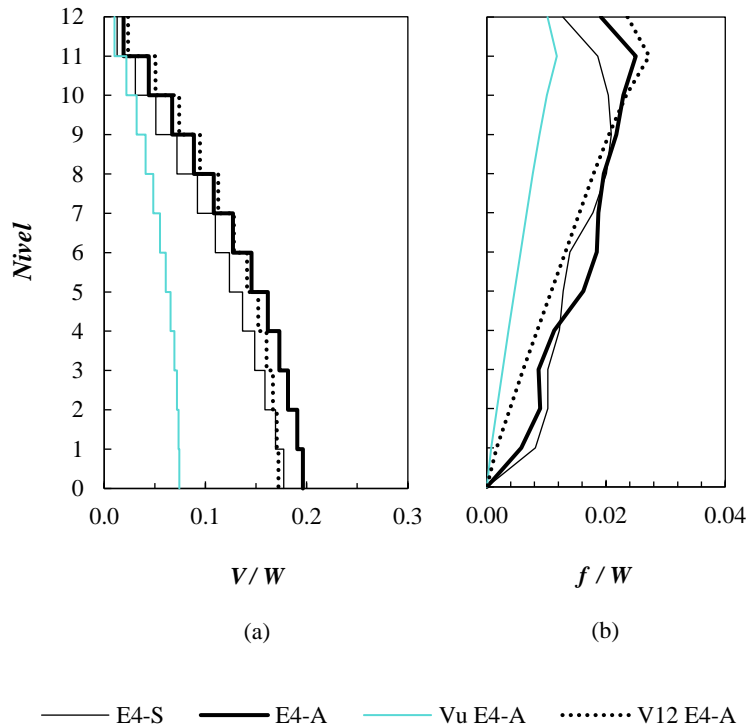


Figura 4.21 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 4$:
 (a) Cortante de entrepiso, (b) Fuerza de entrepiso

4.3.6 Momento de volteo por entrepiso

La Figura 4.22 (a) presenta la distribución de momento de volteo por entrepiso, el perfil de E4-S, E4-A se deriva del promedio de los análisis no lineales, adicionalmente se incluye el perfil empleado en el diseño del edificio asimétrico Mu E4-A además de la estimación empleado en primer modo M1 E4-A, según lo mencionado en el apartado 4.2.6. Se observa que la respuesta no es sensible a los efectos de asimetría en E4-A ya que el perfil en este, tiene diferencias poco significativas en relación a E4.S; los valores de diseño de este parámetro son menores a la mitad de lo que obtenido en el comportamiento no lineal, esta tendencia es prácticamente uniforme en toda la altura, lo que indica poca influencia de modos superiores. La estimación hecha con el primer modo es representativa de lo que ocurre en el intervalo no lineal, con una diferencia máxima del 14%.

Por otro lado, la Figura 4.22 (b) muestra los perfiles de fuerzas laterales que definen el momento máximo en la base, en E4-A se dan variaciones irregulares en altura, sin embargo, la configuración es sensiblemente triangular en altura, este perfil muestra tendencias similares al empleado en el diseño y en la estimación del momento máximo empleando el primer modo; este último difiere del máximo en E4-A, lo que se atribuye a un cambio en las forma fundamental de vibrar durante el comportamiento no lineal.

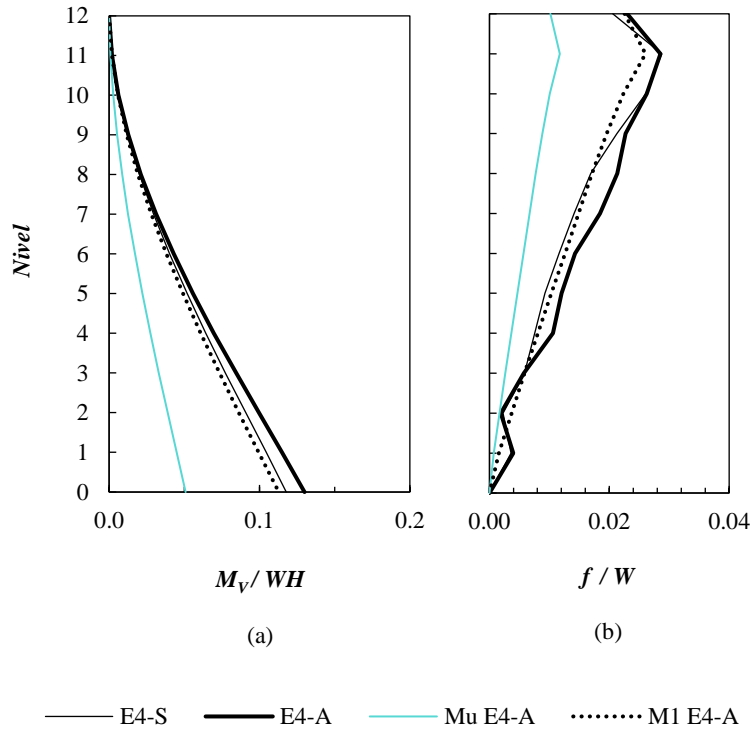


Figura 4.22 Comparativa de cargas laterales máximas para los edificios diseñados con $Q = 4$:
 (a) Momento de volteo, (b) Fuerza de entrepiso

4.3.7 Curvas de un análisis estático no lineal

Al igual que para los sistemas diseñados con $Q=2$, se decidió desarrollar un análisis estático no lineal para conocer algunos parámetros de interés en ambas estructuras, estas curvas no fueron empleadas para abordar la relación demanda-capacidad debido al fenómeno de torsión que presenta el edificio E4-A. Así, los parámetros de interés se utilizan para revisar algunos datos de los análisis dinámicos no lineales, incluyendo una estimación de la demanda de ductilidad de desplazamiento.

Las curvas mostradas en la Figura 4.20 son idealizaciones en 1gdl de la curva del edificio E4-A, estas se han derivado empleando propiedades dinámicas elásticas, una distribución de carga lateral similar al primer modo de vibrar, así como un desplazamiento definido en el centro de masa, la deformación lateral de control en la azotea fue tal que produjera una distorsión de entrepiso de 2% similar al valor de diseño. En la Figura 4.23 (a) se ha empleado una idealización bilineal y en 4.23 (a) una elastoplástica, si bien las NTC-Sismo 2017 basan sus criterios en sistemas elastoplásticos, el comportamiento de los edificios en estudio difiere de estos.

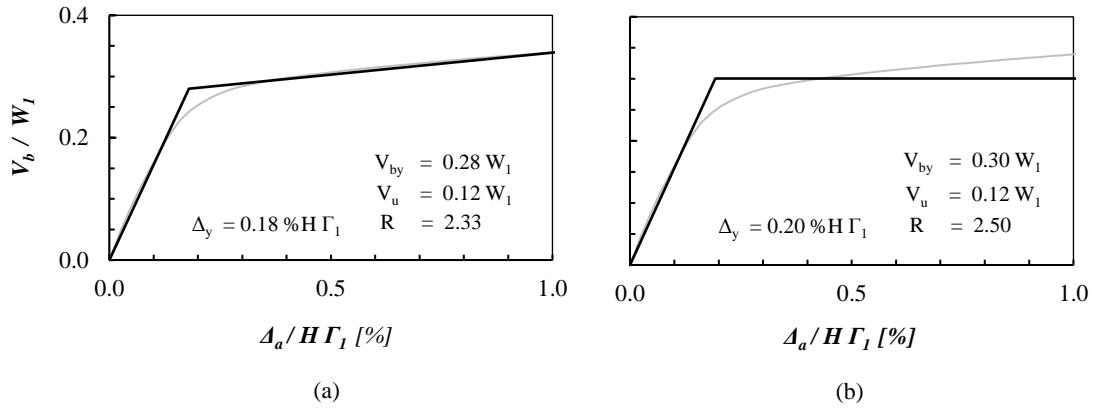


Figura 4.23 Curva de capacidad obtenida mediante un análisis estático no lineal en edificio E4-A:
 (a) Aproximación bilineal, (b) Aproximación elastoplástica

En la Tabla 4.2 se resumen algunos de los parámetros de interés, el periodo efectivo T_e es similar en ambos edificios, por lo que puede asumirse que estos tienen propiedades dinámicas similares, la diferencia más significativa se da en el cortante, donde el valor de E4-A es 25% mayor (téngase en cuenta que w_l difiere en ambos sistemas), a pesar de la idealización bilineal empleada el valor de R es similar al 2.5 empleado en el diseño en ambos edificios. Debido a que E4-A presenta un incremento en su capacidad a la fluencia, se espera que las demandas de ductilidad de desplazamiento sean menores en este sistema.

