



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

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS ALTOS EQUIPADOS CON
CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CRP) UBICADOS EN LA ZONA DE
LAGO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

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

PRESENTA:
JULIÁN RAÚL GARCÍA GUEVARA

TUTOR PRINCIPAL:
DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX, NOVIEMBRE DE 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

Secretario: DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA

Vocal: DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

1^{er}. Suplente: DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO

2^{do}. Suplente: DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se lo dedico a mi familia, por siempre haberme apoyado y animado desde que tomé la decisión de continuar con mis estudios, a mis hermanos Claudia y Miguel, y especialmente a mis padres, Julián y Kaly. Con su apoyo, todo fue más fácil, gracias por todo.

A mis suegros, Irasema y Manuel, por no dejarme solo en este camino. Este trabajo también es de ellos.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), por permitirme desarrollarme académicamente.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por las facilidades otorgadas para realizar mi trabajo de investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico brindado durante estos dos años de estudio.

Al M.I. Cuauhtémoc Gama Contreras, por haberme facilitado información para realizar mis análisis.

A mis sinodales, por su disposición, por el tiempo invertido, y por sus comentarios para mejorar mi trabajo.

Un agradecimiento especial al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla, por su apoyo incondicional, por la confianza brindada, y por compartir todo su conocimiento para el desarrollo de este trabajo. Se lo agradezco infinitamente.

Por último, a la persona más importante, a Irasema, por su infinita paciencia, apoyo incondicional, por sus ánimos, por soportar estar en otra ciudad para acompañarme en este camino. Sin ella, definitivamente esto no hubiera sido posible, ¡mil gracias!

RESUMEN

Se analizan dos edificios de acero: uno desplantado en la zona de lago de la Ciudad de México, otro en suelo firme. El primero, es considerado edificio alto según las NTC-DS (2017), mientras que el segundo no. Para cada edificio, se analizaron tres casos: el primero a base de marcos momento-resistentes, el segundo con contravientos convencionales (CC) y el tercero con contravientos restringidos al pandeo (CRP). Las estructuras fueron sometidas a ocho movimientos sísmicos que excitaron los modos superiores de vibrar. Posteriormente, se obtuvo la respuesta de cada caso mediante análisis dinámicos no lineales, donde se aprecia la contribución de los modos superiores en la respuesta de los edificios. Se observó que el comportamiento sísmico no queda regido por el primer modo de vibrar sino por los modos superiores. Se compara la respuesta de los distintos casos estudiados, con el fin de comprender los beneficios de los contravientos restringidos al pandeo. También, con base en las observaciones de este trabajo se ofrece una nueva definición de edificio alto. Finalmente, se plantean las conclusiones de este trabajo.

ABSTRACT

Two steel buildings are analyzed: one located in the lakebed area of Mexico City, while the other was located on firm ground. The first is considered a tall building according to the NTC-DS (2017), while the second is not. For each building, three cases were analyzed: the first one with moment-resistant frames, the second one with conventional braces (CB) and the third one with buckling-restrained braces (BRB). The structures were subjected to eight ground motions, in such a way that the higher modes of vibration were excited. Subsequently, the seismic response of each case was obtained by means of nonlinear dynamic analyzes, where the contribution of the higher modes in the response of the buildings was seen. It was observed that the seismic behavior was not governed by the first vibration mode but by the higher modes. The studied cases responses are compared, in order to understand the benefits of using buckling-restrained braces. Also, based on the observations of this work, a new definition of tall building is offered. Finally, conclusions of this work are given.

CONTENIDO

RESUMEN	VII
ABSTRACT	VII
CONTENIDO	IX
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABLAS	XII
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2. CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO	3
1.3. DEFINICIONES DE EDIFICIO ALTO	5
1.4. OBJETIVOS	6
1.5. CONTENIDO DE LA TESIS	7
CAPÍTULO 2. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES	8
2.1. JUSTIFICACIÓN.....	8
2.2. ALCANCES	9
CAPÍTULO 3. ESTADO DEL ARTE	10
3.1. INVESTIGACIONES SOBRE EDIFICIOS ALTOS.....	10
3.2. INVESTIGACIONES SOBRE EDIFICIOS ALTOS EQUIPADOS CON CRP	13
CAPÍTULO 4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN	23
4.1. ESTRUCTURAS ESTUDIADAS	23
4.2. ANÁLISIS DE CARGAS	24
4.3. ESPECTROS DE DISEÑO.....	25
4.4. ANÁLISIS MODAL.....	27
4.5. REVISIÓN DE DISTORSIONES CON ANÁLISIS MODAL.....	28
4.5.1. Revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes.....	28
4.6. DISEÑO DE MARCOS MOMENTO-RESISTENTES.....	30
4.6.1. Trabes	30
4.6.2. Columnas	35
4.7. DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTOS CONCÉNTRICOS.....	43
4.7.1. Contravientos	43
4.7.2. Trabes	46
4.7.3. Columnas	46
4.8. DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO	46
4.8.1. Contravientos restringidos al pandeo	47
4.8.2. Trabes	52
4.8.3. Columnas	55
4.9. MODELADO NO LINEAL	60
4.10. ANÁLISIS NO LINEAL.....	66
4.10.1. Registros sísmicos	67
4.10.2. Respuesta de las estructuras	71
4.11. COMPARACIÓN DE USO DE MATERIALES.....	92
4.12. PROPUESTA DE DEFINICIÓN DE EDIFICIO ALTO	93
CAPÍTULO 5	95
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
5.1. CONCLUSIONES.....	95
5.2. RECOMENDACIONES.....	96
REFERENCIAS	98
APÉNDICE A. ESPECTROS DE RESPUESTA DE CADA ACELEROGRAMA ESCALADO UTILIZADO	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Periodos de estructura desplantada en suelo blando con componente EO de acelerograma de SCT 1985.....	2
Figura 1.2. Corte isométrico de un contraviento restringido al pandeo.....	3
Figura 1.3. Comportamiento histerético de los CRP (adaptada de Guerrero et al., 2016).....	4
Figura 1.4. Visualización de edificio alto tomando en cuenta el contexto.....	5
Figura 1.5. Visualización de edificios tomando en cuenta la proporción.....	6
Figura 2.1. De izquierda a derecha: Torre Mayor, Torre Reforma y Torre BBVA Bancomer (Créditos: Google Maps).....	8
Figura 3.1. Estructuraciones estudiadas, de izquierda a derecha: marcos reforzados con contravientos convencionales (CBF), contravientos mega-escala (MSB) y contravientos restringidos al pandeo mega-escala (MSCRP) (adaptada de Gholipour et al., 2018).....	14
Figura 3.2. Vista en planta y elevación del marco estudiado (adaptada de Sahoo, 2012).....	17
Figura 3.3. Elevaciones de los marcos de 5, 7 17 y 20 niveles (adaptada de Vaseghi et al., 2013).....	18
Figura 3.4. a) Vista en planta; b) secciones transversales; c) elevación del marco en estudio (adaptada de Vaduva et al., 2012).....	20
Figura 3.5. Estructura inicial y estructura rehabilitada (adaptada de Vaduva et al., 2012).....	20
Figura 4.1. Vista en planta de edificio en estudio de 31 niveles.....	23
Figura 4.2. Vista en planta de edificio en estudio de 15 niveles.....	24
Figura 4.3. Vista del programa SASID.....	25
Figura 4.4. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 4$, edificio de 31 niveles.....	26
Figura 4.5. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 2$, edificio de 31 niveles.....	27
Figura 4.6. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 4$, edificio de 15 niveles.....	27
Figura 4.7. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 2$, edificio de 15 niveles.....	27
Figura 4.8. Perfil de distorsiones de análisis modal para revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes, para edificio de 31 niveles.....	29
Figura 4.9. Perfil de distorsiones de análisis modal para revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes, para edificio de 15 niveles.....	29
Figura 4.10. Equilibrio de la viga.....	31
Figura 4.11. Definición de los efectos de segundo orden ($P\Delta$ y $P\delta$).....	38
Figura 4.12. Alzado esquemático de colocación de contravientos concéntricos.....	46
Figura 4.13. Demanda de carga axial en vigas.....	51
Figura 4.14. Demanda de carga axial en columnas.....	52
Figura 4.15. Espectro de respuesta de componente EO de acelerograma de estación JC54 de sismo de 2017.....	68
Figura 4.16. Espectro de respuesta de componente EO ajustado al T2 de acelerograma de estación JC54 de sismo de 2017.....	68
Figura 4.17. Acelerogramas escalados para edificio de 31 niveles.....	69
Figura 4.18. Acelerogramas escalados para edificio de 31 niveles.....	69
Figura 4.19. Acelerogramas escalados para edificio de 31 niveles.....	69
Figura 4.20. Acelerogramas escalados para edificio de 15 niveles.....	70
Figura 4.21. Acelerogramas escalados para edificio de 15 niveles.....	70
Figura 4.22. Acelerogramas escalados para edificio de 15 niveles.....	71
Figura 4.23. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, caso: marcos momento-resistentes.....	72
Figura 4.24. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos.....	72
Figura 4.25. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	73

Figura 4.26. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal	73
Figura 4.27. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes	74
Figura 4.28. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos	75
Figura 4.29. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo	76
Figura 4.30. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal	76
Figura 4.31. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, caso: marcos momento-resistentes	77
Figura 4.32. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos	78
Figura 4.33. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo	78
Figura 4.34. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal	79
Figura 4.35. Ciclos de histéresis en contravientos convencionales en el nivel 23, en edificio de 31 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso	80
Figura 4.36. Ciclos de histéresis en contravientos restringidos al pandeo en el nivel 23, en edificio de 31 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso	80
Figura 4.37. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes	81
Figura 4.38. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos	82
Figura 4.39. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo	82
Figura 4.40. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal	83
Figura 4.41. Ciclos de histéresis en contravientos convencionales en edificio de 15 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso.....	84
Figura 4.42. Ciclos de histéresis en contravientos restringidos al pandeo en edificio de 15 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso.....	84
Figura 4.43. Perfiles de distorsión promedio de cada caso estudiado para edificio de 31 y 15 niveles, para revisión de estado límite de servicio	85
Figura 4.44. Perfiles de distorsión promedio de cada caso estudiado para edificio de 31 y 15 niveles, para revisión de estado límite ante colapso.....	85
Figura 4.45. Historia de desplazamiento en la azotea para el edificio de 31 niveles.....	87
Figura 4.46. Historia de aceleraciones en azotea para edificio de 31 niveles.....	88
Figura 4.47. Carga axial de tensión en contravientos de primer nivel en edificio de 31 niveles.....	89
Figura 4.48. Carga axial de compresión en contravientos de primer nivel en edificio de 31 niveles.....	89
Figura 4.49. Carga axial de compresión máxima en cimentación en edificio de 31 niveles	90
Figura 4.50. Carga axial de tensión máxima en cimentación en edificio de 31 niveles	90
Figura 4.51. Cortante basal en cimentación en edificio de 31 niveles.....	91

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Objetivos de desempeño sísmico (adaptada de Dutta et al., 2009).....	16
Tabla 4.1. Carga muerta adicional.....	24
Tabla 4.2. Cargas vivas	25
Tabla 4.3. Tipos de acero y sus propiedades, caso: marcos momento-resistentes.....	30
Tabla 4.4. Cargas sobre traveses para el caso: marcos momento-resistentes.....	30
Tabla 4.5. Cargas sobre columnas para el caso: marcos momento-resistentes.....	35
Tabla 4.6. Carga axial en columna debida al cortante asociado al momento de articulación plástica (caso: marcos momento-resistentes).....	38
Tabla 4.7. Perfiles utilizados en edificio de 31 niveles para el caso: marcos momento-resistentes	42
Tabla 4.8. Tipos de acero y sus propiedades, caso: marcos con contravientos concéntricos.....	43
Tabla 4.9. Carga axial sobre contravientos, caso: marcos con contravientos concéntricos.....	43
Tabla 4.10. Perfiles utilizados en edificio de 31 niveles; caso: marcos con contravientos concéntricos.....	46
Tabla 4.11. Tipos de acero y sus propiedades, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	47
Tabla 4.12. Carga axial sobre CRP, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	47
Tabla 4.13. Cargas axiales máximas esperadas en contravientos restringidos al pandeo.....	51
Tabla 4.14. Cargas sobre columnas para el caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	56
Tabla 4.15. Perfiles utilizados en edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	60
Tabla 4.16. Perfiles utilizados en edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes	60
Tabla 4.17. Perfiles utilizados en edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos.....	60
Tabla 4.18. Perfiles utilizados en edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	60
Tabla 4.19. Masa en cada nivel, caso: marcos momento-resistentes.....	63
Tabla 4.20. Masa en cada nivel, caso: marcos con contravientos concéntricos.....	63
Tabla 4.21. Masa en cada nivel, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.....	64
Tabla 4.22. Comparación de periodos entre ETABS y OpenSees, para edificio de 31 niveles.....	66
Tabla 4.23. Comparación de periodos entre ETABS y OpenSees, para edificio de 15 niveles.....	66
Tabla 4.24. Límites de altura arriba de los cuales es necesario realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso de acuerdo a las NTC-DS (2017)	67
Tabla 4.25. Acelerogramas utilizados en edificio de 31 niveles.....	67
Tabla 4.26. Acelerogramas utilizados en edificio de 15 niveles.....	70
Tabla 4.27. Comparativa de pesos entre cada estructuración para edificio de 31 niveles	92
Tabla 4.28. Comparativa de pesos entre cada estructuración para edificio de 15 niveles	92
Tabla 4.29. Índice α para edificio de 31 niveles.....	93
Tabla 4.30. Índice α para edificio de 15 niveles.....	93

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Cuando una estructura no está sometida a alguna fuerza externa o a algún desplazamiento de la base, y su movimiento está gobernado solamente por las condiciones iniciales, se considera que se encuentra en vibración libre (Paz, 1992). La vibración libre inicia al perturbar la estructura desde su posición de equilibrio mediante algunos desplazamientos iniciales y/o al impartir algunas velocidades iniciales (Chopra, 2014). El análisis de una estructura en vibración libre proporciona las propiedades dinámicas más importantes de la estructura, como son las frecuencias y modos naturales de vibrar. Los modos de vibrar indican la forma en la que se deforma una estructura. El término «natural» se utiliza en estas propiedades con el fin de enfatizar que son propiedades naturales de la estructura en vibración libre y que solo dependen de su masa y de su rigidez. La primera frecuencia, asociada al primer modo de vibrar, es la frecuencia denominada como frecuencia fundamental de la estructura y es la que presenta el valor más bajo, pues necesita de una cantidad menor de energía para ocurrir. Esta frecuencia está asociada al periodo de mayor duración, llamado también periodo fundamental, que es el tiempo requerido para que la estructura realice un ciclo de movimiento. El periodo es el inverso de la frecuencia. En estructuras bajas, regulares y con comportamiento lineal se ha observado que el movimiento se rige por el modo fundamental. A los modos restantes se les llama modos superiores. Cada modo tiene una deformada (o forma) característica y un periodo de vibrar asociado. Los periodos asociados a los modos de vibrar dependen de la masa y de la rigidez lateral de la estructura, que a su vez dependen de las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales que conforman el sistema estructural. La respuesta de un edificio ante un sismo no solamente depende de sus características dinámicas, sino que depende también del tipo de movimiento sísmico al que es sometido.

Debido a esto, es importante considerar las características de los movimientos y el tipo de suelo en la respuesta sísmica de los edificios. Particularmente, esta tesis se enfocó en los edificios altos que se encuentran desplantados en suelo blando, como en la zona de lago de la Ciudad de México. Para ejemplificar esto, supongamos una estructura alta, regular en planta y elevación, con un periodo traslacional del modo fundamental de $T_1 = 4.5$ s, y un periodo del segundo modo de $T_2 = 2.25$ s. A partir de la componente EO del registro sísmico de la estación SCT (suelo blando) del sismo de 19 de septiembre de 1985, que se presenta en la Figura 1.1, se observa que el periodo del primer modo se encuentra en una zona de ordenadas espectrales bajas (0.075 g), mientras que el modo superior se encuentra en una zona de ordenadas espectrales altas (0.73 g). Esto ocasiona un incremento importante de las demandas sísmicas debido a los modos superiores, que se ve reflejado en un incremento de los desplazamientos laterales de los niveles superiores.