Tabla 4.2 Parámetros obtenidos de un análisis estático no lineal en los edificios diseñados con $Q=4$

Clave	E4-A	E4-S
T_e	1.04 s	1.08 s
Γ_1	1.42	1.43
W_1	0.65W	0.72W
Δ_y	0.18 %H Γ_1	0.16 %H Γ_1
V_{by}	0.28 W_1	0.19 W_1
V_u	0.12 W_1	0.08 W_1
R	2.33	2.11

4.3.8 Curvas globales fuerza cortante – desplazamiento

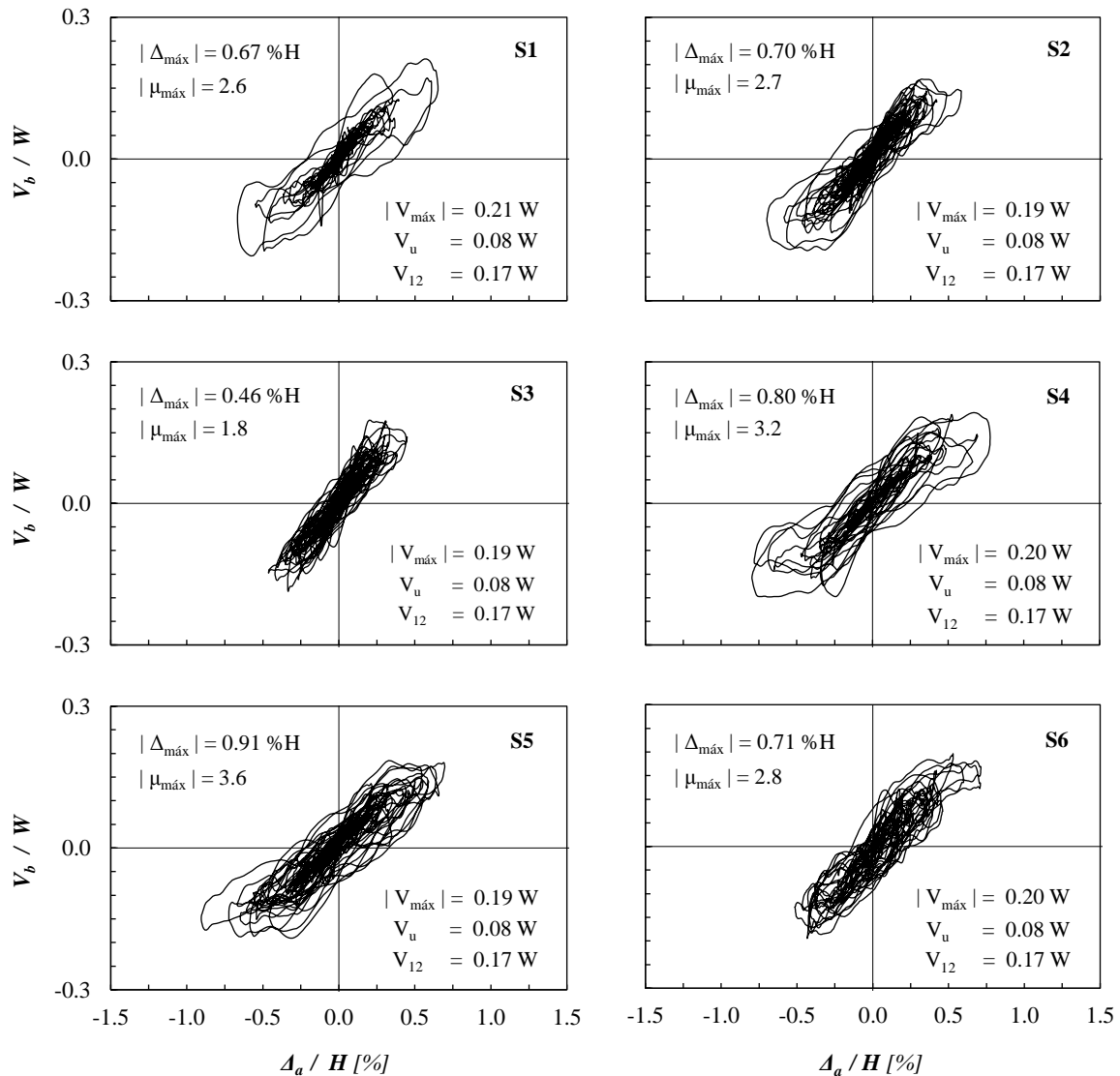


Figura 4.24 Respuesta global cortante basal- desplazamiento en azotea para el edificio E4-A

En la Figura 4.24 se muestra la respuesta global del edificio E4-A ante los seis registros sísmicos empleados, el punto de referencia en azotea coincide con el centro de masa. La figura muestra una variación importante en la demanda de ductilidad global $|\mu_{\text{máx}}|$, en la forma de los ciclos, así como el número de estos a amplitudes cercanas a la máxima. Todos los registros sísmicos demandan comportamiento no lineal en el edificio, pero a niveles distintos, por ejemplo, el registro S3 demanda una disipación de energía que es menor que la de S5. Se muestra que el cortante basal máximo $|V_{\text{máx}}|$ en cada registro es más dos veces del empleado en el diseño V_u , lo que se asocia al mecanismo de sobrerresistencia en los edificios, así como la influencia de modos superiores en la respuesta no lineal. En general, la estimación de V_{12} proporciona resultados que no difieren en más del 15%. En ningún registro se observa tendencia de degradación de rigidez o resistencia importantes, salvo en S5 donde a una demanda de ductilidad cercana a la de diseño, se observa una pérdida de resistencia lateral, sin embargo, la estabilidad no se ve comprometida.

4.3.9 Curvas globales momento - desplazamiento

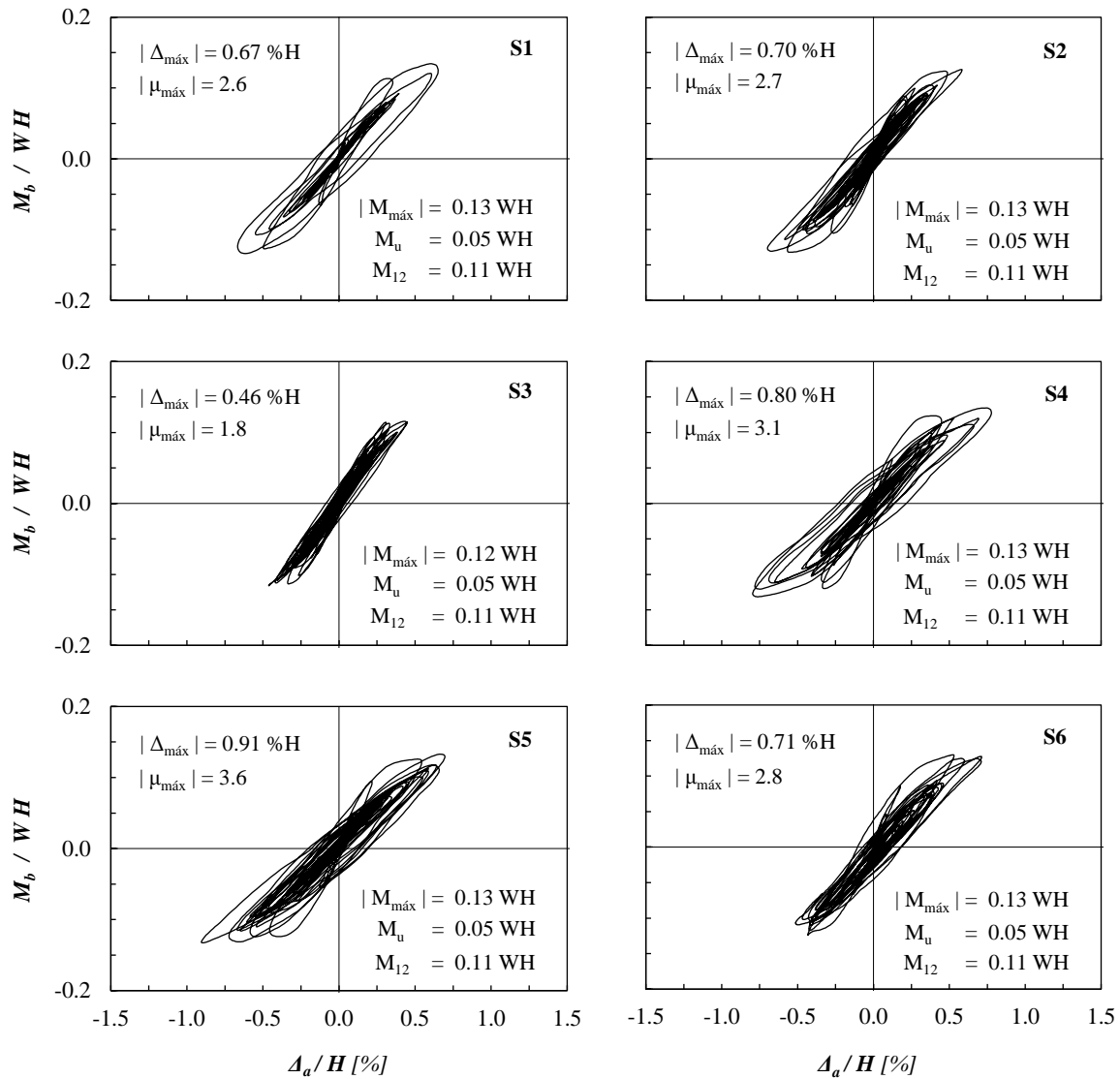


Figura 4.25 Respuesta global momento de volteo basal- desplazamiento en azotea para el edificio E4-A

La respuesta global momento de volteo en la base - desplazamiento en azotea, se muestra en la Figura 4.25 para los seis registros sísmicos. A diferencia de la respuesta cortante-desplazamiento, los ciclos se encuentran más suavizados debido a que estos se ven definidos por la forma modal fundamental. Por otro lado, se muestra que la respuesta es más estable, en el sentido que no es notorio el efecto de degradación de resistencia que indica el registro S5, en la respuesta cortante-desplazamiento, por ello, los ciclos mostrados no son apropiados para definir la demanda y capacidad lateral del edificio. Sin embargo, son de utilidad para evaluar por ejemplo, demandas a la cimentación, en donde se observa que el momento máximo del análisis $|M_{\text{máx}}|$ es más del doble de en el diseño M_u , por lo que es necesario tener en cuenta el incremento de elementos mecánicos al diseñar las cimentaciones, y más aún en zonas cercanas a los elementos sismorresistentes como muros de concreto, en este sentido se muestra que la estimación empleando el primer modo M_1 puede ayudar a obtener demandas aproximadas del comportamiento no lineal.

4.3.10 Demanda de ductilidad de desplazamiento global

La Figura 4.26 muestra en resumen, la demanda de ductilidad de desplazamiento global referida al desplazamiento de la azotea en el centro de masa, condición congruente con el criterio de las normas de diseño sísmico. El desplazamiento de fluencia Δy empleado, coincide con la idealización bilineal de la curva del análisis estático no lineal; como se muestra, la demanda de ductilidad está mejor controlada en el edificio E4-A, que fue diseñado con mayor resistencia lateral.

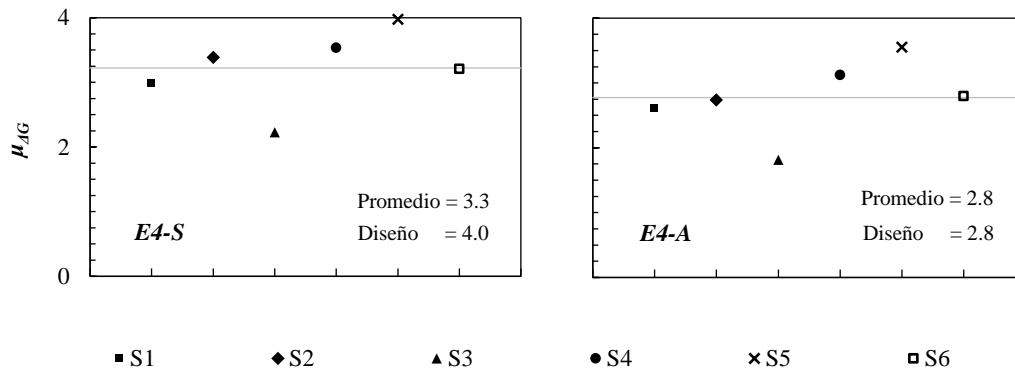


Figura 4.26 Comparativa de demanda de ductilidad de desplazamiento global para los edificios diseñados con $Q=4$

Tomando el factor Q como una medida de la demanda de ductilidad de desplazamiento esperada; al corregir la reducción de fuerzas por ductilidad en $0.7Q'$ se espera que E4-A experimente ductilidad $Q \approx 2.8$, valor que coincide con el promedio de los análisis; sin embargo, nótese que ambos edificios cuentan con un incremento en resistencia lateral debido a la concentración de sismorresistencia en muros, por lo que la demanda podría esperarse menor. Este aumento es notorio en E4-S donde el valor promedio es menor que $Q=4$.

Resulta importante mencionar que las diferencias respecto a los valores esperados en parte de deben a:

- El desplazamiento de fluencia que se ha empleado corresponde a una idealización bilineal y no a una elastoplástica como lo asumen las NTC- Sismo 2017.
- Los valores de sobrerresistencia empleados en el diseño no necesariamente coinciden con los análisis no lineales.

Si bien se demostró que los factores de reducción por ductilidad de los registros son mayores a los de diseño, los dos conceptos anteriores, en parte contrarrestan su efecto. Es importante notar que los valores son una estimación promedio en estructuras asimétricas, dado que elementos en el borde flexible estarán propensos a desarrollar mayores demandas. En el diseño se da un efecto conservador en la estimación de los desplazamientos inelásticos ya que se multiplican los elásticos por Q/Q' , si Q es una medida de la demanda de ductilidad además de incrementar los desplazamientos en $1/0.7$ la estimación también es $4/2.8$ mayor en E4-A, además, la torsión no es tan crítica; esto en conjunto justifica la diferencia tan grande en los resultados.

4.4 Respuesta global de muros de concreto reforzado

Estimación del cortante máximo en muros

Cuando se lleva a cabo un análisis estructural para el diseño, se asume una distribución de fuerzas laterales única, con la cual se determinan los elementos mecánicos de diseño en los elementos. Sin embargo, esta condición no se cumple si se realiza un análisis dinámico no lineal en un sistema con muros.

Analíticamente, así como experimentalmente, Panagiotou, Restrepo y Conte (2011), se ha observado que la distribución de fuerzas laterales difiere significativamente para dos casos característicos: cortante basal máximo y momento de volteo máximo basal; esto invalida la suposición de una distribución de fuerzas única. El efecto más desfavorable en la respuesta se da en el cortante basal máximo, ya que la resultante de las fuerzas laterales tiende a ubicarse en una altura menor que la indicada por el análisis empleado en el diseño. Esto provoca que la cantidad de fuerza lateral requerida para alcanzar la resistencia en flexión de los muros tenga que ser mayor, induciendo una fuerza cortante mayor a la considerada en el diseño.

En un sistema dual, una respuesta dúctil de los muros es de suma importancia, ya que permite disipar la mayor cantidad de energía durante un movimiento sísmico intenso. Por ello, siempre que sea posible deben evitarse modos de falla menos estable, como los de cortante. Con base en los resultados de los análisis dinámicos no lineales, se desarrolla una expresión sencilla para estimar el cortante máximo que puede experimentar un muro con comportamiento no lineal en el que domina la flexión, esta es de la forma

$$V_{me} = \frac{M_{cd}}{M_n} \frac{h_l}{h_v} V_u \quad (4.7)$$

M_{cd} es el momento máximo creíble que puede desarrollar un muro en su base, M_n el momento nominal resistente del muro en la base según las hipótesis de diseño, h_l altura a la que se encuentra la resultante de las fuerzas sísmicas de diseño en el muro, h_v altura que indica la ubicación de la resultante de las fuerzas sísmicas cuando se presenta el cortante máximo en un análisis no lineal, V_u el cortante de diseño estimado en el análisis lineal. Ver Figura 4.27

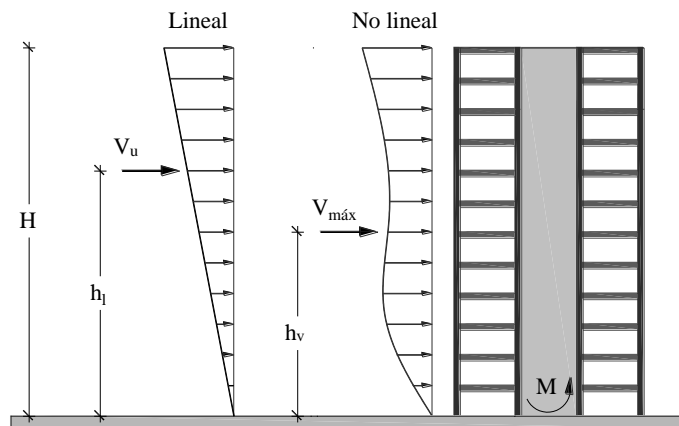


Figura 4.27 Representación de los parámetros para estimar el cortante máximo en muros durante la etapa no lineal

El momento M_{cd} se basa en el trabajo de Iñiguez, Rodríguez y Restrepo (2017), que utiliza una base de datos de ensayos experimentales, estos autores proponen una ecuación para estimar la resistencia máxima que puede alcanzar un muro, esta resistencia toma en cuenta el efecto del confinamiento en el borde de los muros así como las propiedades medidas de los materiales. La ecuación es de la forma

$$M_{cd} = \lambda A_{st} \hat{f}_y l_w \left[\kappa \gamma_e + (1 - 2\kappa) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) \right] + P l_w \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{l_w} \right) \quad (4.8)$$

Para muros con elementos de borde como los empleados en esta investigación se tiene que

$$\frac{x_c}{l_w} = 0.1 \frac{P}{\hat{f}'_c A_g} + 0.01 \quad (4.9)$$

En las expresiones anteriores

- A_g área transversal del muro
- A_{st} área total de acero en la sección
- \hat{f}'_c resistencia medida a compresión del concreto
- \hat{f}_y esfuerzo a la fluencia medido en el acero de refuerzo
- l_w longitud total de muro
- P carga axial que actúa en el muro
- x_c distancia del borde del muro a la resultante de las fuerzas en compresión del concreto
- γ_e factor que toma en cuenta la distancia entre las barras equivalentes de los elementos de borde
- κ fracción del área de acero total que se concentra en el elemento de borde
- λ factor que toma en cuenta el endurecimiento por deformación del acero, igual a 1.15

Dado que en la etapa de diseño es imposible conocer la resistencia de los materiales al momento de la excitación sísmica, se propone emplear las resistencias medias de cada material. Por otro lado, el valor de la carga axial presente en los muros puede variar significativamente durante la etapa de comportamiento no lineal, para estimar apropiadamente el valor del cortante es necesario estimar el valor máximo de P para emplearse en el cálculo de M_{cd} .

En el comportamiento no lineal el eje neutro del muro deja de coincidir con eje geométrico de la sección, generando una deformación que difiere de un extremo a otro. En la figura 4.28 se muestra el efecto, en la interacción con el resto de la estructura. En el extremo A la elongación es mayor por ser en tensión, mientras que en B es mucho menor en compresión, esto origina que el elemento que llega al borde A experimente elementos mecánicos mayores que los del elemento en B, induciendo una fuerza de compresión en el muro distinta a la de diseño debido a que la fuerza cortante no se contrarresta en ambos extremos del muro según ocurre en un análisis elástico lineal cuando los elementos a cada lado del muro tienen la misma geometría. Este comportamiento no sólo se da en los elementos que concurren en el plano del muro, sino que también afecta a los elementos normales al plano, según se muestra.

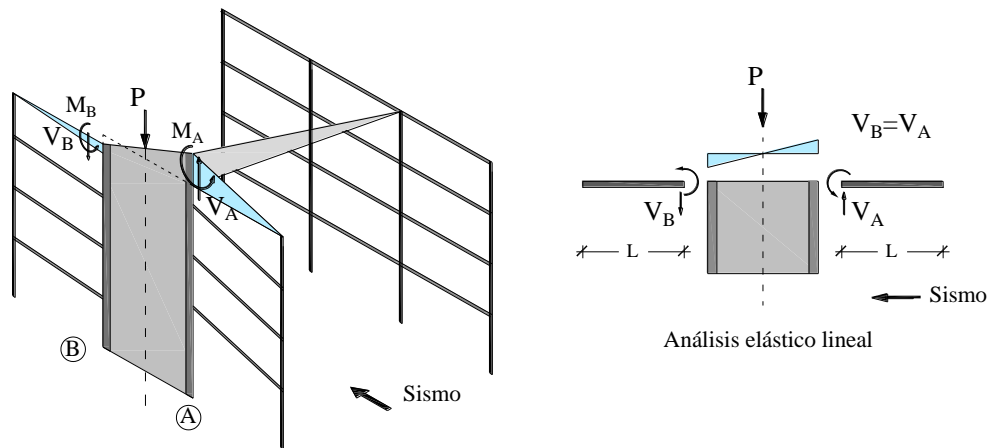


Figura 4.28 Interacción de un muro de concreto con comportamiento no lineal

De los análisis no lineales es posible obtener la relación entre la carga axial máxima y la carga axial de diseño $P_{m\acute{a}x} / P_u$ en los seis registros sísmicos. Por congruencia con la investigación, se eligen dos muros en cada edificio asimétrico, uno de ellos en el borde rígido y otro, el más cercano al borde flexible; en edificios simétricos se toma sólo un muro de borde. La Figura 4.29 muestra los cocientes obtenidos en los muros elegidos. Este cociente varía según la ubicación del muro, lo que en parte se debe a que aquellos de borde tienen inicialmente una carga axial menor. Se observa que la variación registro a registro no es importante.