Además de estudiar una estructura alta desplantada en suelo blando, también se propuso el caso de una segunda estructura, pero con menos altura, ubicada en suelo firme. Como se ve a detalle en la sección 4.1, sus características hacen que las demandas sísmicas en el primer modo sean bajas y aquellas en el segundo modo sean altas.

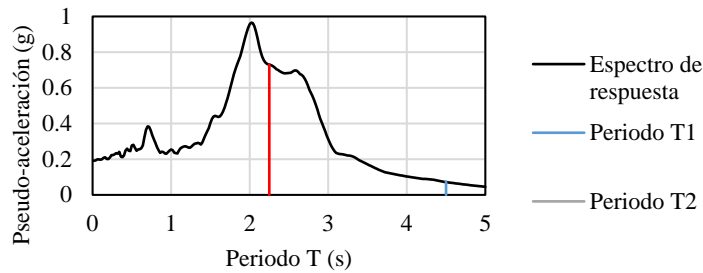


Figura 1.1. Periodos de estructura desplantada en suelo blando con componente EO de acelerograma de SCT 1985

La contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar en sistemas de varios grados de libertad es un problema de gran importancia que afecta el comportamiento y diseño de las estructuras (Maniatakis et al., 2013), y está ligado al tipo de movimiento sísmico y al sistema de resistencia lateral que se utiliza. Para un ingeniero estructural, la selección del sistema de resistencia a la carga lateral para un edificio es una decisión crítica. Si bien es fácil comprender el requisito de seleccionar vigas y columnas para soportar las cargas de gravedad (cargas muertas y cargas vivas relacionadas con la ocupación del edificio), se requiere un sistema lateral para que cualquier edificio resista la carga horizontal. Las cargas laterales consideradas rutinariamente en el diseño son viento y sismo, aunque también son posibles explosiones, inundaciones y tsunamis. El sistema lateral puede ser especialmente crítico cuando el edificio se va a construir en una región donde se espera una actividad sísmica significativa (Marshall, 2014), como es el caso de la Ciudad de México.

En el caso de los edificios de acero, hay disponible una amplia variedad de sistemas de resistencia lateral. Estos sistemas laterales tienen la capacidad de mantener la integridad estructural frente a cargas laterales significativas, desarrollando comportamiento inelástico estable. Uno de los elementos clave para estructuras de acero resistentes a cargas sísmicas es un elemento tipo fusible, disipador de energía, que esté diseñado adecuadamente. La función de este elemento es disipar energía a través de la fluencia durante un sismo sin causar inestabilidad o colapso de la estructura. En marcos momento-resistentes, las vigas y columnas resisten tanto las cargas gravitacionales como las cargas laterales. En este caso, las vigas son los elementos fusibles en los que se espera el comportamiento inelástico. El problema de estos sistemas es que reparar o reemplazar vigas después de un sismo es extremadamente difícil y costoso. El otro tipo común de sistema lateral son los marcos contraventeados. Los tres más comunes son: marcos reforzados con contravientos concéntricos, marcos reforzados con contravientos excéntricos y marcos reforzados con contravientos restringidos al pandeo. En el primero, el elemento fusible son los contravientos. El inconveniente de este sistema lateral es el desequilibrio que existe debido a que los contravientos fluyen a tensión y se pandean a compresión. Por esto, y debido a las cargas cíclicas, es posible llegar a la fractura del elemento (Marshall, 2014). En el sistema de contravientos excéntricos, los contravientos son colocados intencionalmente excéntricos en relación con las uniones del elemento, lo que resulta en una combinación de fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante en ciertos elementos estructurales. El elemento fusible en este caso es la viga a la que llegan las diagonales. Los contravientos excéntricos tienen como inconveniente que el reemplazo de la viga es más difícil y costoso que reemplazar la diagonal (Marshall, 2014). El otro tipo de sistema de marcos contraventeados son los marcos reforzados con contravientos restringidos al pandeo, CRP, (también conocidos como BRB, por sus siglas en inglés de buckling-restrained braces) en los cuales se enfoca este trabajo de investigación.

1.2. CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

Aunque los sistemas de contraviento tradicionales aportan a la estructura sismo-resistente una gran resistencia y rigidez lateral de manera económica, su comportamiento ante cargas cíclicas no es muy estable (Coeto, 2010). Ni siquiera los detalles y recomendaciones de diseño más modernos han sido capaces de controlar siempre el daño estructural excesivo en este tipo de sistemas cuando se les sujeta a excitaciones sísmicas severas (Bertero et al., 1994).

Desde principios de los años ochenta, se han desarrollado contravientos restringidos contra pandeo, que son dispositivos estructurales que tienen un comportamiento histerético equilibrado (Coeto et al., 2010). Es decir, una resistencia similar en tensión y compresión, y es uno de los pocos disipadores manufacturados con materiales de uso común en la industria de la construcción (Marshall, 2014). Estos sistemas laterales tienen la capacidad de mantener la integridad estructural frente a cargas laterales significativas y tener un comportamiento altamente dúctil. Además, remplazar este tipo de dispositivos no interrumpe la funcionalidad de la estructura y no requiere mano de obra altamente calificada para la instalación. La rigidez de un contraviento restringido al pandeo es normalmente menor que la de un contraviento concéntrico convencional, ya que la resistencia del CRP está directamente relacionada con la resistencia a tensión, mientras que, en un contraviento convencional, el área generalmente debe aumentarse para obtener la capacidad requerida de compresión para evitar el pandeo.

En la Figura 1.2 se observa un corte isométrico de un contraviento restringido al pandeo típico. Este está formado por un núcleo de acero que disipa energía a través de su deformación axial (tensión y compresión). Después, se coloca una funda de acero que normalmente es una sección tipo HSS rellena de concreto confinante que restringe el pandeo del núcleo ante las cargas de compresión. Entre el núcleo de acero y el concreto confinante, se coloca un material desadherente que sirve para aislar el núcleo del concreto, impidiendo el contacto en la interface entre ambos materiales. Esto se hace con el fin de evitar que la resistencia a compresión de la barra sea significativamente mayor que su resistencia a tensión (Uang et al., 2003).

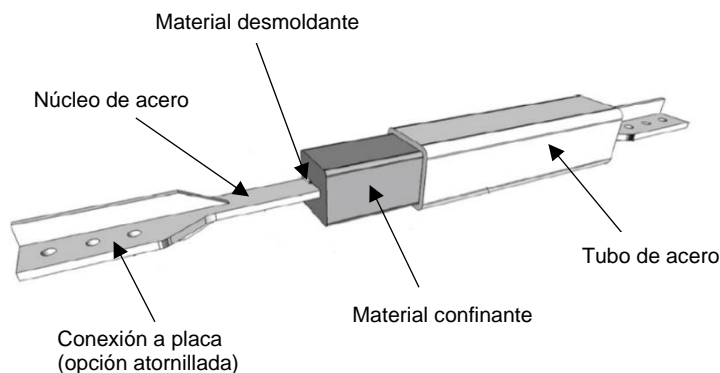


Figura 1.2. Corte isométrico de un contraviento restringido al pandeo (adaptada de Marshall, 2014)

La adherencia en los contravientos puede dar lugar a situaciones en las que el desequilibrio entre las fuerzas de compresión y tensión de dos contravientos que se intersecten en el centro del claro de una viga, induzca en ella fuerzas cortantes tan elevadas que dificulten el diseño de la viga, y que pueda resultar en un desempeño sísmico deficiente. A pesar de que se logre una desadherencia perfecta, la barra será capaz de desarrollar mayor compresión que tensión, ya que la expansión del área de la sección transversal debida a la compresión y su contracción por tensión, son efectos que mecánicamente no pueden evitarse (Terán et al., 2009). Sin embargo, el desequilibrio de las resistencias a compresión y

tensión de la barra se reducen sustancialmente si se alivian los esfuerzos de fricción que se desarrollan en la interface entre el núcleo y el material confinante (Terán et al., 2009). Entre los materiales desadherentes que se han usado hasta el momento se tienen los siguientes (Uang et al., 2003): pintura de asfalto, vinilos, cintas de espuma, caucho, silicón, teflón, y combinaciones de los materiales anteriores. Con el fin de cuidar nuestro planeta es recomendable utilizar, en lo posible, materiales que sean amigables con el medio ambiente. Existen las pinturas de asfalto a base de agua, que no contaminan ni son dañinas para la salud (Signo Vial, 2020). También existen los adhesivos de vinilo y cintas de espuma de tipo ecológico. En caso de utilizarse el caucho, puede utilizarse el obtenido mediante el reciclaje de caucho sintético, o en su defecto, utilizar caucho natural. En cuanto al silicón, si bien es menos dañino que el plástico, no es un material biodegradable. Sin embargo, cuando ya no se utiliza, se puede quemar y convertir en ingredientes inorgánicos que no hacen daño (Cero plástico, 2020). Por último, tenemos el teflón, cuya producción contamina las aguas con ácido perfluorooctanoico, que incluso puede ocasionar cáncer en los humanos (Esturirafi, 2020). Lo más adecuado sería ver qué tipo de material se puede conseguir, y tratar que sea lo menos dañino con el ambiente, sin descuidar su función de aislar el núcleo del material confinante. Este material desadherente debe: a) evitar la fricción a través de aportar suficiente espacio para acomodar la expansión del área de la sección transversal de la barra de acero; b) ser resistente al efecto de deslizamiento que se presente en el dispositivo por efectos de gravedad; c) ser fácilmente adquirible; y d) permitir su fácil colocación (Terán et al., 2009). En cuanto al material confinante, suele usarse concreto o mortero, el cual no se ancla de ninguna manera, ya que se mantiene en su posición debido a su expansión. Dicho material debe: a) tener resistencia para soportar los esfuerzos que la barra induzca en él; y b) contar con aditivos expansivos y/o estabilizadores de volumen y un proceso de curado adecuado. Las pruebas experimentales llevadas a cabo en contravientos restringidos al pandeo indican un comportamiento altamente estable ante la presencia de deformaciones plásticas severas, tanto unidireccionales como cíclicas (Terán et al., 2009). En la década de 1990, los CRP se aplicaron a más de 100 edificios altos en Japón (Watanabe, 2018). A principios de la década de 2000, comenzaron su aplicación en Taiwán (Tsai, Lai, & Hwang, 2004). Diez años más tarde, los CRP se han vuelto ampliamente conocidos en áreas sísmicas del mundo, y se están llevando a cabo varias investigaciones en Japón, Estados Unidos, Taiwán, China, Turquía y otros países (Watanabe, 2018).

En la Figura 1.3, se muestra el comportamiento histerético típico de un CRP comparado con el de los contravientos convencionales. Se aprecia que los contravientos convencionales pierden capacidad a compresión cuando este se pandea en compresión, provocando inestabilidad en los ciclos histeréticos debido a la degradación de rigidez y resistencia. Por su parte, los CRP tienen ciclos de histéresis completos tanto en tensión como en compresión, incluido el endurecimiento por deformación. Estos ciclos se han obtenido mediante pruebas de manera aislada, en subensamblajes y en modelos de edificios en mesa vibradora.

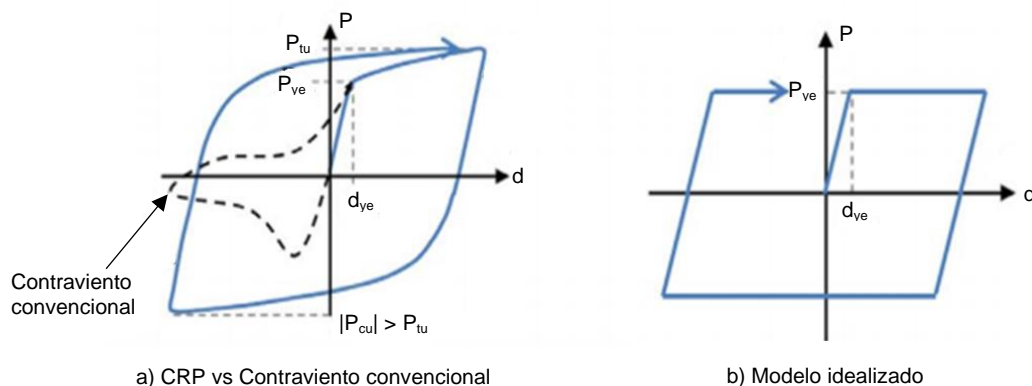


Figura 1.3. Comportamiento histerético de los CRP (adaptada de Guerrero et al., 2016)

1.3. DEFINICIONES DE EDIFICIO ALTO

En Yang et al. (2007), un edificio se considera alto cuando su altura es igual o mayor a 240 ft (73 m).

Las recomendaciones de diseño que se mencionan en TBI (2017), desarrollado por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por su nombre en inglés de Pacific Earthquake Engineerin Research Center), son para edificios que tengan características de edificios altos, entre las cuales se mencionan: a) periodo fundamental traslacional significativamente mayor a 1 s y b) participación alta de masa y respuesta lateral en modos superiores. Asumiendo un periodo de 2 s (periodo significativamente mayor a 1 s), y aplicando la fórmula del código ASCE 7 (2016) para calcular el periodo fundamental, la altura de un edificio que el PEER puede considerar como alto es de 200 ft (61 m) para sistemas de marcos momento-resistentes y 400 ft (122 m) para sistemas laterales con muros de cortante y sistemas de contraventeos.

Sin embargo, de acuerdo al Consejo de Edificios Altos y Hábitat Urbano, CTBUH (2020), que desarrolló los estándares internacionales para medir y definir edificios altos, y es reconocido como el árbitro para otorgar designaciones como «El edificio más alto del mundo», no hay una definición exacta de lo que constituye un «edificio alto», sino que la definición es subjetiva, ya que puede depender de varios factores, por ejemplo:

Contexto

Un edificio de 15 niveles puede no ser alto en ciudades con edificios altos, como Chicago, Hong Kong, o en la Ciudad de México, pero sí en ciudades más pequeñas donde no haya tales edificios, como se muestra esquemáticamente en la Figura 1.4.

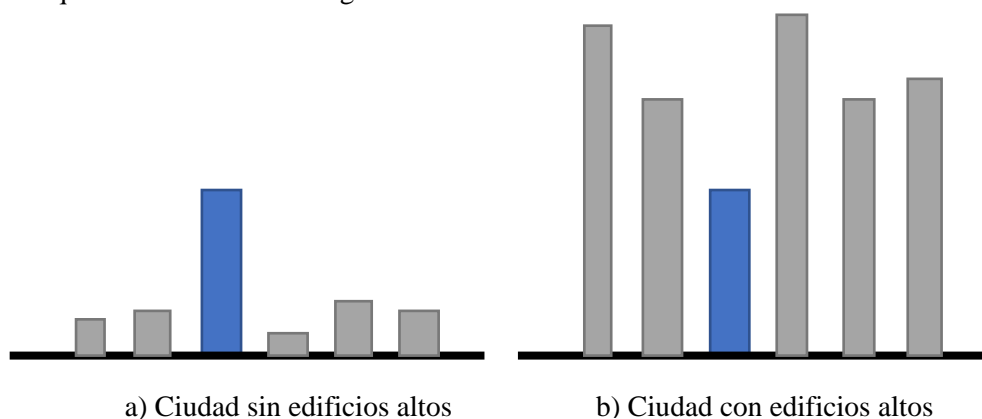


Figura 1.4. Visualización de edificio alto tomando en cuenta el contexto (adaptada de CTBUH, 2020)

Proporción

Muchos edificios no son tan altos, pero son muy esbeltos y dan la apariencia de ser edificios altos. Por otro lado, hay edificios que son muy altos, pero al no ser esbeltos, no entrarían en esa categoría. Un ejemplo de esto se observa en la Figura 1.5.