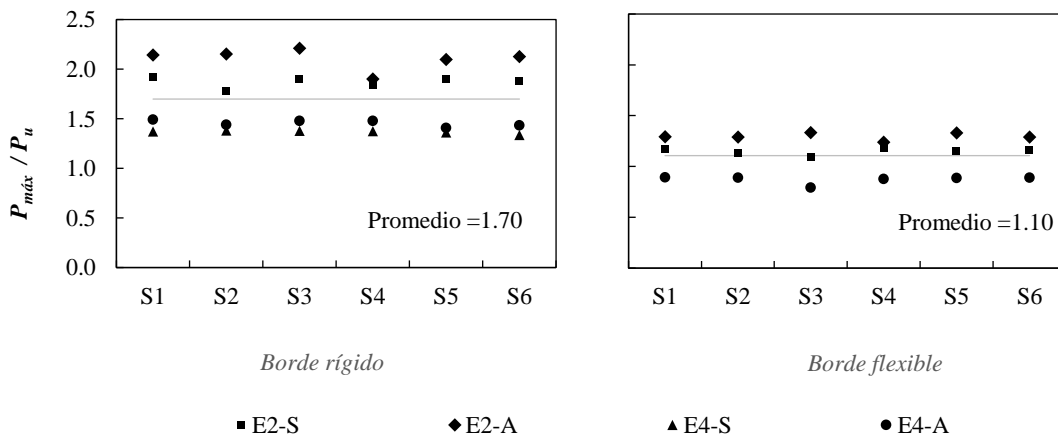


Figura 4.29 Variación del cociente carga axial máxima/diseño para los muros en estudio

Por otro lado, es posible obtener una relación h_v/H para los seis registros sísmicos en los muros elegidos, este cociente se muestra en la Figura 4.30, en esta, los valores en gris corresponden a los muros cercanos al lado flexible; se puede observar que la distribución de fuerzas sensiblemente triangular que se emplea en el diseño, pierde validez en el comportamiento no lineal, dado que la resultante de las fuerzas laterales tiende a concentrarse a la mitad de la altura. El valor promedio es similar al obtenido experimentalmente en Panagiotou *et. al.* (2011).

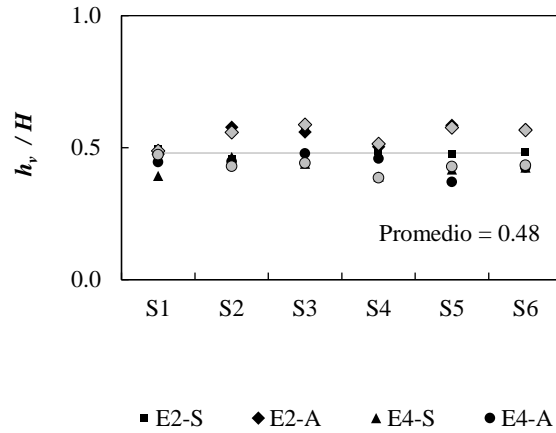


Figura 4.30 Variación del cociente altura efectiva a cortante/altura total del edificio para los muros en estudio

Con base en los valores medios obtenidos se propone $h_v = 0.5H$, además, asumiendo una distribución sensiblemente triangular en el análisis lineal se propone $h_l = 0.7H$, así, la ecuación 4.7 se reescribe como

$$V_{me} = \frac{M_{cd}}{M_n} \frac{0.7H}{0.5H} V_u = 1.4 \frac{M_{cd}}{M_n} V_u \quad (4.10)$$

En esta ecuación será necesario emplear un momento creíble M_{cd} calculado con una carga axial estimada como $P = 1.7P_u$ para muros de borde y $P = 1.1P_u$ para muros internos.

Desplazamiento de fluencia estimado en muros

Con el fin de conocer de manera aproximada la demanda de ductilidad de desplazamiento que se da en los muros de los edificios, se propone estimar un desplazamiento de fluencia medido en la azotea. La figura 4.31 muestra una idealización de un sistema dual con muro de concreto, en este tipo de sistemas la distribución de momentos en el muro es similar al diagrama (1); al interactuar con los marcos, el muro de altura H se flexiona en un modo curvatura doble con un punto de inflexión localizado a una altura h_i ; si partimos de que la sección se puede representar con una rigidez a flexión EI la curvatura a lo largo del muro tendrá la misma distribución. Es posible aproximar el diagrama (1) según se muestra en el diagrama (2), en este se mantiene el área del sector inferior de (1) según lo encontrado en los análisis, así, partiendo del teorema área momento, el desplazamiento de fluencia en la azotea se calcula como

$$\Delta_y = \frac{4}{5} \phi_y \frac{h_i}{2} \left(H - \frac{h_i}{3} \right) \quad (4.11)$$

El punto de inflexión en edificios de menos de 12 niveles con sistemas duales típicos se puede suponer con buena aproximación a la mitad altura, sustituyendo en la ecuación 4.11, $h_i = H/2$, se obtiene la estimación del desplazamiento de fluencia como:

$$\Delta_y = \frac{4}{5} \phi_y \frac{H}{4} \left(H - \frac{H}{6} \right) = \phi_y \frac{H^2}{6} \quad (4.12)$$

En las ecuaciones anteriores

ϕ_y : curvatura de fluencia de un muro, se calcula a partir de un diagrama momento curvatura

h_i : punto de inflexión del diagrama de momentos

H : altura total del muro de concreto

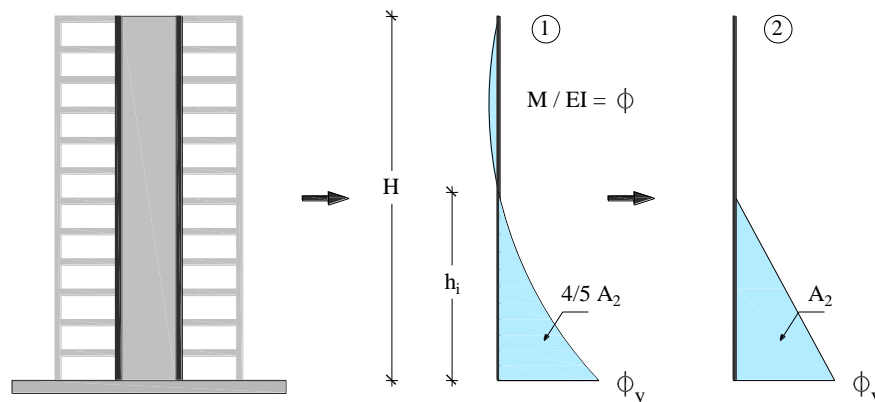


Figura 4.31 Parámetros para estimar el desplazamiento a la fluencia de un muro en un sistema dual

4.4.1 Edificio asimétrico diseñado con $Q=2$

Fuerza cortante en muros de concreto

En la figura 4.32 se presenta la respuesta a fuerza cortante en dos muros característicos del sistema asimétrico E2-A, estos son los muros más alejados con respecto al centro de masa en el lado rígido y en el lado flexible. Se muestra el perfil promedio de los análisis no lineales, el perfil máximo $V_{m\acute{a}x}$, el cortante de diseño V_u , el perfil del cortante máximo esperado V_{me} obtenido al amplificar el perfil de diseño por un factor V_{me} / V_u y por último, el cortante nominal resistente V_n , este último calculado según las NTC-Concreto 2017 empleando propiedades medias de los materiales. En este caso se ha incluido la respuesta máxima debido a que las NTC-Sismo 2017 requieren que la resistencia a cortante de los elementos sismorresistentes sea revisada contra las demandas máximas sólo si se emplean análisis dinámicos no lineales. Aquí se da una contradicción importante debido a que en un análisis para el diseño se permite trabajar con demandas derivadas del análisis para el diseño por cortante de los muros de concreto.

Como se observa, la fuerza cortante que se da en el comportamiento no lineal es más de dos veces el valor de diseño en los niveles inferiores del muro en el lado rígido, mientras que en lado flexible es 1.5 veces mayor; esto se atribuye a los mecanismos de sobrerresistencia en el edificio, en los que se incluye un valor de carga axial mayor que el supuesto en el de diseño. El cortante nominal resistente no es suficiente para resistir las acciones máximas, principalmente en los dos primeros niveles, donde los valores de demanda son entre 10-30% mayores a V_n , por ello, es conveniente realizar estimaciones para proporcionar una resistencia mayor durante la etapa de diseño y así asegurar respuestas estables. En este sentido, se muestra que el valor estimado V_{me} brinda valores aproximados que no difieren en más del 15% de la respuesta máxima en los niveles críticos. Los perfiles se muestran sólo hasta el nivel 11 debido a que en el 12 se da una inversión del elemento mecánico por la interacción con los marcos.

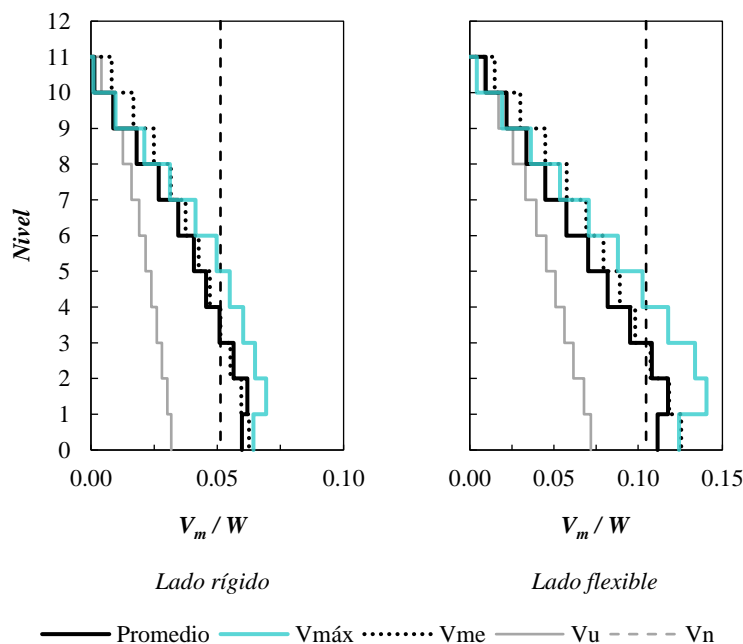


Figura 4.32 Fuerza cortante por entrepiso en muros de concreto del edificio E2-A

Curvas fuerza cortante - desplazamiento

En la figura 4.33 se presenta la caracterización de la respuesta del muro de concreto más cercano al borde rígido ante los seis registros sísmicos. La respuesta de este muro depende ampliamente de las características del movimiento sísmico. Por ejemplo, el registro S1 o S4 demanda una respuesta prácticamente lineal, mientras que S5 produce la respuesta no lineal más significativa., sin embargo, sólo se da en un par de ciclos; esto es de interés ya que en la respuesta global este registro demandaba un mayor número de ciclos a amplitudes máximas. Por otro lado, la fuerza cortante máxima $|V_{m\acute{a}x}|$ es en general 100% mayor que la empleada en el diseño V_u , por otro lado, la estimación del cortante máximo esperado V_{me} proporciona valores que no difieren en más del 10% cuando el muro tiene comportamiento no lineal. Con base en los niveles máximos de desplazamiento a los que se sometió el muro, se establece que no existe una degradación de resistencia o rigidez significativa denotando que el muro cuenta con mayor capacidad de deformación que la demandada por los registros sísmicos utilizados en la evaluación.

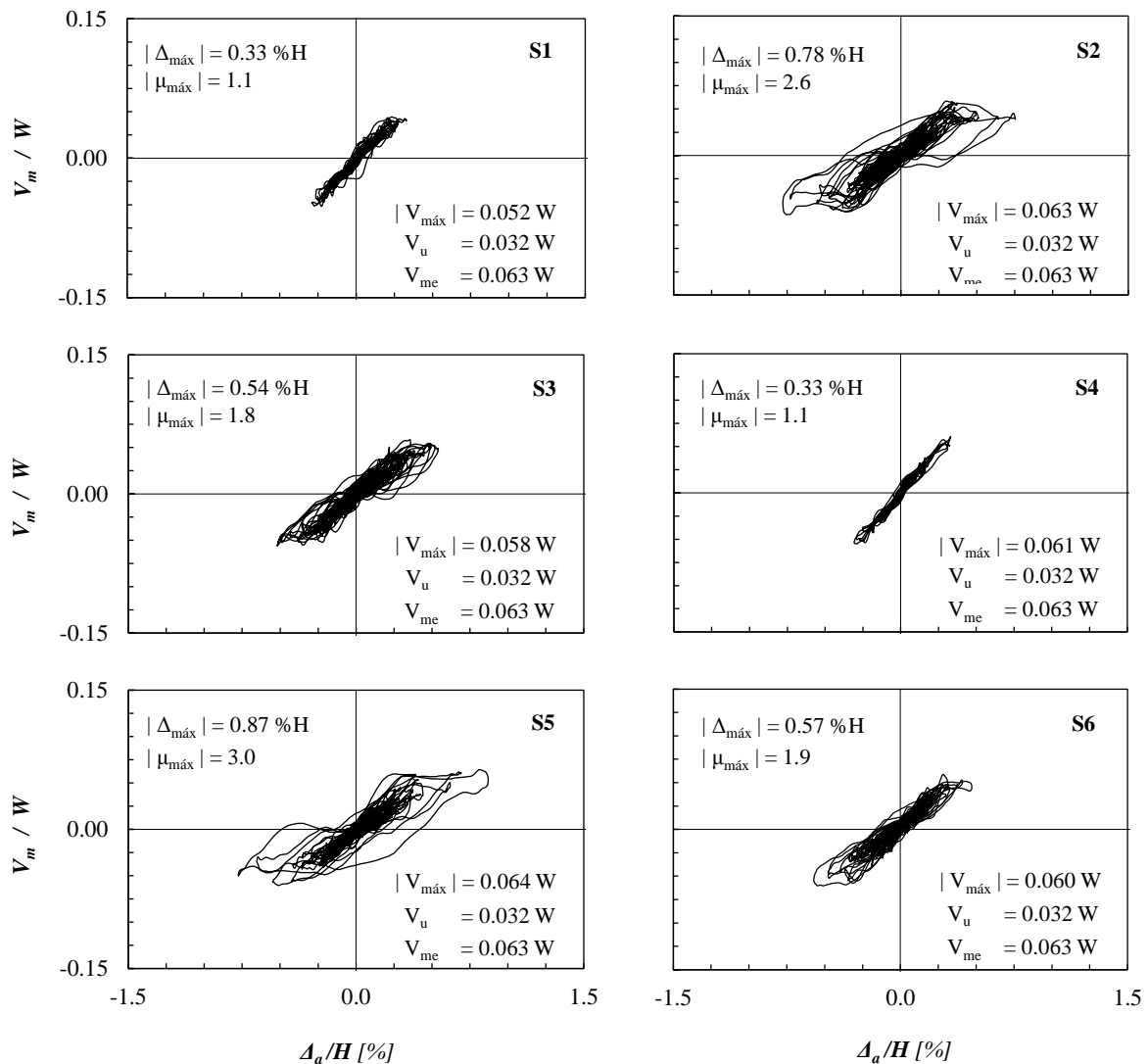


Figura 4.33 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos:
Muro lado rígido E2-A

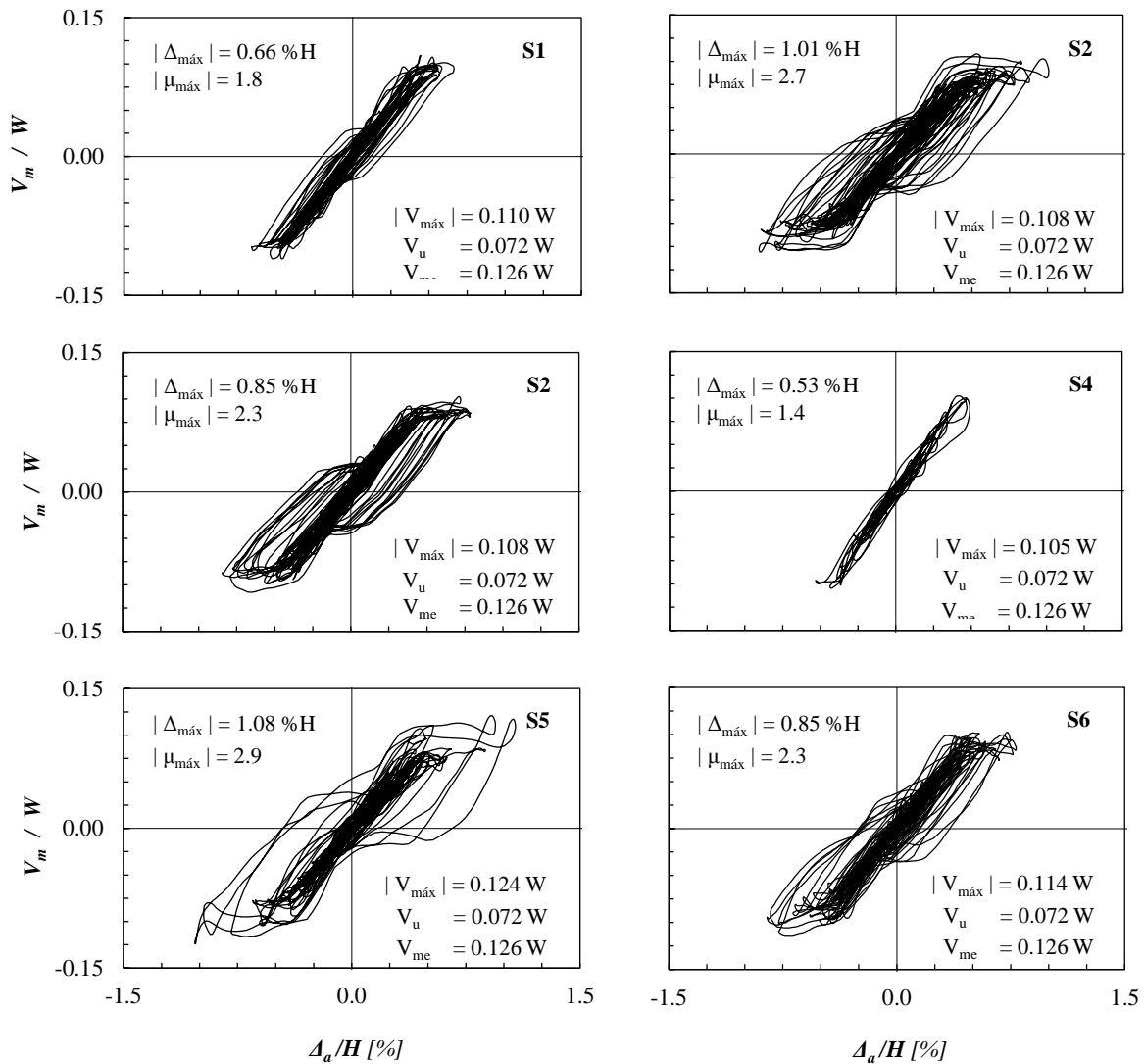


Figura 4.34 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado flexible E2-A

Al igual que para el muro en lado rígido, la figura 4.34 muestra la respuesta local en el muro más cercano al borde flexible, como es evidente, este muro está sometido a demandas superiores, además, experimenta un mayor número de ciclos a amplitudes grandes, lo cual indica que la respuesta global depende en gran medida de la que se desarrolla localmente en los muros del lado flexible. La demanda máxima de fuerza cortante $|V_{m\acute{a}x}|$ es entre 50-70% mayor que el valor de diseño V_u , mientras que el valor máximo estimado V_{me} proporciona valores que son en general 15% mayores, encontrándose del lado de la seguridad.