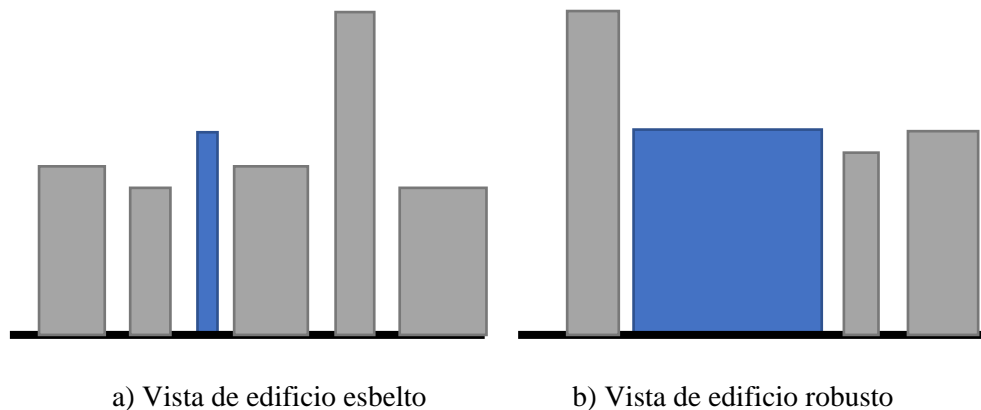


Figura 1.5. Visualización de edificios tomando en cuenta la proporción (adaptada de CTBUH, 2020)

llamado «edificio alto», de acuerdo a CTBUH (2015).

De manera general, un rascacielos es un edificio alto, pero dentro de esta clasificación, encontramos los superaltos y los megaaltos, que se definen a continuación:

- a) Superalto: alturas mayores a 300 m (984 ft)
- b) Megaalto: alturas mayores a 600 m (1,968 ft)

Podemos afirmar que el comportamiento de un edificio alto, desde el punto de vista sísmico, no solamente depende de sus propiedades dinámicas, sino de las características de la excitación dinámica. Esto debido a que cada movimiento sísmico produce una respuesta diferente. Así, dependiendo el periodo del edificio y las características del movimiento, incluido implícitamente el tipo de terreno, la respuesta puede ser mayor o menor.

Debido a la falta de una definición oficial, en este trabajo se define como edificio alto a aquella estructura que tenga un comportamiento dominado por los modos superiores. Para conocer si la respuesta de una estructura está dominada por los modos superiores, es necesario llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso. En la sección 4.12 se presenta un índice que permite tener más claridad sobre esta definición.

1.4. OBJETIVOS

El objetivo general de esta tesis es evaluar la respuesta de edificios altos de acero equipados con CRP, utilizando análisis dinámicos no lineales. Los edificios fueron sometidos a registros de aceleraciones en suelo blando o firme, cuya máxima ordenada espectral coincide con el segundo modo de vibrar de la estructura. Los objetivos particulares son:

- Comparar la respuesta del edificio con alternativas convencionales, como marcos momento-resistentes y marcos con contravientos concéntricos, los cuales fueron diseñados con un factor de comportamiento sísmico de 4 y 2, respectivamente, de acuerdo a las NTC-DS (2017).
- Comparar la respuesta de los edificios estudiados en función de su altura.
- Evaluar la respuesta en términos de distorsiones de entrepiso, desplazamientos y aceleraciones.

- Obtener las demandas en los contravientos con los análisis paso a paso, y compararlas con las obtenidas con el análisis modal.
- Comparar las demandas que la superestructura transmite a la cimentación (carga de compresión, de tensión y cortante basal) para cada caso.
- Con base a las estructuraciones resultantes, hacer una comparación de los pesos de cada caso estudiado.

1.5. CONTENIDO DE LA TESIS

En este trabajo de investigación se muestra el procedimiento que se llevó a cabo para realizar los análisis lineales y no lineales para cada caso estudiado, para obtener la respuesta sísmica y hacer las comparaciones pertinentes. En el capítulo 2, se presentan las motivaciones que justifican el realizar esta investigación y los alcances. En el capítulo 3, se muestra una revisión de la literatura, respecto a los edificios altos (enfocado al efecto de los modos superiores) y a estructuras altas equipadas con contravientos restringidos al pandeo como sistema lateral. En el capítulo 4, se presenta el desarrollo investigación, de donde se desprenden las siguientes secciones:

En las secciones 4.1 y 4.2 se presentan las estructuras estudiadas y el análisis de las cargas utilizadas, respectivamente. En la sección 4.3 se muestran los espectros de diseño considerados para cada edificio, y se explican brevemente los factores de reducción por comportamiento sísmico y por sobrerresistencia. En la sección 4.4 se realiza un análisis modal en un modelo en tres dimensiones, conforme a lo requerido con las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017) y Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017). La finalidad de hacer este análisis, es la de lograr un dimensionamiento de los elementos estructurales con base a su rigidez. Para esto, se optó por elegir elementos cuya rigidez global cumpliera con el requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes. Esto se presenta en la sección 4.5.

En las secciones 4.6, 4.7 y 4.8, se realizó el diseño de los elementos estructurales para el caso de marcos momento-resistentes, marcos con contravientos convencionales y marcos con contravientos restringidos al pandeo, respectivamente. En el caso del primero y del último, se eligió un factor de comportamiento sísmico Q igual a 4, por lo que se realizó un diseño por capacidad, cumpliendo los requisitos de ductilidad impuestos por las NTC-CDEA (2017). En el caso de marcos con contravientos convencionales, se eligió un factor igual a 2, y bastó con realizar un análisis elástico con las acciones de diseño especificadas, ya que las demandas inelásticas que se esperaban eran limitadas.

En la sección 4.9 se muestran los criterios empleados en el modelado no lineal de las estructuras, utilizando el programa OpenSees (2000). Como la estructura es regular en ambas direcciones, se optó por realizar un modelo en dos dimensiones, ya que los efectos de torsión se pueden despreciar.

En la sección 4.10 se presenta el análisis dinámico no lineal, donde primero se definen los registros sísmicos utilizados, para posteriormente proceder con el análisis y la obtención de la respuesta de los marcos. Se comparan distorsiones, desplazamientos, aceleraciones, fuerzas de tensión, compresión y cortante basal en la cimentación y fuerzas axiales en los contravientos. Finalmente, se hace una comparación del material utilizado en cada caso.

En el capítulo 5, se presentan las conclusiones obtenidas en este trabajo, así como las recomendaciones para trabajos futuros.

CAPÍTULO 2

JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

2.1. JUSTIFICACIÓN

La tendencia de construir cada vez más edificios altos es una realidad. Las razones para hacerlo podrían ser soluciones para problemas de densidad y falta de terreno disponible para el desarrollo. Por ejemplo, en algunas ciudades de Japón, donde el terreno es muy escaso y caro, la construcción de edificios altos representa la mejor solución para resolver este problema (Ibrahim, 2007).

Aunque por razones de espacio se consideran este tipo de soluciones, también es indispensable analizar el impacto social y dotación de servicios que pueden provocar la construcción de los edificios altos. El que sea una solución viable para un sitio no necesariamente lo va a ser para otra, como lo es la Ciudad de México, donde las carencias de agua y vialidades eficientea son significativas.

En esta ciudad, existen una gran cantidad de edificios altos, como la Torre Reforma, la Torre BBVA Bancomer y la Torre Mayor (que se muestran en la Figura 2.1), todos estos ubicados en la avenida Paseo de la Reforma. Además de estos, en el distrito comercial y residencial que se localiza al poniente de la Ciudad de México conocido como Santa Fe, se cuenta también con varios edificios de gran altura. Actualmente, se encuentran en construcción más edificaciones de este tipo, como la Torre Colón, la Torre Mitikah, Reforma 432, entre muchos otros (Alto Nivel, 2018).



Figura 2.1. De izquierda a derecha: Torre Mayor, Torre Reforma y Torre BBVA Bancomer (Créditos: Google Maps)

Ahora, desde el punto de vista de la ingeniería sísmica, en una edificación la respuesta dinámica suele estar dominada por los primeros modos de vibrar. En conjunto, los primeros modos suelen mover más del 90 por ciento de la masa reactiva de la edificación. El primer modo, que se conoce como modo fundamental de vibrar, tiende a mover un 80% de dicha masa en edificaciones de mediana o baja altura. Después del primer modo, el segundo modo es el que tiene mayor influencia en la respuesta dinámica de la estructura, y así sucesivamente (Terán et al., 2006).

Sin embargo, en el año 1985, el 38% de las estructuras presentaron fallas en pisos superiores e intermedios (Terán et al., 2006), por lo que resulta de interés revisar si los criterios de diseño sísmico empleados actualmente dan lugar a un nivel adecuado de seguridad estructural en dichos pisos.

Los efectos de los modos superiores a menudo se descuidan por las disposiciones del código de diseño, pero su influencia en la respuesta de los edificios altos a los movimientos del suelo puede ser significativa. Se sabe que, en algunos casos, las demandas de los modos superiores pueden ser de magnitud comparable o incluso mayor que las demandas obtenidas del primer modo (Restrepo et al., 2009).

Debido a la gran cantidad de sismos de magnitud considerable a los que estos edificios se encontrarán expuestos a lo largo de su vida útil, y dadas las particularidades de las excitaciones sísmicas generadas en terrenos blandos, es de gran importancia el estudio de los efectos de los modos superiores, ya que estudios recientes (Daneshjoo & Gerami, 2003; Maniatakis et al., 2013) sugieren la posibilidad de un desempeño sísmico deficiente de los pisos superiores de un edificio cuando los modos superiores influyen significativamente su respuesta dinámica (Terán et al., 2006)

El diseño y la construcción de edificios altos requieren de mucha habilidad y experiencia. La gran cantidad de ocupantes y los costos de construcción altos e imprevisibles hacen que los edificios altos sean estructuras muy importantes. Deben emplearse métodos refinados para optimizar los costos siempre que se garantice la seguridad del edificio. Una de las principales opciones para la construcción de edificios es definitivamente el sistema estructural de acero, y en estos edificios, los contravientos son los favoritos para ser empleados como el sistema de resistencia a la carga lateral debido a la simplicidad en la construcción, la asequibilidad y el bajo costo, y también la alta resistencia y rigidez. Pero las principales desventajas de estos sistemas son las fuerzas de tensión en las columnas y en la cimentación, y la baja ductilidad que poseen, ya que una vez que los contravientos se pandean, tienen una pérdida súbita de resistencia ante cargas de compresión, poniendo en peligro a la edificación (Gholipour et al., 2018).

Aunado a esto, las últimas dos décadas se han caracterizado por una mayor atención al desempeño sísmico de edificios e infraestructura más allá de la respuesta estructural o la reducción de las pérdidas de vidas. Varias razones han llevado a este cambio, por ejemplo: los costos de reparación o reemplazo son generalmente mucho más altos para los componentes no estructurales que para los estructurales, especialmente en presencia de equipos tecnológicamente avanzados (Taghavi & Miranda, 2003); el tiempo de inactividad requerido por la rehabilitación puede causar pérdidas económicas. Además, las estructuras estratégicas, como hospitales o centros de respuesta a emergencias, deben permanecer en pleno funcionamiento después de un fuerte terremoto, por lo que el empleo de dispositivos de control de daño sísmico se ha vuelto fundamental en estas edificaciones.

2.2. ALCANCES

Como se menciona en el objetivo, este trabajo busca evaluar la respuesta de edificios altos de acero equipados con CRP, uno desplantado en la zona de lago de la Ciudad de México, y el otro en terreno firme. Se estudian tres casos para cada edificio: a) marcos momento-resistentes; b) marcos con contravientos convencionales; y c) marcos con contravientos restringidos al pandeo. La respuesta se obtiene de modelos en dos dimensiones, y se compara en términos de distorsiones, desplazamientos y aceleraciones, principalmente. Adicionalmente, se revisa y comparan las tensiones, compresiones y cortante basal en la cimentación, para finalmente obtener una comparación del uso de material de cada caso.

CAPÍTULO 3

ESTADO DEL ARTE

3.1. INVESTIGACIONES SOBRE EDIFICIOS ALTOS

El diseño estructural de edificios altos es tanto un arte como una ciencia. Primero, ante todo, se requiere un profundo respeto por las fuerzas de la naturaleza. Estas fuerzas, inducidas por la gravedad, el viento, efectos sísmicos, las condiciones térmicas y los asentamientos, son extraordinarias y deben manejarse con cuidado. Se requiere una gran habilidad en la disposición y la proporción del sistema estructural para que el edificio resultante funcione según lo previsto y cumpla con las expectativas de seguridad y eficiencia de los propietarios y ocupantes (Tamboli, 2014).

Una de las consideraciones de diseño más importantes para la mayoría de los edificios altos es la respuesta al viento. Las fuerzas mínimas de viento especificadas en la mayoría de los códigos no consideran la respuesta dinámica potencial de un edificio alto y, por lo tanto, se pueden subestimar los niveles de demanda reales a los que se encuentra expuesto. Para edificios altos, la distorsión de entrepiso y el confort de los ocupantes son generalmente los aspectos que controlan los límites para el diseño. El viento, en muchos casos, es la fuerza lateral dominante que actúa sobre un edificio alto, incluso en áreas propensas a terremotos (Tamboli, 2014).

La otra fuerza a considerar en el diseño de estos edificios es la ocasionada por los sismos. En regiones de sismicidad moderada a alta, la mayoría de los códigos de construcción no abordan adecuadamente los aspectos únicos de los edificios altos. En particular, estos edificios responden a los movimientos del suelo de una manera compleja, donde el modo fundamental de vibración no es necesariamente el modo que controla la respuesta. Los modos superiores de vibrar, excitados por los movimientos sísmicos en periodos de 1 a 3 segundos, pueden dominar la respuesta sísmica de un edificio alto. Las demandas de flexión y corte pueden ser mucho mayores que las previstas por las disposiciones del código, y la distribución de estas demandas puede ser totalmente inconsistente con la respuesta típica del primer modo inherente a las disposiciones del código de construcción prescriptivo (Tamboli, 2014).

En este trabajo, se analizan dos edificios únicamente ante acciones sísmicas, poniendo particular énfasis en los efectos de los modos superiores en el control de la respuesta de las estructuras. Las investigaciones realizadas para edificios altos que se muestran a continuación, se enfocan principalmente en este problema.

Gama (2019)

En esta investigación, se estudió el efecto de los modos superiores de vibrar en la respuesta dinámica de dos edificios de 20 niveles, estructurados con marcos momento-resistentes y marcos de acero con contravientos convencionales, los cuales se diseñaron utilizando un factor de comportamiento sísmico Q de 4 y 3, respectivamente, que son las ductilidades máximas que se indican en las las NTC-DS (2017).

Se realizaron análisis estáticos no lineales, en los cuales se observó que las distorsiones permisibles establecidas en las NTC-DS (2017), coinciden con el límite de desempeño de seguridad de vida. El autor hizo hincapié en establecer si estos límites de distorsión que dicta la norma son aceptables por la sociedad.

Se compararon las curvas de capacidad obtenidas de los análisis estáticos no lineales ante carga monótona creciente de ambas estructuras, y se observó que la estructura de marcos con contravientos concéntricos pierde mayor rigidez al alcanzar la fluencia. Lo anterior, fue debido a que el mecanismo de colapso en una estructura con marcos momento-resistentes es más estable que el mecanismo de colapso de una estructura de marcos con contravientos concéntricos.

Con base a los resultados del análisis anterior, el autor encontró que no es posible identificar si una estructura es susceptible a efectos de los modos superiores cuando la estructura se analiza estáticamente, por lo que procedió a realizar análisis dinámicos tipo paso a paso. De los resultados que obtuvo, observó una contribución importante del segundo modo de vibrar en la respuesta sísmica de la estructura con marcos momento-resistentes. En el edificio estructurado con marcos con contravientos concéntricos, se mostró que la distribución de distorsión crece moderadamente ante el incremento de la altura, exhibiendo un efecto de modos superiores moderado.

El estudio terminó determinando las circunstancias en que la respuesta sísmica quedó dominada por los modos superiores. Para esto, se utilizaron dos índices: el índice α , que relaciona los desplazamientos generados en los diez pisos superiores divididos sobre el promedio de las distorsiones generadas en los once pisos inferiores; y el índice β , que relaciona el promedio de las cuatro distorsiones máximas en los pisos superiores sobre el promedio de las cuatro distorsiones máximas desarrolladas en los pisos inferiores. Una magnitud mayor a 1 en estos índices significó un mayor daño en los niveles superiores con relación a los niveles inferiores.