Si bien las demandas de desplazamiento no son excesivamente mayores que las del muro en lado rígido, la demanda de disipación de energía es mucho mayor en el muro del lado flexible debido a la resistencia y rigidez lateral que se le proporcionó en el diseño. Según se observa, en ningún registro sísmico el muro experimenta una pérdida de rigidez o resistencia notoria, lo que además de resultar en una respuesta estable indica que se cuenta con una reserva de capacidad lateral.

Demanda de ductilidad de desplazamiento

La figura 4.35 resume la demanda de ductilidad obtenida en los muros más cercanos a los bordes del edificio E2-A, MCR indica el muro del lado rígido, mientras que MCF es aquel en el lado flexible, además, se muestra la demanda global obtenida al centro de masa del edificio E2-A en cada registro. Es necesario reconocer que la estimación de la demanda de ductilidad presenta dificultades debido a la definición del desplazamiento de fluencia, sin embargo, bajo las consideraciones de este trabajo, proporciona una idea de lo que ocurre en la respuesta no lineal de los edificios estudiados. A pesar de que el muro en el lado flexible cuenta con mayor capacidad lateral, las demandas son entre 20-50% mayores que las de aquel en el lado rígido, lo que su vez depende de la irregularidad torsional que se da en el edificio. Si bien se trata de un sistema dual, la respuesta global durante el comportamiento no lineal de E2-A depende sustancialmente de los muros de concreto y en menor grado de los marcos a momento.

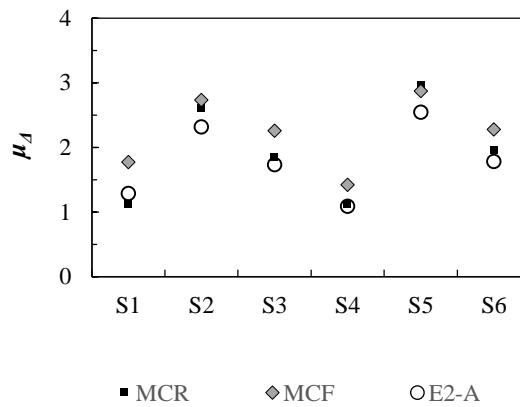


Figura 4.35 Comparativa de la demanda de ductilidad en muros del edificio E2-A

4.4.2 Edificio asimétrico diseñados con $Q=4$

Fuerza cortante en muros de concreto

Los perfiles de fuerza cortante estimados en los dos muros de la dirección corta del edificio asimétrico E4-A se muestran en la figura 4.36, estos muros se han identificado según su posición respecto al centro de rigidez. En la figura se aprecia que el valor de la fuerza cortante que se da en el comportamiento no lineal es cerca de dos veces del valor empleado en el diseño del muro en el lado rígido, mientras que en el muro del lado flexible es apenas 1.25 veces el valor de diseño, en este caso no se desarrolla una sobrerresistencia importante principalmente por el nivel de carga axial que experimenta el muro en la etapa no lineal, la cual no se incrementó significativamente respecto al valor de diseño. En el muro de lado rígido el cortante máximo es hasta 40% mayor que el nominal resistente V_n en el primer nivel; mientras que aquel en el lado flexible muestra una resistencia mayor que la demanda máxima de los registros sísmicos. Por otro lado, el perfil máximo estimado proporciona valores aproximados en ambos casos, salvo en los dos primeros niveles del muro en el lado flexible, donde la estimación es 35% mayor. Los perfiles sólo se indican hasta el nivel 11 debido a que en el último nivel se da una inversión del cortante debido a la interacción con los marcos.

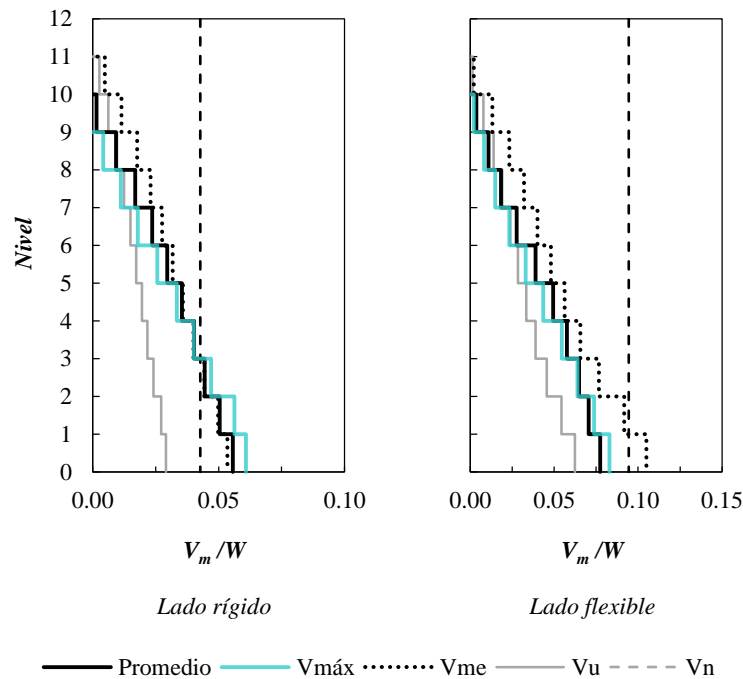


Figura 4.36 Fuerza cortante por entrepiso en muros de concreto del edificio E4-A

Curvas fuerza cortante – desplazamiento

La respuesta global del muro en el lado rígido se muestra en la Figura 4.37, se puede ver por la forma de los ciclos que la influencia de modos superiores en la respuesta no lineal es importante. En este muro todos los registros demandan respuesta no lineal, sin embargo, es notoria la variación en la disipación de energía requerida en cada caso. El número de ciclos a máxima amplitud es en general menor a dos, mientras que el cortante máximo $|V_{\text{máx}}|$ alcanza valores de hasta dos veces el empleado en el diseño debido a los mecanismos de sobrerresistencia; en todos los casos el cortante máximo esperado V_{me} en la sección crítica proporciona valores que en general no difieren en más del 15% respecto a los valores máximos. Se observa que los niveles de deformación que demandan los registros S4 o S5 ocasionan pérdida de resistencia lateral y rigidez; en parte se debe a la cantidad de refuerzo en el elemento, pero también al número de muros en el edificio, lo que en parte justifica el incremento por concentración de sismorresistencia de la normativa.