Daneshjoo & Gerami (2003)

El estudio estuvo basado en el análisis dinámico lineal y dinámico no lineal paso a paso de marcos de acero momento-resistentes de 4, 10, 15, 20 y 25 niveles, de tres crujías cada uno, donde se estudian los efectos de los modos superiores de un sistema de múltiples grados de libertad. Los acelerogramas utilizados para el análisis dinámico no lineal paso a paso fueron los de El Centro, Tabas, Naghan y Manjil.

En el análisis elástico que se realizó, se observó que la masa modal normalizada del primer modo decrece a medida que el número de niveles aumenta, lo que indica la importancia de considerar los modos superiores en edificios altos.

Debido a que los análisis lineales no pueden predecir el comportamiento no lineal de las estructuras bajo fuertes excitaciones sísmicas, los autores analizaron los marcos mediante análisis no lineales y evaluaron la demanda de distorsiones de entrepiso para los diferentes marcos aplicando los diferentes acelerogramas y variando la ductilidad de las estructuras, con ductilidades globales de 3, 5 y 7. Los autores encontraron que las máximas distorsiones se concentraron en los pisos superiores para los marcos de 20 niveles, poniendo en evidencia el efecto de los modos superiores.

El estudio paramétrico concluyó que los efectos de los modos superiores son claramente más importantes para estructuras de gran altura, por lo que no considerarlos puede conducir a resultados incorrectos.

Terán et al. (2014)

El estudio investigó el efecto de los modos superiores de vibrar en la respuesta dinámica no lineal de un edificio de 20 pisos de concreto reforzado estructurado a base de marcos rígidos. Para ello se usaron modelos analíticos que consideraron dos tipos de comportamiento histerético (elasto-plástico y con degradación de rigidez).

La mayoría de los trabajos recientes encaminados a estudiar el efecto de los modos superiores se ha centrado en las demandas de aceleración, tanto de entrepiso como en contenidos. En menor medida se han estudiado las demandas de deformación de edificios estructurados a base de marcos rígidos de concreto reforzado ubicados en zonas de terreno firme, y se ha llegado a concluir que la contribución de modos superiores no suele tener un efecto importante en ellas. Conclusiones como estas han contribuido a que, a nivel internacional, los efectos de modos superiores se estudien desde un punto de vista de aceleración y no de desplazamientos (Terán, 2014).

Para los análisis dinámicos no lineales del edificio, los autores consideraron un conjunto de 20 excitaciones sísmicas con periodo dominante de 1 s y registradas en la Zona de Transición de la Ciudad de México. Mientras que el periodo fundamental de vibración del edificio era igual a 3 s, su segundo periodo, cercano a 1 s, resultó en que las excitaciones sísmicas seleccionadas estimulaban de manera importante la participación del segundo modo en la respuesta dinámica del edificio. Se obtuvieron las distribuciones en altura de las demandas media y media más una desviación estándar de distorsión máxima de entrepiso (IDI_{max}). Se consideraron tres tipos de escalado lineal: a) Tipo 1, que implica la misma aceleración máxima del terreno para todos los movimientos ($a_{max} = 0.175g$); b) Tipo 2, que implica la misma ordenada espectral elástica para el primer modo de vibrar, ($S_a(T_1) = 0.20$); c) Tipo 3, que implica la misma ordenada espectral elástica para el segundo modo de vibrar ($S_a(T_2) = 1.4$).

Se consideró que la respuesta del edificio quedaba dominada por el primer modo de vibrar cuando las demandas de IDI_{max} que corresponden a los pisos inferiores eran mayores que las observadas en los pisos superiores. En contraste, que el segundo modo de vibrar era más importante en la respuesta dinámica del edificio cuando las distorsiones en los pisos superiores eran mayores. En el estudio, se observó una contribución importante del segundo modo de vibrar a la respuesta global del edificio, lo que resultó en demandas importantes de IDI_{max} en los pisos superiores. Mientras que las demandas medias de distorsión máxima fueron mayores en los pisos superiores para los tres tipos de escalado, las demandas medias más una desviación estándar fueron mayores en los pisos inferiores para los Escalados Tipo 1 y 3.

Se concluyó que: a) el tipo de comportamiento histerético no afectó de manera importante la respuesta del edificio de 20 pisos; b) un mayor valor para la aceleración máxima del terreno resultó en una ligera reducción en la participación de los modos superiores, posiblemente por el hecho de que las mayores demandas de distorsión resultaban en un alargamiento de los periodos efectivos del edificio, y por tanto, en que el segundo modo de vibrar salía de la zona de máxima amplificación dinámica; c) el tipo de escalado considerado para los movimientos del terreno afectó de manera importante la distribución que en altura tiene la variabilidad de la distorsión máxima de entrepiso; y d) el cociente de pseudo-aceleraciones espectrales elásticas correspondientes a los dos primeros modos de vibrar puede usarse para identificar de manera cuantitativa las circunstancias bajo las cuales el segundo modo de vibrar afecta de manera negativa la respuesta dinámica de los pisos superiores.

Maniatakis et al. (2013)

En este estudio se investigaron las contribuciones de los modos superiores sobre la respuesta global de un edificio estructurado a base de marcos momento-resistentes de concreto reforzado de nueve pisos, para el que se espera que el primer modo domine la respuesta dinámica de la estructura.

En el trabajo, se analizó el marco central de una estructura de concreto reforzado regular de 9 pisos, a la cual se le aplicaron un conjunto de 34 excitaciones sísmicas para los análisis dinámicos no lineales.

Los resultados mostraron que los modos superiores son importantes para el diseño sísmico de estructuras, especialmente en lo que respecta a las fuerzas de los pisos y cortantes. Hasta la actualidad, los efectos de los modos superiores se han centrado en la respuesta no lineal de las estructuras de múltiples grados de

libertad con un sistema de resistencia lateral que consiste en muros de cortante. Sin embargo, muchos resultados analíticos y experimentales recientes y varias fallas observadas durante los terremotos recientes refuerzan la opinión de que los modos superiores son responsables de valores inesperadamente altos de aceleraciones y cortantes de entrepisos.

Los autores concluyen que: a) los efectos de los modos superiores son significativos incluso para marcos planos de concreto reforzado dominados por el primer modo, especialmente en lo que respecta a las fuerzas de inercia y aceleraciones de entrepiso en todos los niveles y fuerzas cortantes en los niveles superiores; b) la contribución de los modos superiores a las fuerzas de inercia y fuerzas cortantes depende de los movimientos sísmicos y la sobrerresistencia a flexión asociada a cada modo; c) los factores de reducción modal (R_{yn}) que se desarrollan durante los sismos son diferentes para cada modo y generalmente decrecen con el incremento de los modos.

Terán et al. (2006)

El estudio tuvo como objetivo establecer de manera preliminar las condiciones bajo las cuales el efecto de la degradación de rigidez implica una mayor participación de los modos superiores en la respuesta dinámica de las edificaciones ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México. En este trabajo se consideró la respuesta dinámica de edificaciones regulares e irregulares de 12, 15 y 20 pisos estructuradas a base de marcos planos de concreto reforzado y se evaluaron sus demandas y desempeño sísmicos ante movimientos del terreno severos generados en dicha zona. Se consideró que dichas edificaciones estaban ubicadas en la Zona Geotécnica III_a de la Ciudad de México, específicamente en un sitio con periodo fundamental del suelo (T_s) de 2 segundos. Se diseñaron tres versiones de cada edificio, a las que se les asignaron factores de comportamiento sísmico (Q) de 2, 3 y 4.

Con base en los resultados obtenidos en los análisis elásticos, los autores decidieron estudiar la respuesta dinámica no lineal de dos edificaciones que cumplieran con lo siguiente: a) exhibir un periodo fundamental de vibración cercano al periodo del terreno; b) que exhibieran un grado importante de degradación de rigidez lateral durante la excitación sísmica (lo que implicó diseñarlas para Q de 4). Además, se consideró estudiar el efecto de: c) la irregularidad en altura por medio de establecer una edificación regular y otra irregular; d) el nivel de degradación de rigidez a través de asignar diferentes comportamientos histeréticos a los elementos estructurales de las edificaciones; y e) la intensidad de la excitación sísmica a través de escalar a diferentes aceleraciones máximas del terreno el conjunto de acelerogramas elegidos para el estudio.

Los autores concluyeron que la no consideración explícita de la degradación de rigidez durante el proceso de diseño sísmico puede ocasionar un desempeño estructural deficiente en los pisos superiores en algunas estructuras ubicadas en la Zona de Lago de la Ciudad de México. Aunque la degradación de rigidez puede resultar en que la contribución del modo fundamental de vibrar a la respuesta dinámica de la estructura disminuya (lo que resulta en demandas menores de cortante basal), el incremento en la contribución de los modos superiores puede ocasionar (a pesar de una reducción en el cortante basal de la estructura) incrementos de los desplazamientos y fuerzas laterales en los pisos superiores, lo que puede resultar en un desempeño sísmico inadecuado.

3.2. INVESTIGACIONES SOBRE EDIFICIOS ALTOS EQUIPADOS CON CRP

Gholipour et al. (2018)

Los autores analizaron un edificio de 20 niveles de acero, estructurado con diferentes tipos de sistema lateral de marcos contraventados: contravientos convencionales, contravientos tipo mega-escala y

contravientos restringidos al pandeo tipo mega-escala. Los primeros cuatro niveles se diseñaron para uso de estacionamiento con una altura de 3 m; los siguientes cuatro con una altura de 4 m; y los niveles restantes tuvieron una altura de 3.5 m. Los 16 niveles por encima del estacionamiento tenían uso comercial. Se utilizaron análisis lineales y estáticos no lineales (estos últimos también conocidos como *pushover*).

El refuerzo de mega escala MSB (por su nombre en inglés *Mega-Scale Bracing*) es el nombre dado a un arreglo específico de contravientos que forman un tipo particular de armadura espacial. Consiste en elementos diagonales, uno después de otro de manera continua en direcciones específicas. Este tipo de contravientos cubre claros de múltiples niveles y bahías formando una mega diagonal en marcos exteriores de la estructura o en la fachada del edificio.

El terreno de desplante del edificio en estudio fue de tipo II en una zona altamente sísmica, con un pico de aceleración máximo (PGA) de 0.35 g. El sistema lateral se compuso de un sistema dual con marcos momento-resistentes y contravientos. La tres distintas estructuraciones analizadas se observan en la Figura 3.1.

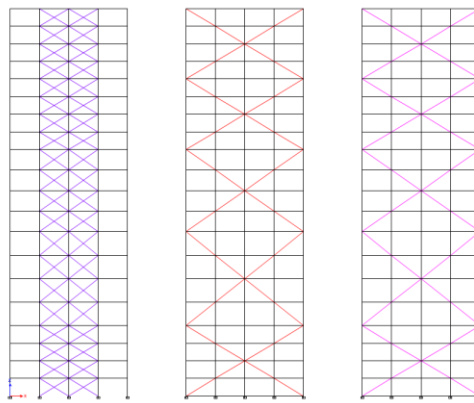


Figura 3.1. Estructuraciones estudiadas, de izquierda a derecha: marcos reforzados con contravientos convencionales (CBF), contravientos mega-escala (MSB) y contravientos restringidos al pandeo mega-escala (MSCRP) (adaptada de Gholipour et al., 2018)

Los resultados mostraron que los edificios CRP y MSB tuvieron comportamientos parecidos en términos de desplazamientos y distorsiones de entrepiso, con una gran diferencia del sistema con contravientos convencionales (CBF).

El estudio tuvo las siguientes conclusiones: a) el sistema MSB decreció el desplazamiento lateral del edificio de 6% a 38% comparado al sistema de contravientos convencionales, CBF. El sistema MSCRP decreció el desplazamiento lateral de 10% al 15% comparado con el sistema MSB y de 20% a 45% comparado con el sistema CBF; b) las distorsiones de entrepiso del sistema MSB fueron de 13% a 63% más pequeñas comparadas con el sistema CBF. Las distorsiones en el sistema MSCRP fueron más pequeñas comparadas con el sistema MSB en un 7% al 16% y más pequeñas al sistema CBF en un 24% y 66%, respectivamente; c) el sistema MSBRB y MSB consumieron 230 y 200 toneladas de acero menos que el sistema convencional CBF. El ahorro sería al menos entre el 25% y 30%.

Imran et al. (2018)

Se revisó un edificio de oficinas de 20 niveles localizado en una zona de alta sismicidad con suelo blando. Se revisó la estructura con y sin CRP, con un análisis dinámico no lineal, utilizando siete registros sísmicos escalados. Se comparó la respuesta con CRP y sin ellos.

Primero, se realizó el análisis no lineal a la estructura sin disipadores, donde se observó que experimentaba grandes distorsiones de entrepiso, superando 2%, límite del reglamento utilizado, el SNI 2847 (2013). Para limitar las distorsiones laterales, se colocaron CRP de tres maneras diferentes: a) de los niveles 1 al 10; b) de los niveles 1 al 14 y c) de los niveles 1 al 10 con área doble de núcleo.

La respuesta del edificio para los entrepisos de la parte baja (niveles 1 al 10) fue: a) hubo una gran reducción de desplazamientos comparados con el edificio sin CRP; b) se muestra una gran reducción de desplazamientos comparado con el edificio original, pero una reducción menos significativa comparado con el edificio con CRP del N 1-10; c) se muestra la mayor reducción de desplazamientos entre todos los modelos. Para los entrepisos de la parte superior (niveles 11 al 20): a) hubo reducción de desplazamientos comparado con el edificio original, pero tuvo mayores desplazamientos que el edificio con CRP N 1-14; b) este modelo mostró la reducción de desplazamientos más significativa comparado con los otros modelos. Se observó que esta configuración mantiene la diferencia de rigideces de entrepiso de manera más efectiva comparada con los otros modelos; c) se muestran reducciones de desplazamiento comparado con el modelo sin CRP, pero menos significativa en comparación con las otras configuraciones. Esto contradice los resultados de la parte baja del edificio, posiblemente al cambio repentino de rigideces del piso 10 al 11. Esto lleva a un mayor desplazamiento en el nivel 11 y en los niveles superiores comparado con los otros modelos. La implementación de los CRP redujo los desplazamientos y mejoró el comportamiento sísmico de los edificios. A pesar de que el modelo c) aportó mayor rigidez, se mostró efectivo solamente para los niveles de la parte media hacia abajo. En contraste, el modelo b) provee resultados más efectivos al reducir el desplazamiento total del edificio.

Los resultados para las distorsiones fueron parecidos. Con el fin de obtener un desempeño adecuado, se debe considerar la configuración de los CRP. Como conclusiones generales: a) la implementación de CRP redujo las distorsiones laterales de los marcos momento-resistentes para satisfacer la distorsión límite. Esta reducción indicó que la rigidez adicional en los entrepisos ayuda a que las distorsiones sean menores; b) la implementación de los CRP incrementó la rigidez de todo el edificio y redujo la rotación de los elementos de concreto, especialmente en las trabes; y c) la configuración de los CRP afectó el comportamiento sísmico del edificio.

Dutta et al. (2009)

En este trabajo se diseñó un edificio de 40 niveles de acero estructural, utilizando el código CBC (2007) y un enfoque basado en desempeño siguiendo los lineamientos de LATBSDC (2008). El propósito del trabajo fue estudiar la capacidad del desempeño de edificios diseñados con un enfoque alternativo. Se realizó un análisis dinámico lineal para el diseño según el código y un análisis dinámico no lineal para el diseño basado en desempeño, utilizando 7 parejas de acelerogramas. La estructura para ambos diseños fue equipada con CRP como sistema lateral.

Para el diseño por código, se calculó la distorsión de entrepiso mediante un análisis lineal utilizando el espectro de diseño del ASCE 7 (2005). Se llegó a distorsiones máximas de entrepiso menores que el valor permitido de 0.02 en todos los niveles.

La alternativa de diseño sísmico por desempeño se basó en los criterios publicados por LATBSDC (2008). En la Tabla 1 se muestran los objetivos de desempeño que se siguieron en este diseño.

Tabla 3.1. Objetivos de desempeño sísmico (adaptada de Dutta et al., 2009)

Nivel de sismo	Objetivos de desempeño sísmico
Frecuente/Servicio: periodo de retorno de 25 años. 2.5% de amortiguamiento.	Serviciabilidad: Desempeño esencialmente elástico con poca fluencia de los CRP. Distorsiones limitadas a un 0.5%
Máximo sismo considerado (MCE): como se define en el ASCE7 (2005), sección 21.2. 2.5% de amortiguamiento.	Prevención de colapso: Daño estructural extenso, reparaciones son necesarias y puede no ser económicamente factible. Distorsiones limitadas a un 3%

La evaluación de sismo a nivel de servicio se realizó mediante un análisis lineal utilizando un espectro de respuesta proporcionado por el Centro de Investigaciones de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER). En esta revisión, todas las distorsiones resultaron menores al 0.5%.

Para la evaluación del máximo sismo probable, según lo requerido por el documento LATBSDC (2008), se realizó un análisis dinámico no lineal del edificio. Se utilizaron siete pares de acelerogramas. Se utilizó el programa CSI Perform (2007) con un nivel de amortiguamiento modal constante de 2.5% y un amortiguamiento de Rayleigh de 0.1%. Se modelaron explícitamente las no linealidades en los CRP. Las columnas y vigas se modelaron como elementos elásticos, y luego se verificó que las demandas de estos elementos permanecieran dentro de sus capacidades elásticas.

La distorsión de entrepiso máxima en la dirección *Y* fue de alrededor del 1.97%, mientras que la máxima en la dirección *X* fue del 2.25%. Las distorsiones fueron menores que el valor permisible del 3% en ambas direcciones, y las distorsiones máximas promedio fueron generalmente del orden de 1.25% o menos.

Se concluyó que con el código LATBSDC (2008) se obtuvieron menos crujías de contraventeo y CRP de menor tamaño. Aunque el mayor ahorro que se tuvo es en la cimentación, ya que el código CBC (2007) requiere que la cimentación sea diseñada con la componente vertical acumulada del CRP, lo cual implica un comportamiento de primer modo, efecto que no se tiene en estructuras altas. Usando las demandas del análisis no lineal, se obtuvieron fuerzas menores que las solicitadas por el CBC (2007).

Sahoo (2012)

En este estudio, el autor mencionó que los métodos actuales de diseño sísmico se basan principalmente en el enfoque de análisis elástico y utilizan formas indirectas para explicar el comportamiento inelástico de las estructuras, a pesar de que se espera que las estructuras experimenten una deformación inelástica significativa bajo sismos severos. Por lo tanto, existe la necesidad de desarrollar un enfoque de diseño sistemático que no solo requiera un procedimiento iterativo mínimo, sino que también resulte en un comportamiento sísmico predecible y dirigido de las estructuras.

En esta investigación se presentó el desempeño sísmico de los marcos con contravientos restringidos al pandeo (MCRP) en un edificio de gran altura diseñado según la metodología de diseño plástico basado en desempeño, PBPD (por su nombre en inglés de Performance-Based Plastic Design), donde la distorsión de entrepiso máxima se incluye en el proceso de diseño como un parámetro y como un objetivo de desempeño.

Como se muestra en la Figura 3.2, el modelo estudiado fue un marco de 18 niveles, donde la configuración de los CRP es propuesta de tal manera que se forme una «X» de dos niveles. El edificio se asumió localizado en suelo firme en un lugar hipotético de la ciudad de Los Ángeles, California.

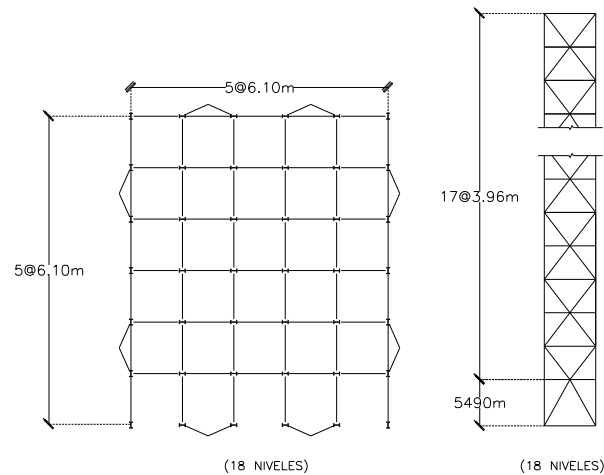


Figura 3.2. Vista en planta y elevación del marco estudiado (adaptada de Sahoo, 2012)

El comportamiento sísmico del marco de estudio diseñado por la metodología propuesta se evaluó mediante análisis dinámicos no lineales, tanto para el nivel de diseño base, DBD, (es decir, 10% / 50 años), como para el sismo máximo considerado, MCE, (es decir, 2% / 50 años). Se seleccionaron cuarenta movimientos de sísmicos registrados para la evaluación del desempeño sísmico. Los principales parámetros evaluados en este estudio fueron la distorsión de entrepiso, distorsión residual, la demanda de ductilidad de los contravientos restringidos al pandeo y los efectos de los modos superiores. Se analizaron dos casos para el marco, cada uno con distintos tamaños de secciones para columnas, travesaños y contravientos.

El estudio concluyó que utilizando esta metodología se pueden limitar las distorsiones máximas utilizando una distorsión objetivo inicial, sin ser necesario un procedimiento iterativo. Utilizando el sistema de marcos con CRP, las distorsiones de entrepiso y la distorsión residual se encontraron dentro de los límites aceptables de acuerdo al código LATBSC (2011) y las guías de diseño de TBI (2010). Además, las demandas de ductilidad acumulada máximas de los CRP fueron generalmente mucho más pequeñas que su capacidad, incluso bajo los movimientos del terreno a nivel MCE.

Vaseghi et al. (2013)

Los autores presentaron un estudio analítico para evaluar la viabilidad del uso de CRP para rehabilitación de marcos de acero existentes. Con ese fin, se analizaron la respuesta sísmica de cuatro modelos de marcos bidimensionales representativos de marcos de acero típicos antes y después de equiparlos con CRP. Se realizaron análisis no lineales estáticos y dinámicos, utilizando un conjunto de siete registros sísmicos. Los marcos fueron analizados y diseñados con base al código sísmico iraní, ISC-2800 (2007). La evaluación se basó en la comparación de las demandas de desplazamiento, como los desplazamientos en la azotea, desplazamientos máximos y distorsiones de entrepiso. Los resultados mostraron que la efectividad de los contravientos restringidos al pandeo puede variar significativamente con los movimientos del terreno, las elevaciones de los marcos y los sistemas de rehabilitación. Los marcos estudiados fueron de 5, 7, 17 y 20 niveles, como se muestran en la Figura 3.3.

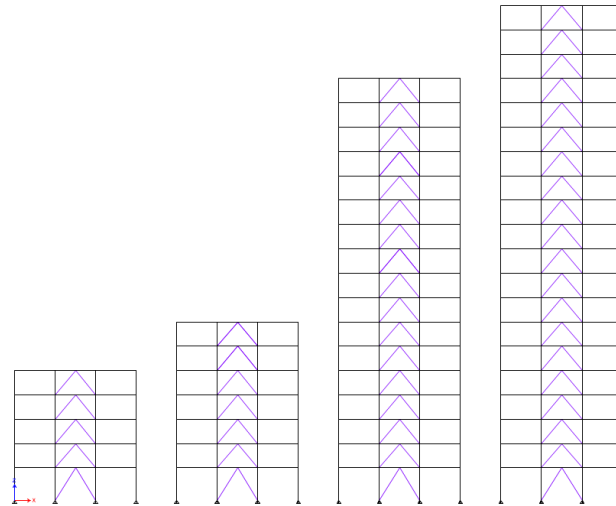


Figura 3.3. Elevaciones de los marcos de 5, 7 17 y 20 niveles (adaptada de Vaseghi et al., 2013)

El objetivo de esta investigación fue evaluar y comparar los resultados de rehabilitación de algunos edificios de acero utilizando contravientos concéntricos y contravientos restringidos al pandeo. Los comportamientos de los edificios originales y rehabilitados se evaluaron realizando análisis no lineales estáticos y dinámicos.

Cada marco se etiquetó usando distintas abreviaturas. Por ejemplo, el modelo OCBF5 es un marco con contravientos concéntricos de 5 pisos; el modelo 1BRBF5 es un marco con contravientos restringidos al pandeo de 5 pisos, cuyos contravientos están diseñados con la misma área de sección que el modelo OCBF5; y el modelo 2BRBF5 es un marco con contravientos restringidos al pandeo de 5 pisos, cuyos contravientos están diseñados en función de su capacidad (el área de los contravientos del modelo 2BRBF es más pequeña que los modelos OCBF y 1BRBF). Los mismos nombres abreviados se utilizaron para los marcos de 7, 17 y 20 pisos.

Se observó que la distorsión de entrepiso que se produjo para los marcos de baja altura en los modelos 2BRBF es la más grande. Por el contrario, en los marcos de gran altura, los modelos 2BRBF tuvieron la menor distorsión de entrepiso. Por lo tanto, se prefirió el uso de modelos 2BRBF como sistemas de rehabilitación para evitar grandes deformaciones, especialmente para marcos de gran altura. En general, las distorsiones de entrepiso más grandes ocurrieron en la parte superior. El uso de contravientos restringidos al pandeo en los modelos 1BRBF tendió a distribuir las distorsiones de manera más uniforme a lo largo de la altura de los marcos.

La investigación concluyó que la utilización de contravientos restringidos al pandeo mostró buenos resultados y que representan una opción atractiva para la rehabilitación de edificios de acero. Usarlos para rehabilitar marcos de acero de gran altura existentes no solo representó una ventaja en términos de control de distorsión de entrepiso, sino que resultó en una distribución bastante uniforme a lo largo de la altura. En general, los resultados del análisis no lineal mostraron que el uso de CRP es más aceptable que el uso de contravientos concéntricos.

Sy et al. (2014)

En este estudio se usaron CRP en un edificio de 50 niveles (166.8 m) de concreto reforzado para uso residencial en Filipinas. El procedimiento de modelado y diseño se realizaron para un diseño óptimo ante

tres tipos de niveles de movimientos sísmicos: la revisión de servicio ante sismos frecuentes, nivel de máximo sismo considerado (MCE) y nivel de diseño base (DBE). La rigidez y resistencia de los CRP se ajustaron para optimizar el desempeño ante los distintos niveles de sismos. El sistema gravitacional fue a base de muros y columnas de concreto, con losas planas postensadas. El sistema lateral se compuso de muros de concreto con columnas de concreto, conectadas con CRP en la dirección débil

En una investigación preliminar, las distorsiones de entrepiso se verificaron a nivel MCE sin utilizar CRP. Luego, los CRP se incluyeron en el modelo y se volvieron a verificar las distorsiones. Una ventaja es que el sistema con CRP redujo la distorsión de entrepiso del edificio en la dirección menor. La distorsión máxima para ambas direcciones fue inferior al 3%, lo cual fue considerado como un límite aceptable.

Con el fin de evaluar la respuesta y el nivel de desempeño de los CRP, la ductilidad de los contravientos restringidos al pandeo fue verificada contra el límite aceptable. En primer lugar, la tensión para cada CRP se extrajo de cada análisis y se calculó la demanda de ductilidad promedio. Se vio que todos los CRP tuvieron una demanda de ductilidad promedio inferior a 9, que es la demanda de ductilidad máxima permitida para componentes principales de contravientos mencionados en ASCE 41 (2006).

Los resultados obtenidos mostraron la efectividad de los CRP. Fue la primera vez que se utilizaron como sistema lateral principal en Filipinas, y su uso combinado con muros dúctiles de concreto mejoró el desempeño de edificios altos al reducir el cortante basal y controlar las deformaciones.

Vaduva et al. (2012)

Este trabajo estudió la posibilidad de utilizar CRP para mejorar la respuesta sísmica de edificios altos de concreto reforzado. Los autores realizaron un análisis dinámico no lineal en dos estructuras altas: primero, a una estructura con muros de concreto armado, que ha sido diseñada de acuerdo con el código de diseño sísmico rumano P100 (2006); segundo, la misma estructura, pero equipada con contravientos restringidos al pandeo. En el análisis se utilizaron tres acelerogramas. El objetivo del estudio fue resaltar las ventajas y desventajas del uso de CRP junto con muros de concreto armado para mejorar la respuesta sísmica de los edificios altos.

El edificio analizado tenía 17 pisos sobre el nivel de calle y tres sótanos. Cada piso tenía 3 m de altura y dimensiones en planta de 30 x 29 m, con una altura total de 51 m. En la investigación solo se analizó la superestructura y se consideró fija en el nivel de la planta baja. Debido a que los efectos de torsión eran despreciables, solo se analizó un modelo dos dimensiones. Las propiedades geométricas del edificio estudiado se muestran en la Figura 3.4.

En la Figura 3.5, se ve el alzado de la estructura original (con muro de concreto) y el alzado de la estructura rehabilitada con contravientos restringidos al pandeo, los cuales se colocaron en las crujías localizadas junto al muro.

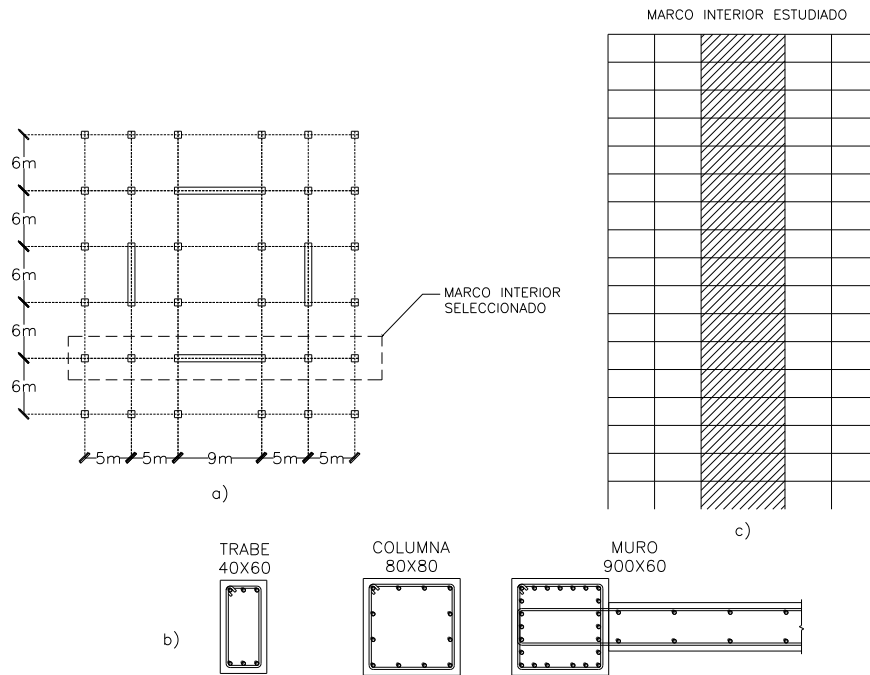


Figura 3.4. a) Vista en planta; b) secciones transversales; c) elevación del marco en estudio (adaptada de Vaduva et al., 2012)

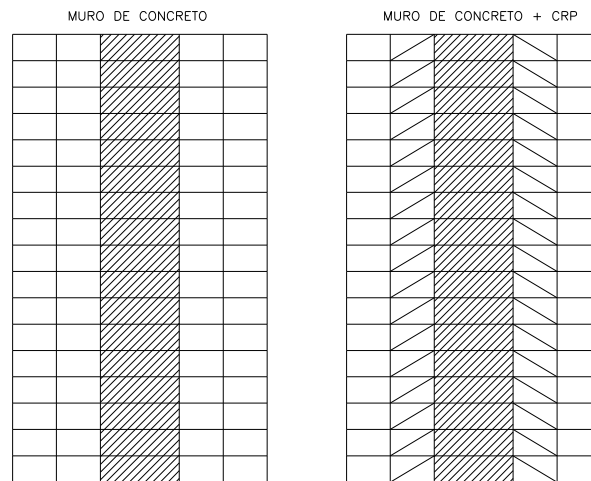


Figura 3.5. Estructura inicial y estructura rehabilitada (adaptada de Vaduva et al., 2012)

Durante los análisis, en el segundo 10, más del 50% de la energía había sido introducida en el sistema. En ese tiempo, los dos modelos fueron comparados respecto al número de articulaciones plásticas que habían alcanzado el nivel de prevención de colapso y los elementos en donde aparecieron. Mientras que en la estructura original habían aparecido 14 articulaciones plásticas (la mayoría en las trabes), en la estructura rehabilitada aparecieron 4 articulaciones únicamente (mayoría en las columnas).