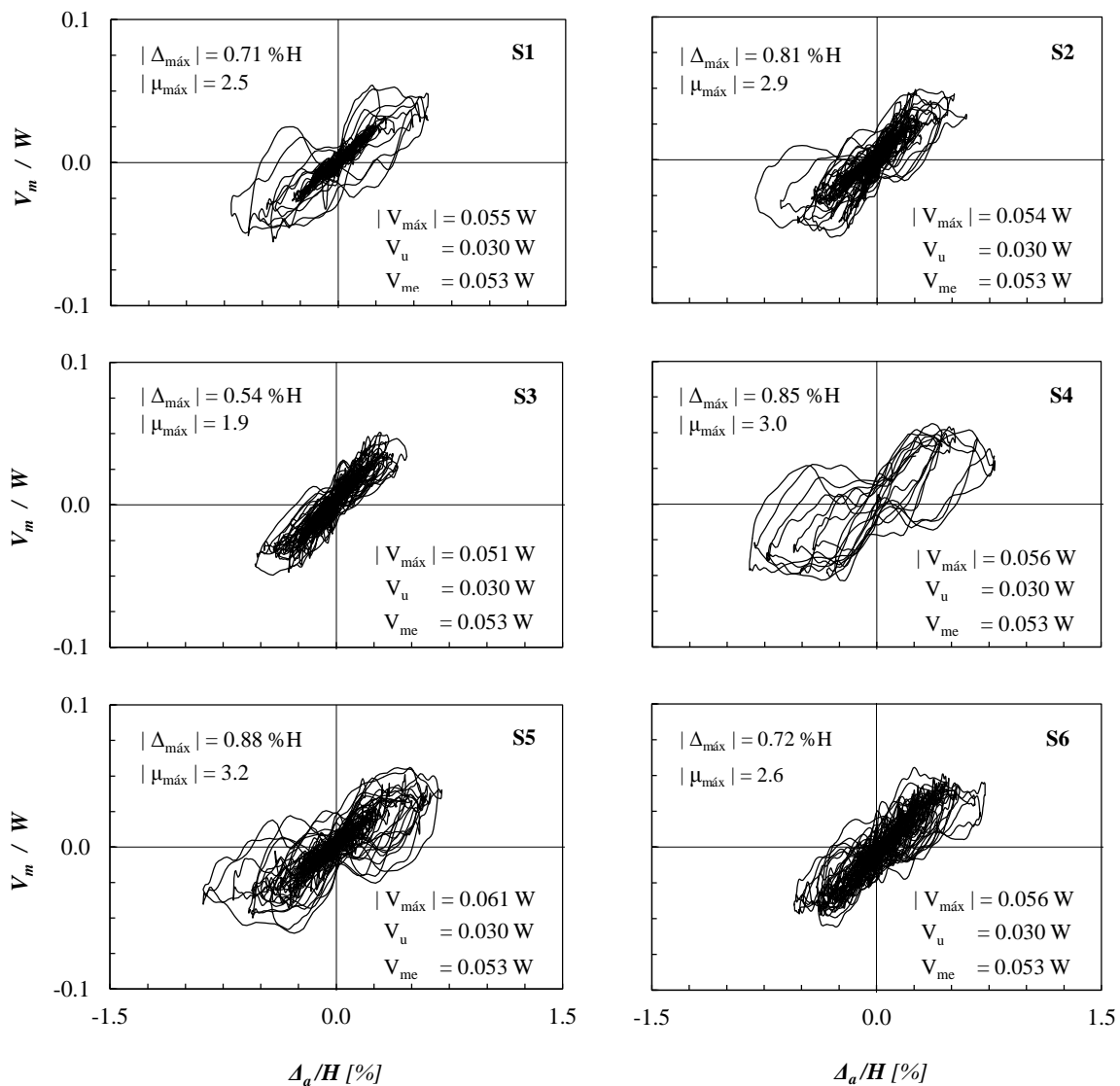


Figura 4.37 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado rígido E4-A

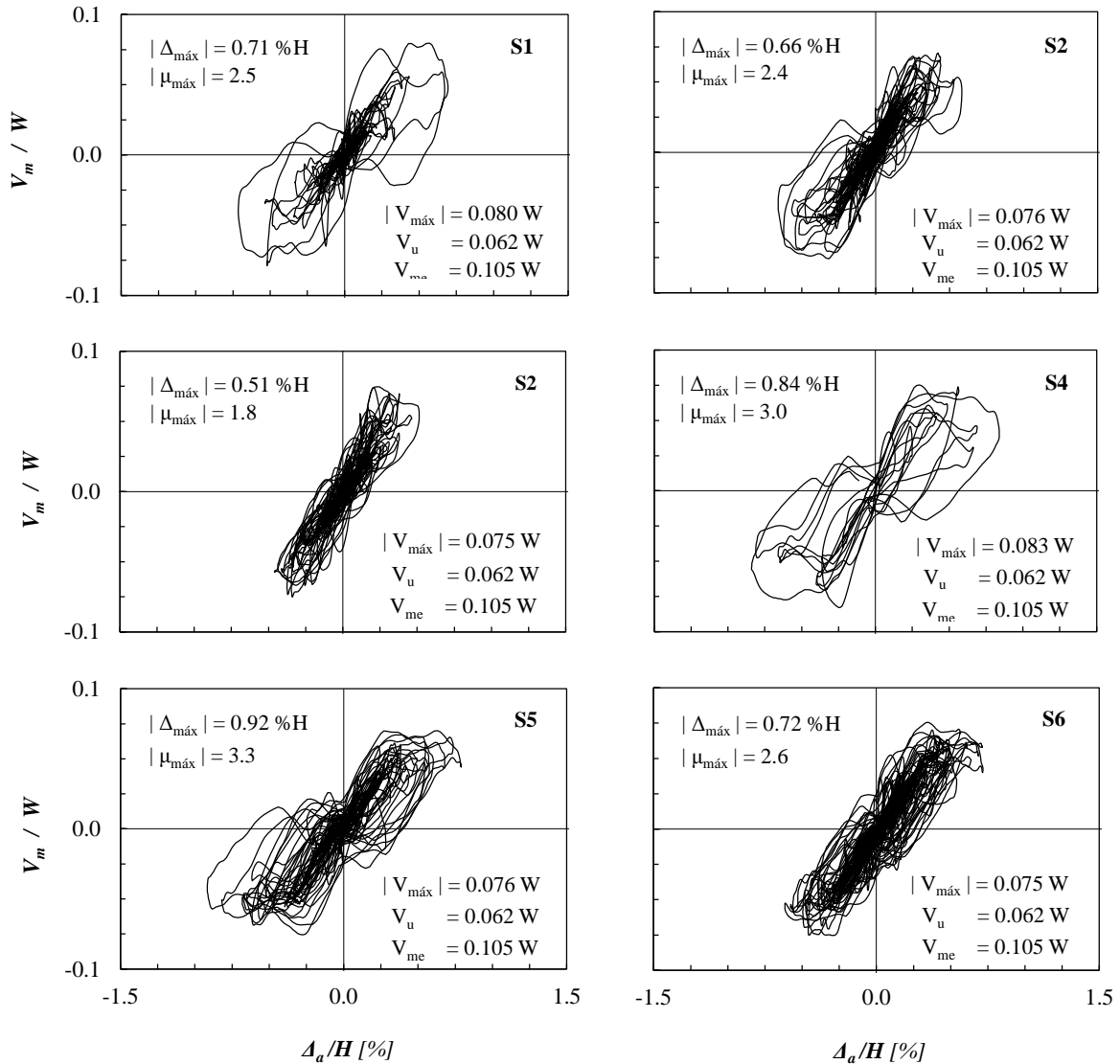


Figura 4.38 Respuesta cortante en la base-desplazamiento en azotea para los registros sísmicos: Muro lado flexible E4-A

En el muro del lado flexible la respuesta mostrada en la Figura 4.38 indica una mayor concentración de la demanda de deformación lateral en este elemento; además del efecto de torsión, la concentración de sismorresistencia en este muro se atribuye a la mayor rigidez con la que cuenta según muestran las ramas iniciales de los ciclos. Es de interés notar que los niveles máximos de deformación que se demandan son similares a los que experimenta el muro en el lado rígido, sin embargo, se da una mayor disipación de energía por el hecho de contar con mayor resistencia y rigidez lateral en el lado flexible. En este caso, el cortante máximo que se desarrolla en el muro $|V_{\text{máx}}|$ es en general 25% mayor que el empleado en el análisis, mientras que el cortante máximo esperado V_{mg} proporciona valores alrededor de 35% mayores que los obtenidos del análisis no lineal. Dado el comportamiento obtenido, podemos decir que la respuesta global de E4.A se define principalmente por la aportación de este elemento. En este muro no se aprecia una disminución de la resistencia o rigidez lateral, denotando una reserva de capacidad lateral, lo que se debe al incremento de demandas laterales que se da en el diseño, producto de la torsión.

Demanda de ductilidad de desplazamiento

La figura 4.39 muestra una comparativa de las demandas de ductilidad de desplazamiento en ambos muros del edificio E4-A, MCR indica el muro en lado rígido, mientras que MCF indica muro en el lado flexible, además, se indica la demanda global en el edificio medida al centro de masa. Si bien se tiene un número mínimo de muros en la estructura, se observa que la respuesta global depende significativamente del comportamiento de estos, los cuales a su vez experimentan demandas similares a pesar de su posición respecto al centro de rigidez. Es de interés notar que la demanda obtenida en MCF se debe principalmente a la resistencia lateral con la que cuenta, de manera que los requisitos de las NTC-Sismo 2017 ayudan a controlar el nivel de la respuesta no lineal en este elemento, sin embargo, eso no significa que ambos muros se dañen igual, pues la energía que debe disipar MCF es mucho mayor.

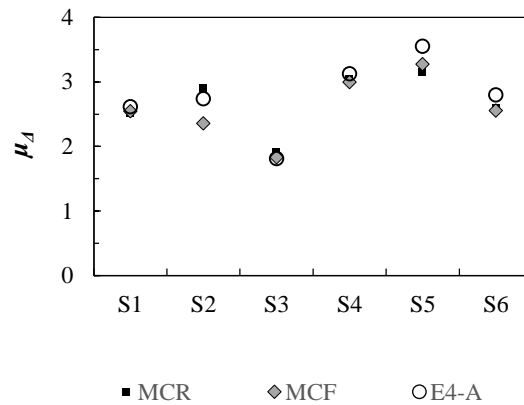


Figura 4.39 Comparativa de la demanda de ductilidad en muros del edificio E4-A

Capítulo 5

Conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros

- Las demandas sísmicas obtenidas en los edificios estudiados muestran variaciones importantes respecto a aquellas estimadas con las NTC-Sismo 2017 en la etapa de diseño. Si consideramos los valores promedio de la respuesta no lineal, generalmente las cantidades obtenidas con la normativa se encuentran del lado de la seguridad en las estructuras asimétricas estudiadas, sin embargo, es importante que el ingeniero de la práctica entienda que las demandas que se calculan durante el diseño empleando la normativa, no son absolutas y son una aproximación a la respuesta sísmica de las estructuras ante movimientos sísmicos.
- Los resultados mostrados en la investigación indican que los efectos de torsión que se generan durante el comportamiento no lineal de los edificios asimétricos estudiados son menores que los derivados de un análisis elástico lineal como el requerido para el diseño. A su vez, este efecto se da a demandas de desplazamiento lateral menores que las estimadas en el diseño sísmico, lo que en parte se debe a la metodología incluida en las NTC-Sismo 2017 para el diseño de estructuras irregulares, ya que el factor de corrección $0.7Q'$ incrementa los desplazamientos en $1/0.7$ para un análisis elástico lineal, sin embargo, este incremento no se ve reflejado en la misma proporción cuando se emplea un análisis dinámico no lineal paso a paso, además de que el factor correctivo no es necesario en este tipo de análisis.
- En las estructuras asimétricas estudiadas, el control de los desplazamientos fue apropiado debido al incremento en las acciones de diseño de estructuras irregulares que la norma requiere, además de incrementar la rigidez lateral, indirectamente limitó la demanda inelástica en los edificios. Sin embargo, algo a tener en cuenta es que cualquier incremento de resistencia debe darse de manera racional, ya que de otro modo, se pueden inducir efectos desfavorables en el comportamiento, al respecto, en sistemas duales se recomienda que cualquier incremento en resistencia lateral se de en proporción a los elementos mecánicos derivados del análisis con las excentricidades de diseño. Como se demostró, de manera simplificada, la distribución de resistencias laterales de la norma, permite ubicar el centro de resistencias entre el centro de rigidez y el centro de masa, mejorando la respuesta no lineal.
- El requisito más relevante para el diseño sísmico de estructuras con problemas de torsión es aquel que solicita que los elementos sismorresistentes a ambos lados del centro de rigidez sean del mismo tipo. Esto marca un avance muy importante en las NTC-Sismo 2017 dado que en sismos pasados los daños más significativos se dieron en edificios de esquina donde la rigidez en las colindancias estaba proporcionada por muros de relleno, mientras que en el lado de calle se contaba con marcos a momento, incluso, con piso débil. Este tipo de estructuración produjo demandas sísmicas elevadas en los elementos de calle, con el posterior colapso en algunos casos.