En el modelo inicial, la mayoría de las vigas de las crujeas junto al muro tenían articulaciones plásticas más allá de su capacidad, y ese fue el criterio para agregar los contravientos en ese lugar.

Se concluyó que el edificio rehabilitado tuvo un buen comportamiento en términos de resistencia y rigidez. Durante el análisis, las columnas que estaban cerca de los contravientos tuvieron articulaciones plásticas, pero no alcanzaron su máxima capacidad. Por lo tanto, se pudo obtener una mejor respuesta de la estructura con un reforzamiento local de las columnas. En el sistema inicial, las vigas tenían un comportamiento pobre, especialmente las conectadas con el muro. Después de agregar contravientos restringidos al pandeo en esos marcos, las vigas presentaron un mejor comportamiento, las articulaciones plásticas disminuyeron más de 10 veces y se redujeron los momentos máximos registrados esas zonas.

Ahmed et al. (2016)

En esta investigación, el autor mencionó que, convencionalmente, una articulación plástica es diseñada y detallada en la base del núcleo de concreto y en los extremos de las vigas de acoplamiento para controlar la respuesta sísmica. Esta estrategia está basada en permitir daño en los elementos estructurales principales. Para evitar este daño, una estrategia alternativa es el uso de disipadores de energía, como los CRP. En este estudio, el efecto de la localización de los CRP en un edificio con un núcleo de concreto reforzado de 40 niveles es revisado utilizando un análisis dinámico no lineal, para siete registros sísmicos. La altura de entrepiso fue de 3 m, excepto en el vestíbulo, donde fue de 6 m, dando una altura total de 120 m.

Mediante análisis dinámicos no lineales, la estructura se analizó sin CRP con siete conjuntos de acelerogramas. Las demandas de cortante obtenidas fueron aproximadamente el 15% del peso total del edificio. Del mismo modo, la demanda de momento también resultó muy alta a media altura. Sin embargo, en la base, la demanda de momento se igualó a la resistencia a la flexión de la articulación plástica. Si el muro fuera diseñado para que el momento de media altura permanezca elástico y, por lo tanto, no sufriera daños, habría congestión de refuerzo. Por otro lado, si se permitiera una articulación plástica a media altura, la pared del núcleo estaría sujeta a altas demandas de rotación y, por lo tanto, a daños en media altura del muro, además de la base. Para reducir el daño en la base de la pared, así como reducir el momento de altura media para evitar la congestión del refuerzo, se desarrolló una estrategia alternativa que utilizó diferentes configuraciones de contravientos restringidos al pandeo y los resultados se compararon con la estructura original (opción 1).

Se revisaron tres configuraciones de CRP: a) se instalaron en las crujías 2, 3 y 4 entre las columnas periféricas y la pared central del núcleo en función de las demandas máximas de deformación por cortante en los modos dos y tres (opción 2); b) en la opción 3, se instalaron también CRP de un tamaño pequeño en la pared central, adicionales a los CRP colocados en la opción 2; y c) la opción 4, donde se habían instalado CRP en la pared central de las crujías 2 y 4, en la ubicación de la fuerza de corte máxima en los modos segundo y tercero, además de los CRP instalados en la opción 2.

Con base a los resultados obtenidos, la comparación mostró que los CRP no fueron solamente efectivos para reducir la fuerza cortante a lo largo de la altura del muro, el momento flexionante a la mitad de la altura y la demanda de deformación en 10%, 45% y 45% respectivamente (en todas las configuraciones propuestas), sino que se redujo significativamente la rotación en la base del núcleo en un 99%, 57% y 93%, para las opciones 2, 3 y 4, respectivamente. Además, se redujo también la demanda de energía en el núcleo de concreto en un 250%.

Al utilizar sistemas estructurales con núcleo de concreto, muchas veces la demanda puede ser muy alta, y puede haber problemas con la colocación del refuerzo, por problemas de congestionamiento. Existen varios enfoques para poder reducir estas demandas, como utilizar muro dúctil, que algunas veces no es económicamente viable debido al detallado por ductilidad que se requiere en toda la altura del muro, sin contar con que todos estos enfoques permiten daño en la estructura principal, y es cuando se vuelve adecuado utilizar sistemas con disipadores de energía, como los CRP.

3.3. CONCLUSIONES DE LA REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Después de realizar una revisión de la bibliografía enfocada en el efecto de los modos superiores y en estructuras altas equipadas con contravientos restringidos al pandeo, se observa una necesidad de hacer una investigación donde se relacionen ambos temas. Se ha demostrado que los efectos de los modos superiores pueden ocasionar daños significativos en la parte superior de las edificaciones. El considerar dichos efectos resulta muy importante en el diseño de edificios de gran altura. Además, en ocasiones, el comportamiento de los sistemas laterales convencionales no ha sido el más adecuado, llegando muchas veces a fallar, total o parcialmente, ocasionando un daño a la estructura principal. Esto ocurre por el enfoque de diseño de los códigos actuales, que se basa en la disipación de energía por medio de daño a las estructuras. Por ello, es conveniente equipar a las estructuras con dispositivos que absorban la energía sísmica que ocasiona daño en los elementos, para que estos mantengan su total integridad en el caso de un movimiento sísmico.

CAPÍTULO 4

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. ESTRUCTURAS ESTUDIADAS

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017), para estructuras con altura mayor a 120 m en zona de lago, se requiere llevar a cabo análisis dinámicos no lineales tipo paso a paso. Se analizaron dos edificios de acero, uno de 31 niveles y otro de 15. La altura de entrepiso fue de 4 m, dando alturas totales de 124 y 60 m, respectivamente. Se estudiaron tres casos: a) marcos momento-resistentes; b) marcos reforzados con contravientos concéntricos; y c) marcos reforzados con contravientos restringidos al pandeo (CRP), los cuales estarán asociados a ductilidades de 4, 2 y 4, respectivamente, de acuerdo a las NTC-DS (2017). Los edificios tuvieron una relación de aspecto, altura/ancho de la base, de 5.16 (31 niveles) y 5 (15 niveles). El primero se consideró desplantado en la zona de lago de la Ciudad de México; el segundo, en terreno firme. El primero se consideró ubicado en Paseo de la Reforma #505, por ser una zona con muchos edificios altos. El segundo edificio, se supuso ubicado en Av. Insurgentes Sur # 2416.

Se realizó un proceso iterativo para diseñar las estructuras. Primero, se propusieron dimensiones preliminares y se realizó un análisis modal para obtener las propiedades dinámicas para cada caso estudiado. Después, utilizando los espectros de diseño correspondientes, se seleccionaron perfiles de manera iterativa, cuya rigidez cumpliera con la revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes. Una vez teniendo los perfiles adecuados, se procedió a realizar un diseño por capacidad, para los casos asociados con una ductilidad de 4 (marcos momento-resistentes y marcos con contravientos restringidos al pandeo), que son las estructuraciones donde se esperan demandas inelásticas importantes para disipar energía. Para finalizar, se hicieron modelos en dos dimensiones para realizar análisis no lineales para obtener la respuesta de la estructura y revisar el estado límite de seguridad ante colapso. En las figuras 4.1 y 4.2, se muestran vistas en planta y elevación de los edificios de 31 y 15 niveles.

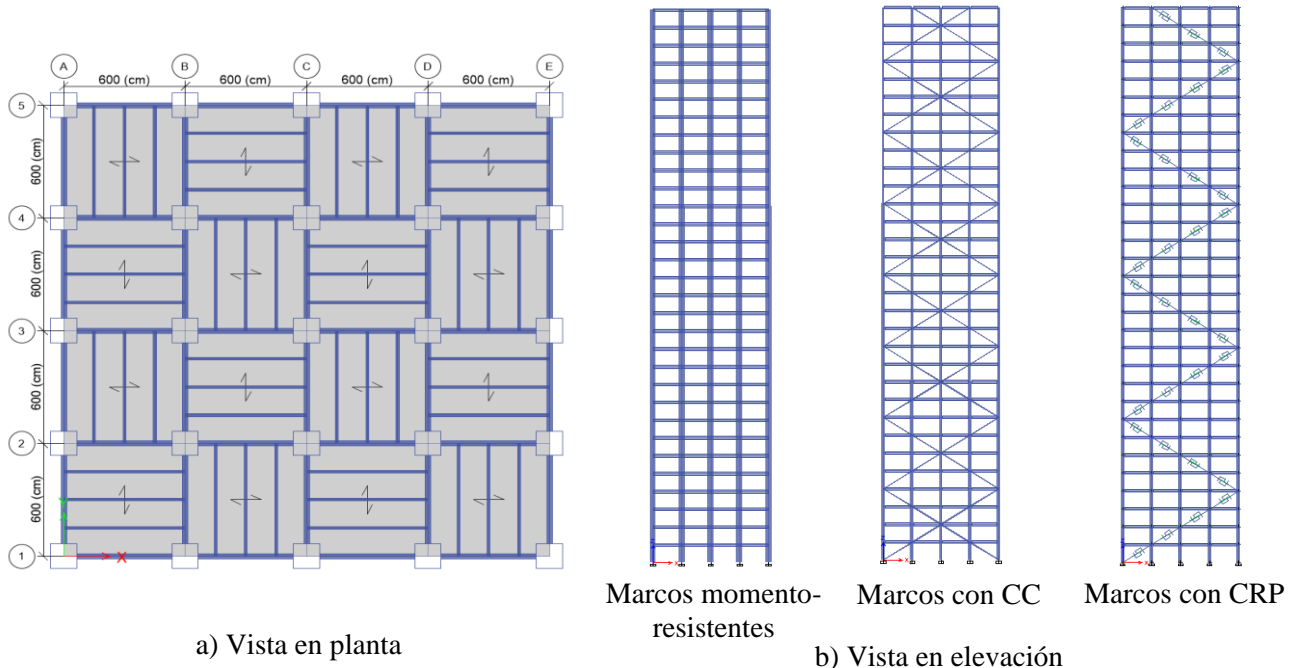


Figura 4.1. Vista en planta y elevación de edificio en estudio de 31 niveles

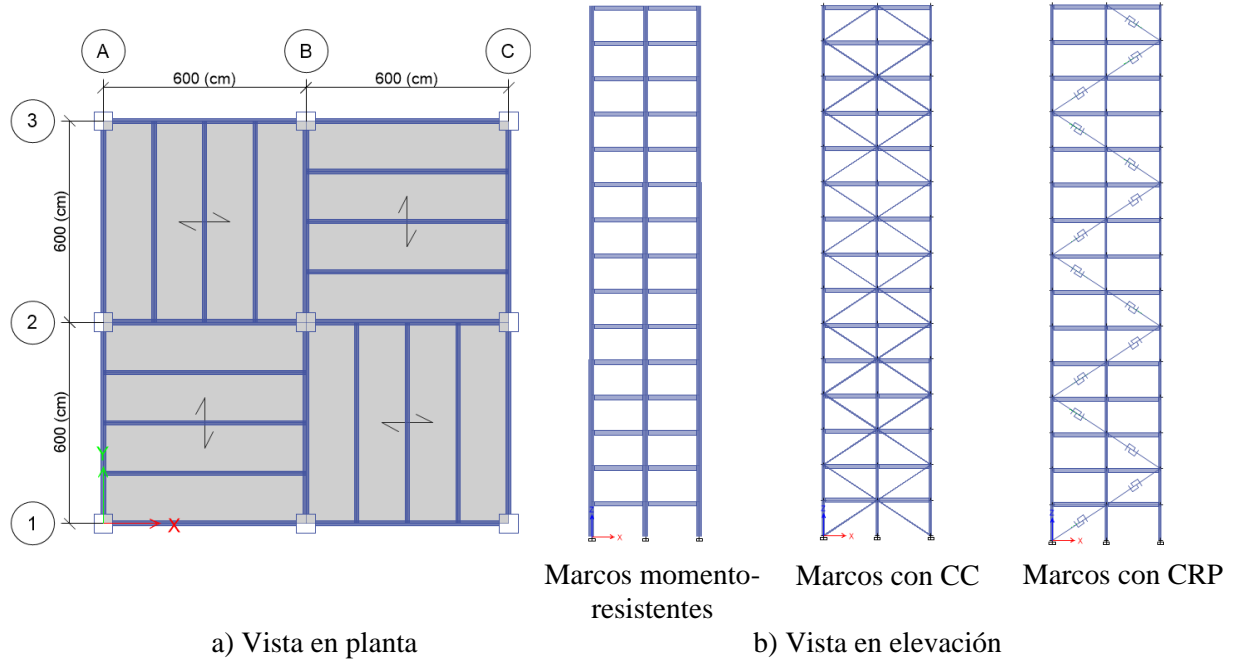


Figura 4.2. Vista en planta de edificio en estudio de 15 niveles

4.2. ANÁLISIS DE CARGAS

La carga muerta se dividió en dos partes: la correspondiente al peso propio de los elementos estructurales que se determina en función del volumen de dichos elementos y su peso volumétrico (la cual se incluye directamente en el modelo), y la carga muerta adicional que se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Carga muerta adicional

Elemento	Entrepisos, kg/m ²
Lámina de losacero (6.35 mm Cal. 22) + 6.35" de concreto	230
Instalaciones	20
Particiones y acabados	80
Sobrecarga por reglamento	20
Carga muerta total	350

De acuerdo a la sección 6.1.2 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE, 2017), se debe tomar la carga viva máxima para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y la carga viva instantánea para el diseño sísmico. Las cargas vivas a utilizar dependen del uso que tendrá la edificación. En este caso, se está revisando un edificio de oficinas, por lo que de la Tabla 6.1.1 de las NTC-CADE (2017), se tienen las cargas vivas de la Tabla 4.2:

Tabla 4.2. Cargas vivas

Tipo de carga	Entrepisos, kg/m ²	Azotea, kg/m ²
Carga viva máxima	250	100
Carga viva instantánea	180	70

4.3. ESPECTROS DE DISEÑO

La sección 3.1.1 de las NTC-DS (2017) menciona que cuando se emplee el método de análisis dinámico modal definido en la sección 6.1, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño*, denominado SASID (2017), para la ubicación específica del predio en estudio. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobrerresistencia, R , según las secciones 3.4 y 3.5 de las NTC-DS (2017), respectivamente, que se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso. En la Figura 4.3 se muestra una vista del programa SASID (2017). Los factores Q' y R se comentan brevemente a continuación.

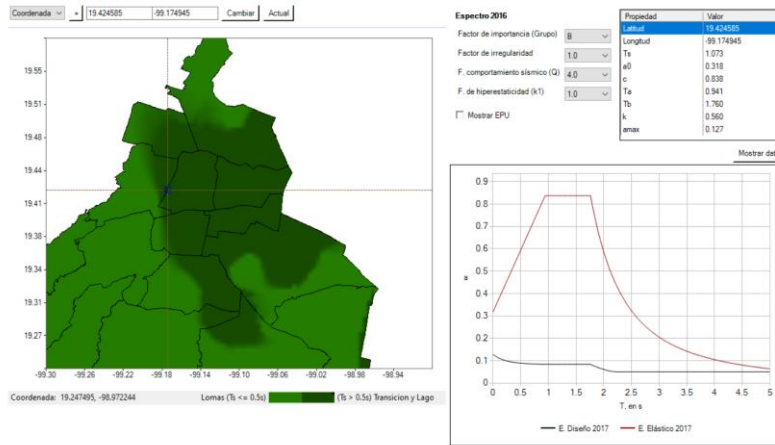


Figura 4.3. Vista del programa SASID

Factor de reducción por comportamiento sísmico

Los criterios contemporáneos de diseño admiten que la estructura tenga incursiones en el intervalo no lineal ante el nivel de colapso. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales a costa de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por la fluencia de algunas secciones de la estructura. Esto se maneja reduciendo las ordenadas espectrales por medio del factor de reducción por ductilidad, Q' (Mena et al., 2006). En la sección 3.4 de las NTC-DS (2017), se propone la ecuación (4.1) para Q' :

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p T}{k T_a}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (4.1)$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en las Tablas 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 de las NTC-DS (2017), para los distintos tipos de estructuras; β considera el amortiguamiento suplementario o por efectos de interacción suelo-estructura; T es el periodo natural de vibrar del sistema estructural; k es el cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; y T_a y T_b son periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño. Estos tres últimos valores se obtienen de SASID (2017).

Factor de sobrerresistencia

Las estructuras poseen una sobrerresistencia, que ha sido reconocida e integrada en diversos reglamentos de diseño sísmico en el mundo, por ejemplo, las NTC-DS (2017) de la Ciudad de México, y el ASCE 7 (2016) de los Estados Unidos de América. Existen varias fuentes de sobrerresistencia en las estructuras, que van desde la resistencia de los materiales, las expresiones que se emplean en el diseño estructural y el procedimiento mismo de análisis y diseño. El considerar todo esto en forma rigurosa implicaría cambios importantes en el procedimiento de análisis y llevaría invariablemente al empleo de métodos no lineales, complicando grandemente el proceso de diseño mismo. Sin embargo, una forma más simple y viable de realizarlo es mediante el empleo de un factor de reducción de las acciones (Mena et al., 2006). Su valor se obtiene, de acuerdo a la sección 3.5 de las NTC-DS (2017) con la ecuación (4.2):

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (4.2)$$

donde R_0 es un factor básico de sobrerresistencia del sistema estructural; k_1 es un factor de corrección por hiperestaticidad; y k_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas. Estos factores se obtienen de las NTC-DS (2017).

Introduciendo las coordenadas de las localizaciones propuestas, del programa SASID (2017) se obtienen los espectros elásticos para cada ubicación y los espectros de diseño para cada tipo de estructuración, de acuerdo al factor de comportamiento sísmico Q seleccionado. Los espectros utilizados en los análisis dinámicos lineales se muestran en las figuras 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7.

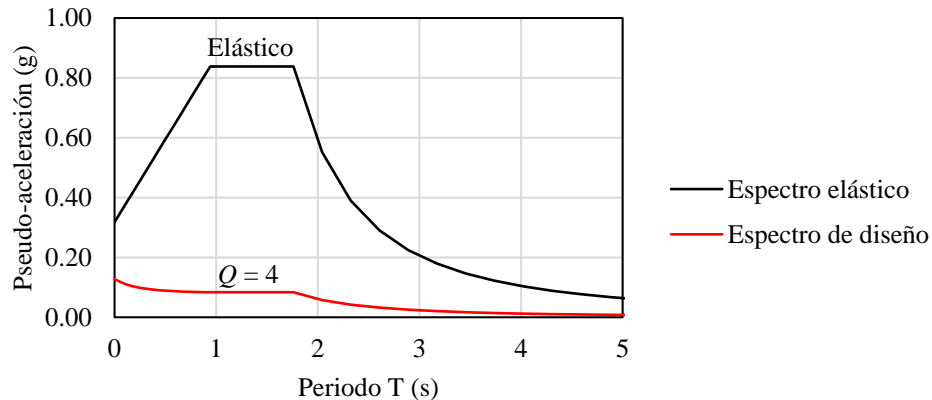


Figura 4.4. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 4$, edificio de 31 niveles

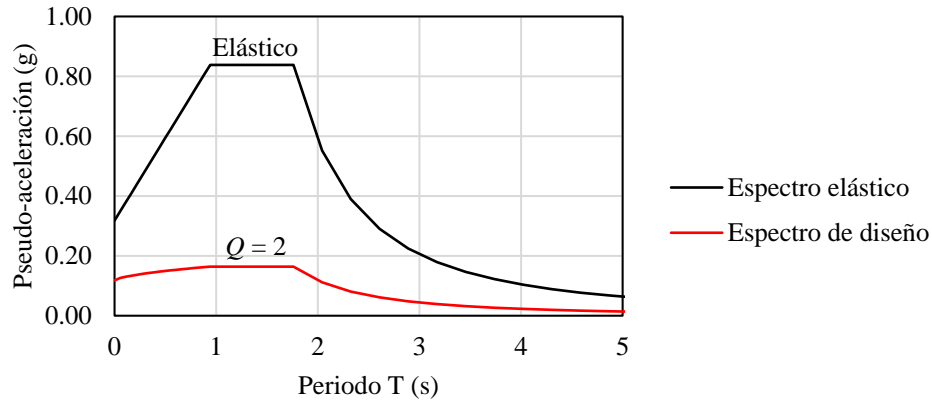


Figura 4.5. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 2$, edificio de 31 niveles

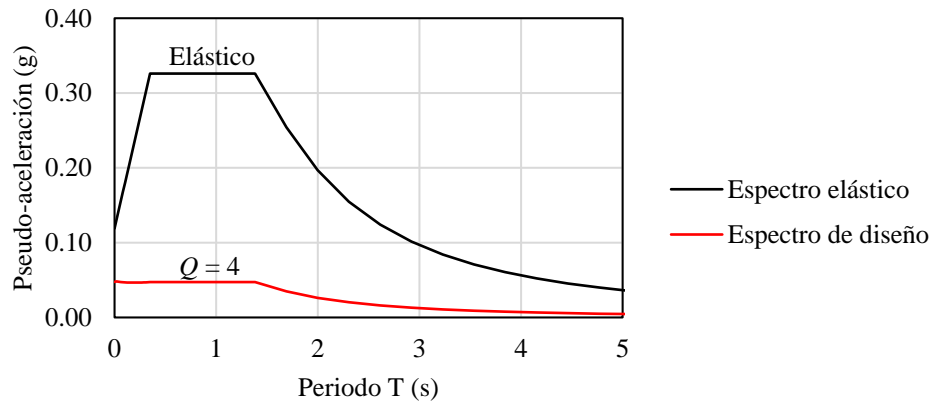


Figura 4.6. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 4$, edificio de 15 niveles

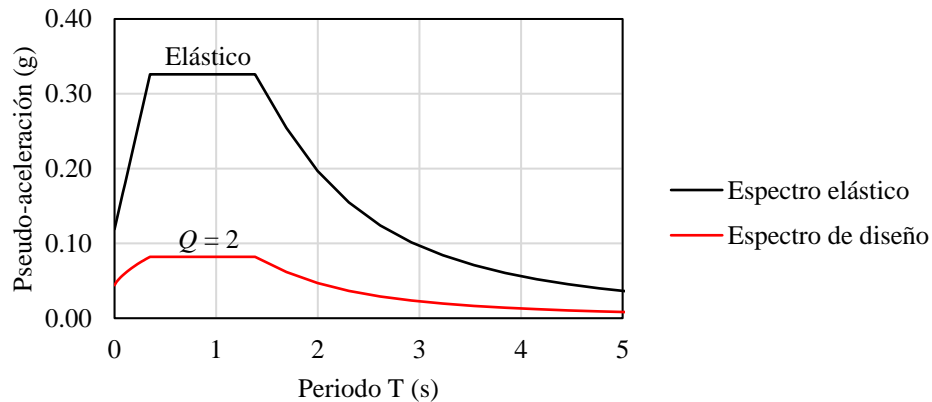


Figura 4.7. Espectro elástico y espectro de diseño para $Q = 2$, edificio de 15 niveles

4.4. ANÁLISIS MODAL

Para el modelado de los edificios, se usó el programa ETABS (2018), versión 18.0.2, que es un programa para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Es uno de los programas más utilizados en los despachos de ingeniería estructural por las herramientas que contiene. El análisis y diseño se apegaron a las Normas Técnicas Complementarias de Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las

Edificaciones (NTC-CADE, 2017); Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA, 2017); y Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017).

Los requerimientos a cumplir de acuerdo a las NTC-DS (2017) se resumen a continuación:

- Sección 1.2.2: las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno.
- Sección 1.7: si en la dirección de análisis se encuentra que la fuerza cortante basal V_o obtenida con el análisis dinámico modal es menor que $a_{min}W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor.
- Sección 1.8: para la revisión de desplazamientos laterales, estos se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño. Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes:
 - a. Estado límite de seguridad contra colapso: se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño, multiplicadas por QR , no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) en la Tabla 4.2.2 de las NTC-DS (2017).
 - b. Limitación de daños ante sismos frecuentes: se revisará que las distorsiones de entrepiso obtenidas con el espectro de diseño, multiplicadas por QRK_s , no excedan de 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. El factor K_s es un cociente entre ordenadas espectrales del espectro de seguridad contra colapso y las correspondientes al requisito de limitación de daños.
 - c. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, en ningún caso el valor medio de las distorsiones que resulten del análisis podrá ser mayor que 125 por ciento de las especificadas en la Tabla 4.2.2. de las NTC-DS (2017). Además, para la revisión del requisito de limitación de daños será suficiente hacer un análisis dinámico modal. Esto se encuentra en la sección 6.2.4. de las NTC-DS (2017).

4.5. REVISIÓN DE DISTORSIONES CON ANÁLISIS MODAL

4.5.1. Revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes

Después de varias iteraciones cambiando el tamaño de los elementos estructurales verticales y horizontales, se obtuvo una configuración cuya rigidez cumple con las distorsiones límites de reglamento. Para ambos edificios (31 y 15 niveles) se decidió hacer cambios en sus elementos estructurales a lo largo de la altura, como se hace comúnmente en la práctica, para disminuir el peso total de la edificación. Considerando que todos los elementos no estructurales están separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones, la distorsión límite para esta revisión fue de 0.004.

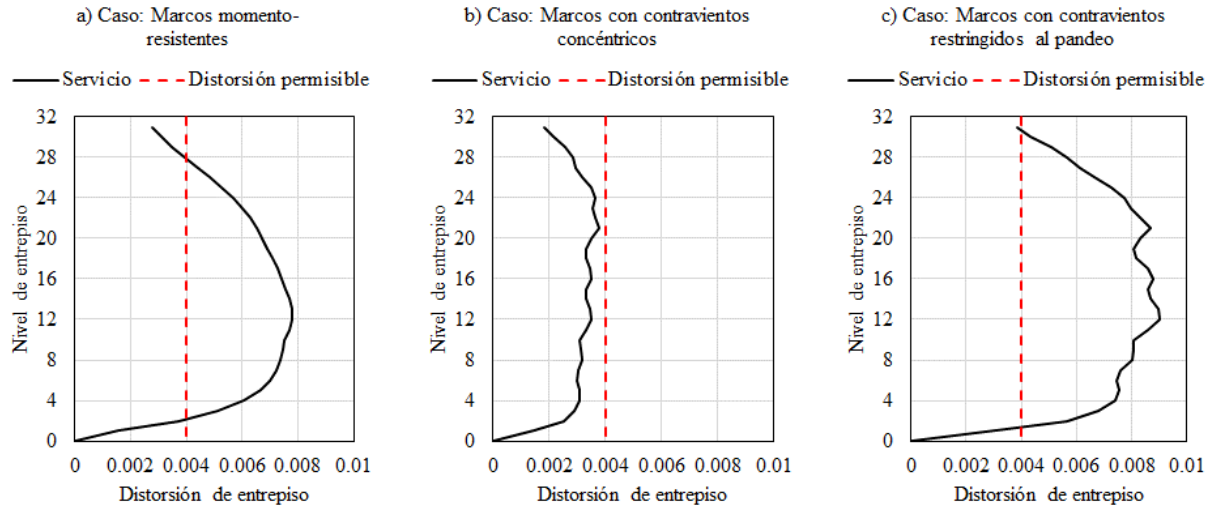


Figura 4.8. Perfil de distorsiones de análisis modal para revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes, para edificio de 31 niveles

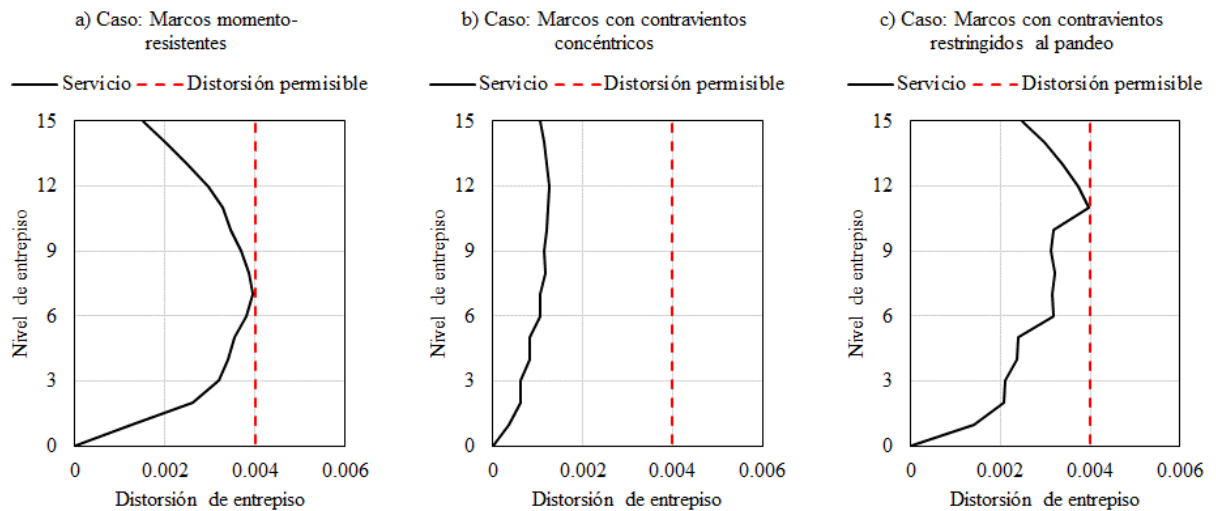


Figura 4.9. Perfil de distorsiones de análisis modal para revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes, para edificio de 15 niveles

En la Figura 4.8, se puede observar que, en el caso de marcos momento-resistentes y marcos con contravientos restringidos al pandeo, las distorsiones son casi el doble del límite establecido. En el caso del primero, esto fue debido a la imposibilidad de cumplir con la distorsión límite sin un sistema lateral adicional. En el caso de marcos con contravientos restringidos al pandeo, las distorsiones se dejaron de esta manera, porque se realizó un análisis paso a paso para la revisión del estado límite de servicio, como se muestra después en la sección 4.10.2, donde se observa que sí se cumple con el requisito.

En la Figura 4.9, para el caso de marcos con contravientos concéntricos, se puede ver que las distorsiones son muy pequeñas (menos de la mitad del límite). Sin embargo, en este caso, la selección de los elementos estructurales quedó regida por el diseño ante las solicitaciones de cargas gravitacionales y carga sísmica.

Teniendo definidos los perfiles estructurales adecuados que cumplen con esta revisión, se realizan los diseños correspondientes para cada caso estudiado, cumpliendo los requisitos de ductilidad impuestos por las NTC-CDEA (2017).

4.6. DISEÑO DE MARCOS MOMENTO-RESISTENTES

Los elementos estructurales con esta estructuración se diseñaron de manera que puedan disipar parte de la energía que reciben durante un temblor por deformaciones inelásticas locales, en zonas seleccionadas. Al satisfacer estos requisitos, se puede utilizar un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$.

Las demandas se obtienen directamente del análisis modal. La combinación de carga más crítica, que se introdujo en el modelo estructural, es $1.1 CM + 1.1 CV_a + 1.1 S_x + 0.33 S_y$, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE, 2017), donde CM es la carga muerta (sobrecarga y peso propio); CV_a es la carga viva instantánea que se usa para el diseño sísmico; S_x , que es la carga de sismo en dirección X ; y S_y , que es la carga de sismo en dirección Y (para considerar los efectos bidireccionales que se mencionan en la sección 2.4 de las NTC-DS (2017)). En la Tabla 4.3 se observan los tipos de acero utilizados en esta estructuración, así como sus propiedades.