- Las normas entran en una contradicción cuando requieren que la revisión de la resistencia de muros de concreto ante modos de cortante se revise con las acciones máximas sólo cuando se empleen análisis dinámicos no lineales. Debido a que este análisis en la mayoría de los casos no será obligatorio, las normas permiten que los muros tengan una resistencia a cortante menor que la requerida por capacidad, afectando la respuesta estable de las estructuras.
- Se considera necesario que las NTC-Concreto 2017 modifiquen las especificaciones para el diseño por cortante de muros de concreto a fin de lograr un comportamiento apropiado de estos elementos, esto permitirá ser congruentes con los requisitos de un análisis dinámico no lineal. Si bien en marcos de ductilidad alta se dan recomendaciones al respecto, no existen recomendaciones para el diseño por cortante de muros de concreto reforzado en ningún apartado.

Para el diseño por cortantes, se recomienda emplear expresiones como las que se incluyen en este trabajo, con el fin de estimar mejor las demandas ante estos modos de falla. Así, será posible proporcionar una resistencia superior a la que demanda el análisis elástico lineal.

- La mayoría de los requisitos de diseño sísmico están basados en idealizaciones de sistemas de un grado de libertad, facilitando la introducción de conceptos como el de demanda de ductilidad implícito en la definición del factor Q y Q' o como el factor de sobrerresistencia R . Es importante notar que el comportamiento real de un edificio difiere sustancialmente del que consideran las reglas histeréticas empleadas en los análisis de este tipo de sistemas, de manera que se complica la definición de parámetros como el desplazamiento de fluencia o la sobrerresistencia. Si bien son conceptos útiles en la práctica se debe tener en cuenta que no son valores absolutos y su empleo debe darse con reservas.
- Los requisitos incluidos en la norma ayudan a mejorar la respuesta sísmica de las estructuras estudiadas con problemas de torsión, sin embargo, es posible que un mal desempeño se derive por la presencia de muros no estructurales que no se consideran en el análisis; se recomienda que las soluciones arquitectónicas e ingenieriles eviten el uso de mampostería en fachadas o muros de divisorios, ya que en la mayoría de los casos el ingeniero diseñador asume que no existe contacto de la estructura principal con estos elementos y puede estimar una respuesta que difiera sustancialmente de la generada durante un movimiento sísmico. Si bien pueden especificarse detalles de separación apropiados, el problema es que rara vez son respetados estos detalles en la ejecución de las obras, lo que como ya se ha visto en sismos recientes, deriva en una serie de daños no estructurales que interrumpen el funcionamiento de los inmuebles y que en ocasiones, erróneamente, generan dictámenes que requieren la demolición.
- Dada la variabilidad de registro a registro es posible que cualquier estructura se vea sometida a demandas sísmicas mayores que las de diseño, por lo que se recomienda que estas cuenten con una reserva de capacidad de deformación, que bien puede lograrse detallando adecuadamente algunas zonas críticas de los elementos estructurales.

- Con la reciente publicación de las normas de diseño sísmico se dará un incremento en el uso de herramientas para el análisis no lineal, es necesario que el ingeniero de la práctica este familiarizado con las hipótesis de comportamiento de algunos componentes estructurales, así como limitaciones que ofrecen las herramientas disponibles, para ello se recomienda la publicación de ayudas con ejemplos ilustrativos. Además, es deseable contar con expresiones que permitan estimar las demandas en la etapa de comportamiento no lineal a fin de determinar si los resultados obtenidos con el software son razonables, algunas de ellas se han incluido en este trabajo.

Trabajos futuros

Se sugiere que en el futuro se lleven a cabo investigaciones de los siguientes temas:

- Evaluar sistemas estructurales con configuraciones de muros distintas a las empleadas en este estudio.
- Generar un estudio con un enfoque similar al de este trabajo, pero esta vez considerando estructuraciones en donde la asimetría en planta sea del tipo geométrica.
- Realizar análisis en otras zonas sísmicas de la Ciudad de México para identificar posibles diferencias en la respuesta no lineal. Para ello se propone incluir variaciones en el periodo de vibrar modificando la altura de los edificios.
- Se debe hacer uso de otros sistemas estructurales en función de lo que permita la sismicidad de la zona estudiada, estos son: marcos a momento en acero o concreto, sistemas duales de acero con contraventeo concéntrico o excéntrico, así como sistemas con muros de mampostería. Todas las evaluaciones deber ser realizadas empleando análisis dinámicos no lineales paso a paso, ya que permiten mejorar la caracterización del comportamiento.
- Es sumamente importante realizar pruebas experimentales ya que en la literatura no existe evaluación alguna del comportamiento de estructuras asimétricas en planta (salvo algunas que emplean aisladores en la base). Estas pruebas experimentales deben ser representativas de edificios reales diseñados con normativas de diseño sísmico, de esta manera se ayudará a conocer el nivel de seguridad que tienen las estructuras de este tipo.

Referencias

Anagnostopoulos, S. A., Kyrkos, M. T., & Stathopoulos, K. G. (2015). Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art. *Earthquakes and Structures*, 8(2), 305-377.

ASCE (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.

Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa, México, 317 pp.

Bohl, A. G. (2006). *Plastic hinge length in high-rise concrete shear walls*. MASc dissertation, University of British Columbia, Canada, 251pp.

Chandler, A. M., Correnza, J. C., & Hutchinson, G. L. (1994). Period-dependent effects in seismic torsional response of code systems. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120(12), 3418-3434.

Charney, F. A. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of structural engineering*, ASCE, 134 (4), 581-592.

Chopra, A. K., & McKenna, F. (2016). Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(2), 193-211.

Chopra A. K. (2007) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 867 pp.

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1991). Evaluation of torsional provisions in seismic codes. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(12), 3762-3782.

CSI (2016). Perform 3D, Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. *User Guide*, Version 6.

De Stefano, M., Faella, G., & Ramasco, R. (1998). Inelastic seismic response of one-way plan-asymmetric systems under bi-directional ground motions. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 27(4), 363-376.

Duan, X. N., & Chandler, A. M. (1993). Inelastic seismic response of code-designed multistorey frame buildings with regular asymmetry. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 22(5), 431-445.

Escobar, J. A., & Ayala-Milián, A. G. (1998). Yielding seismic response of code-designed single-storey asymmetric structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 27(6), 525-541.

Ghodsii, T., & Ruiz, J. A. F. (2010). Pacific earthquake engineering research/seismic safety commission tall building design case study 2. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1-2), 197-256.

Goel, R. K., & Chopra, A. K. (1993). Seismic code analysis of buildings without locating centers of rigidity. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119(10), 3039-3055.

Iñiguez, M., Rodríguez M. E., Restrepo J. I. (2017). Resistencia a flexocompresión y deformación lateral de muros al inicio del pandeo de barras en muros de concreto reforzado en zonas sísmicas. *Reporte interno Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, 85 pp.

Kolozvari, K., & Wallace, J. W. (2016). Practical nonlinear modeling of reinforced concrete structural walls. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 142(12), G4016001.

Kyrkos, M. T., & Anagnostopoulos, S. A. (2011). An assessment of code designed, torsionally stiff, asymmetric steel buildings under strong earthquake excitations. *Earthquake and Structures*, 2(2), 109-126.

Liao W. (2010). *Performance based plastic design of earthquake resistant reinforced concrete moment frames*. PhD dissertation, University of Michigan, EUA ,184 pp.

Mander, J.B. (1983). *Seismic Design of Bridges*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 503 pp.

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

Miranda, E. (1993). Site-dependent strength reduction factors. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119 (12), 3503-3519.

Moghadam, A. S., & Tso, W. K. (2000). Extension of Eurocode 8 torsional provisions to multi-storey buildings. *Journal of earthquake engineering*, 4(1), 25-41.

NTC-CADEE (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis, Diciembre, pp. 689-700

NTC-Concreto (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis, Diciembre, pp. 372-566.

NTC-Sismo (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis, Diciembre, pp. 44-83.

Ordaz, M., Miranda, E., & Avilés, J. (2003). Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 8(2), 189-207.

Ordaz, M. y Pérez Rocha, L.E. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27 (9), 889-901.

- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Schoettler, M., & Kim, G. (2012). Nonlinear cyclic truss model for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 109(2), 205.
- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., and Conte, J. P. (2011). Shake-table test of a full-scale 7-story building slice. Phase I: Rectangular wall. *Journal of structural engineering*, ASCE, 37(6), 691–704.
- Panagiotou, M. (2008). *Seismic design, testing and analysis of reinforced concrete wall buildings*. PhD Thesis, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, USA, 289 pp.
- Paulay, T. (1997). Are existing seismic torsion provisions achieving the design aims?. *Earthquake Spectra*, 13(2), 259-279.
- Paulay T and Priestley M.J.N (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 767 pp.
- Presland, R. A. (1999). *Seismic performance of retrofitted reinforced concrete bridge piers*. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand, 546 pp.
- Priestley, M. N. J., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia, Italy, 721 pp.
- Rodríguez, M. E., Restrepo, J. I., & Carr, A. J. (2002). Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 693-718.
- Rodríguez, M., & Botero, J. C. (1996). Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México. *Publicación Series Instituto de Ingeniería*, UNAM, México, No. 575.
- Rosenblueth, E., & Gómez, R. (1991). Comentarios y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF, *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM.
- Rosenblueth, E. (1979). Seismic design requirements in a Mexican 1976 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 7(1), 49-61.
- Sedgh, R. E., Dhakal, R. P., & Carr, A. J. (2015). State of the Art: Challenges in analytical modelling of multi-storey shear wall buildings. In *New Zealand Society for Earthquake Engineering Annual Conference (NZSEE2015)*, Rotorua, New Zealand, pO-15.
- Stathopoulos, K. G., & Anagnostopoulos, S. A. (2005). Inelastic torsion of multistorey buildings under earthquake excitations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), 1449-1465.
- Tso, W. K., & Wong, C. M. (1995). Seismic displacements of torsionally unbalanced buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 24(10), 1371-1387.

Tso, W. K. (1990). Static eccentricity concept for torsional moment estimations. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 116(5), 1199-1212.

Tso, W. K., & Ying, H. (1990). Additional seismic inelastic deformation caused by structural asymmetry. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 19(2), 243-258.

Zhu, T. J., Tso, W. K., & Heidebrecht, A. C. (1988). Effect of peak ground a/v ratio on structural damage. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114(5), 1019-1037.