Tabla 4.3. Tipos de acero y sus propiedades, caso: marcos momento-resistentes

Elemento	Tipo de Acero	Esfuerzo mínimo de fluencia, F_y (kg/cm ²)	Esfuerzo mínimo de ruptura, F_u (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Columnas	A570 Gr. 50	3,515	4,570	2,040,000
Trabes	A992 Gr. 50			

En las siguientes secciones se muestra el diseño de los elementos estructurales principales, de acuerdo al capítulo 12 “Estructuras Dúctiles” de las NTC-DCEA (2017). Se muestra entre paréntesis, adicionalmente, la sección de dicho reglamento en donde se encuentra la información que se presenta.

4.6.1. Trabes

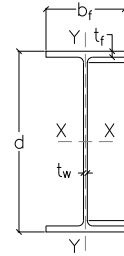
En la Tabla 4.4 se muestran las demandas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante, actuando sobre la trabe más desfavorable.

Tabla 4.4. Cargas sobre trabes para el caso: marcos momento-resistentes

Elemento mecánico	Carga muerta	Carga viva instantánea	Carga por sismo (X)	Carga por sismo (Y)
Fuerza axial (kg)	720	430	2,300	32
Fuerza cortante (kg)	3,158	1,267	7,225	1,157
Momento flexionante (kg.cm)	225,447	92,090	1,705,910	273,121

El perfil propuesto para satisfacer la rigidez necesaria es una sección W27x114. A continuación, se muestran sus propiedades geométricas, obtenidas del Manual de Construcción en Acero del IMCA (2019).

$d = 69.40 \text{ cm}$	$A = 216.20 \text{ cm}^2$	$J = 305 \text{ cm}^4$
$h = 61.60 \text{ cm}$	$I_x = 169,823 \text{ cm}^4$	$I_y = 6,618 \text{ cm}^4$
$t_w = 1.45 \text{ cm}$	$Z_x = 5,621 \text{ cm}^3$	$Z_y = 808 \text{ cm}^3$
$b_f = 25.70 \text{ cm}$	$S_x = 4,900 \text{ cm}^3$	$S_y = 516 \text{ cm}^3$
$t_f = 2.37 \text{ cm}$	$r_x = 27.9 \text{ cm}$	$r_y = 5.5 \text{ cm}^4$



Miembros en flexión (sección 12.1.2)

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación y la fuerza axial no excede de $0.1 P_y$, donde $P_y = A F_y$, esto es:

$$0.1 (216.20)(3,515) = 75.99 \text{ t} \quad \text{y} \quad P_u = 1.1(720 + 430 + 2300) + 0.33(2) = 3.81 \text{ t}$$

dado que $0.1 P_y > P_u$ ✓ **CUMPLE**

Requisito geométrico de peralte (sección 12.1.2.1)

El claro libre de las vigas no será menor que siete veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad alta.

$$7d \leq L \quad 7(69.40) = 485.80 \text{ cm} \leq 600 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

El ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

$$b_f < b_{col} = h_{col} \quad 25.70 \text{ cm} \leq 130 \text{ cm} \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Requisito para fuerza cortante (sección 12.1.2.2)

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (Figura 4.10).

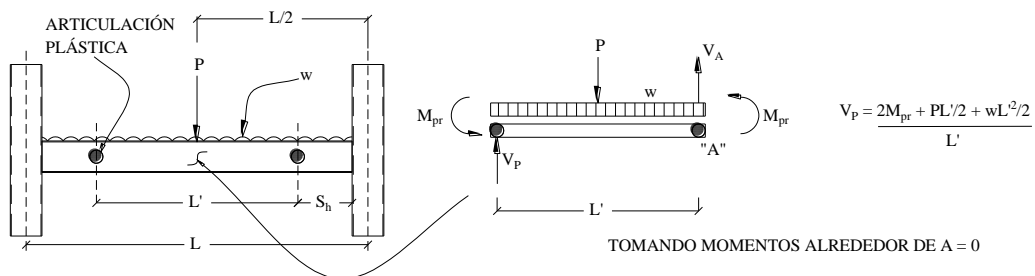


Figura 4.10. Equilibrio de la viga

El valor máximo probable del momento en la articulación plástica es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (4.3)$$

donde:

F_y = esfuerzo mínimo de fluencia del acero en tensión

R_y = cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y ; se toma de la Tabla 12.1.1 de las NTC-DCEA, 2017. Su valor en este caso es de 1.1

Z = módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica

C_{pr} = coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores. Este coeficiente se calcula con la ecuación (4.4):

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \quad (4.4)$$

$$C_{pr} = \frac{3,515 + 4,570}{2 (3,515)} = 1.15$$

El momento máximo probable será:

$$M_{pr} = 1.15(1.1)(3,515)(7,653) = 249.95 \text{ t.m}$$

Para calcular la fuerza cortante asociada al momento de la articulación plástica, se tendrán en cuenta las cargas de diseño que actúan sobre el miembro.

$$V_p = \frac{2 M_{pr} + 1.1 (CM + CV_a)}{L'} \quad (4.5)$$

Donde L' es la longitud entre los puntos donde se suponen las articulaciones plásticas que está definida en la Figura 4.12. Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual a un peralte, medido a partir del extremo. Además, se considera que la unión de la trabe con las columnas del marco tiene 50 cm en cada extremo como zona rígida.

$$L' = 600 - 2(69.40) - 2(50) = 361.20 \text{ cm}$$

Por lo que a fuerza cortante asociada al momento de la articulación plástica es igual a:

$$V_p = \frac{2 (249.95) + 1.1(2.25 + 0.92)}{3.612} = 139.37 \text{ t}$$

Resistencia a cortante (sección 7.2)

La resistencia a cortante de la viga está dada por:

$$V_r = F_r V_n \quad (4.6)$$

donde el cortante nominal resistente de almas atiesadas, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es igual a:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v \quad (4.7)$$

donde:

F_r = factor de reducción de resistencia

A_a = área del alma

C_v = coeficiente para el cortante del alma

Los valores de F_r y C_v dependen de las relaciones entre peralte y espesor de alma, h/t_w , como se muestra a continuación:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; C_v = 1.0, F_r = 1.0$$

donde:

E = módulo de elasticidad del acero (indicado en la Tabla 4.3)

$$\frac{61.60}{1.40} \leq 2.24 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}}; 42.48 > 53.96; SE CUMPLE$$

Como se cumple esta condición, $C_v = 1.00$ y $F_r = 1.00$. El área del alma, A_a , es igual a:
 $A_a = (69.40)(1.45) = 100.63 \text{ cm}^2$

El cortante nominal resistente será igual a:

$$V_n = 0.6(3,515)(100.63)(1.00) = 212.23 \text{ t}$$

$$V_r = 1.00(212.23) = 212.23 \text{ t}$$

La fuerza cortante asociada al momento de articulación plástica es de:

$$V_p = 139.37 \text{ t} \leq V_r = 212.23 \text{ t} \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de contraventeo lateral (sección 12.1.2.3)

Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia, L_u , entre cada sección soportada lateralmente y la siguiente no será mayor que:

$$L_u = 0.086 r_y \left(\frac{E}{F_y} \right) \quad (4.8)$$

$$L_u = 0.086(5.5) \left(\frac{2,040,000}{3,515} \right) = 274.51 \text{ cm}$$

Las vigas secundarias se encuentran espaciadas a 1.50 m.

$$150 \leq 274.51 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de relación ancho/grueso de sección transversal (sección 12.2.1.1)

Las relaciones ancho/grueso no deben exceder el límite λ_{da} para miembros de ductilidad alta que se define en la Tabla 12.1.2 de las NTC-DCEA (2017).

Revisando el patín:

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; \frac{25.70}{2 (2.37)} \leq 0.30 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} ; 5.42 < 7.23; \text{ SE CUMPLE}$$

Revisando el alma:

$$\frac{P_u}{F_r P_y} = \frac{3.812}{(0.90)(216.20)(3,515)} = 0.006 \leq 0.125$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{0.93 P_u}{F_r P_y}\right)} ; 2.45 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515} \left(1 - \frac{0.93 [3.812]}{(0.90)(216.20)(3,515)}\right)} = 58.72$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{0.93 P_u}{F_r P_y}\right)} ; 42.48 < 58.72; \text{ SE CUMPLE}$$

Tanto el patín como el alma de la sección propuesta W27x114 cumplen con la relación máxima de ancho/grueso para miembros de ductilidad alta especificada en el reglamento, por lo que este perfil es tipo 1 (compacto). \checkmark **CUMPLE**

Resistencia nominal a flexión (sección 6.3.1)

La resistencia nominal, M_n , de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación L no mayor que L_u , es igual a:

$$M_n = Z_x F_y = M_n \quad (4.9)$$

$$M_n = (5,621) (3,515) = 197.58 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_r M_n = 0.90(197.58) = 177.82 \text{ t.m}$$

El momento máximo actuante en la viga, obtenido del análisis dinámico modal, es de:

$$M_{max} = 1.1(2.25 + 0.92 + 17.06) + 0.33(2.73) = 23.16 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = 23.16 \text{ t} \leq M_r = 177.82 \text{ t} \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Habiendo realizado estas revisiones, se concluye que el perfil W27x114 cumple con las demandas obtenidas con el análisis dinámico modal. También, se cumple con el detallado para que se forme un mecanismo de colapso adecuado, evitando fallas frágiles por cortante en las trabes.

4.6.2. Columnas

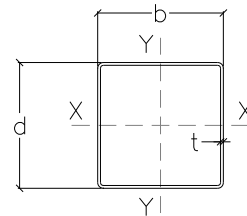
En la Tabla 5 se muestran las demandas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante, actuando sobre la columna más cargada, localizada en la planta baja.

Tabla 4.5. Cargas sobre columnas para el caso: marcos momento-resistentes

Elemento mecánico	Carga muerta	Carga viva	Carga viva instantánea	Carga por sismo (X)	Carga por sismo (Y)
Fuerza axial (kg)	346,794	164,169	81,562	335,272	298,929
Fuerza cortante (kg)	576	324	233	27,676	24,429
Momento flexionante (kg.cm)	45,803	25,703	18,505	27,483,016	24,189,277

El perfil propuesto para satisfacer la rigidez necesaria es una sección cuadrada hecha de placas de acero A570 Gr. 50, con unas medidas de 130x130x3.81 cm. A continuación, se muestran sus propiedades geométricas:

$$\begin{array}{ll}
 d = 130 \text{ cm} & A = 1,923.10 \text{ cm}^2 \\
 t = 3.81 \text{ cm} & I_x = 5,108,627.7 \text{ cm}^4 \\
 b = 130 \text{ cm} & I_y = 5,108,627.7 \text{ cm}^4 \\
 r_x = 51.54 \text{ cm} & Z_x = 91,032.8 \text{ cm}^3 \\
 r_y = 51.54 \text{ cm} & Z_y = 91,032.8 \text{ cm}^3
 \end{array}$$



Requisitos geométricos (sección 12.1.3.1)

La longitud no arriostrada de las columnas se define considerando que en la zona de unión con la viga existe una longitud igual al 25% del peralte de la viga que recibe ($d/4$) que no tiene rotación, por lo que la longitud no arriostrada es igual a:

$$L_c = 400 - 0.25(69.40) = 382.65 \text{ cm}$$

Esta sección, al ser cuadrada, con lados y espesores de la misma dimensión, tendrá una relación de esbeltez igual en ambos sentidos. Utilizando un factor de longitud efectiva K igual a 1, esta relación es igual a:

$$\frac{K L_c}{r} = \frac{1.00 (382.65)}{51.54} = 7.42$$

La relación de esbeltez de las columnas no excede de 60. **✓ CUMPLE**

Requisitos para fuerza cortante (sección 12.1.3.3)

Los elementos flexocomprimidos se dimensionan de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual a su altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen:

$$M_r = Z_c (F_{yc} - f_a) \quad (4.10)$$

donde:

M_r = momento máximo resistente de la columna

F_{yc} = esfuerzo de fluencia del acero de la columna

Z_c = módulo de sección plástico en la sección de la columna

f_a = esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño

La fuerza axial de diseño, se obtiene con la combinación 1.1 $CM + 1.1 CV_a + 1.1 S_x + 0.33 S_y$, utilizando los valores de la Tabla 4.5.

$$P_u = 1.1(346.79 + 81.56 + 335.27) + 0.33(298.93) = 938.64 t$$

Con esto, se calcula el esfuerzo normal en la columna, resultando como sigue:

$$f_a = \frac{P_u}{A} = \frac{938.64}{1,923.10} = 488.09 \text{ kg/cm}^2$$

Y con estos valores, se obtiene el momento máximo resistente de la columna:

$$M_r = 91,032.8(3,515 - 488.09) = 2,755.48 t.m$$

Finalmente, se calcula la fuerza cortante asociada al momento máximo resistente de la columna:

$$V_p = \frac{2M_r}{L_c} = \frac{2(2,755.48)}{3.826} = 1,440.21 t$$

Resistencia a cortante (sección 7.2)

La resistencia a cortante de la columna está dada por:

$$V_r = F_r V_n \quad (4.6)$$

Donde el cortante nominal resistente, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es igual a:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v \quad (4.7)$$

La resistencia nominal en cortante, V_n , de miembros de sección en cajón, se calcula usando un área de alma igual a:

$$A_a = 2 h t = 2 (130 - 3[3.81])(3.81) = 903.50 \text{ cm}^2$$

Los valores de F_r y C_v dependen de las relaciones entre peralte y espesor de alma, h/t_w , como se muestra a continuación:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} ; C_v = 1.0, F_r = 0.90$$

donde :

k_v = coeficiente de pandeo en cortante de la placa del alma

Usando un valor $k_v = 5$ (para secciones cuadradas)

$$\frac{130 - 3(3.81)}{3.81} \leq 1.10 \sqrt{\frac{5(2,040,000)}{3,515}} ; 31.12 \leq 59.26; \text{ SE CUMPLE}$$

Como se cumple esta condición, $C_v = 1.00$ y $F_r = 0.90$. El cortante nominal resistente será igual a:

$$V_n = 0.6(3,515)(903.50)(1.00) = 1,905.49 \text{ t}$$

$$V_r = 0.90(1,905.49) = 1,714.94 \text{ t}$$

La fuerza cortante asociada al momento de articulación plástica es de:

$$V_p = 1,440.21 \text{ t} \leq V_r = 1,714.94 \text{ t} \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Requisitos de relación ancho/grueso y de carga axial (sección 12.2.1.4)

Las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/grueso, λ_{da} , para miembros de ductilidad alta definidas en la Tabla 12.1.2 de las NTC-DCEA (2017) y ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se desarrollen en los extremos de las vigas.

Revisando la relación ancho/grueso de la sección:

$$\frac{P_u}{F_r P_y} = \frac{938,640}{(0.90)(1,923.10)(3,515)} = 0.154 > 0.125$$

$$0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.93 - \frac{P_u}{F_r P_y} \right) ; 0.77 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,515}} \left(2.93 - \frac{938,640}{(0.90)(1,923.10)(3,515)} \right) = 51.49$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.93 - \frac{P_u}{F_r P_y} \right) ; 33.12 < 51.49; \text{ SE CUMPLE}$$

El alma de la sección propuesta 130x130x3.81 cm cumple con la relación máxima de ancho/grueso para miembros de ductilidad alta especificada en la Tabla 12.1.2 del reglamento, por lo que este perfil es tipo 1 (compacto). \checkmark **CUMPLE**

Conforme al mecanismo propuesto, la columna debe ser diseñada para resistir las cargas gravitacionales y las fuerzas generadas por el mecanismo suponiendo que las vigas de los pisos superiores a ella fluyen al mismo tiempo. En la Tabla 4.6 se muestran las fuerzas cortantes asociadas al momento de la articulación plástica, para cada tipo de perfil utilizado a lo largo de la altura del edificio.

Tabla 4.6. Carga axial en columna debida al cortante asociado al momento de articulación plástica (caso: marcos momento-resistentes)

Niveles	No. de pisos	Perfil	V_p (t)	V_p total (t)
N21-31	11	W27x94	115	1,264
N 11-20	10	W27x102	126	1,261
N 1-10	10	W27x114	139	1,394

Así, la carga axial de la columna asociada al mecanismo de las vigas, resulta ser:

$$P_u = 938.64 + 1,394 + 1,261 + 1,264 = 4,858.23 \text{ t}$$

Ya que se revisaron que se cumplan los requisitos solicitados por ductilidad, se procede a obtener las acciones de diseño.

Determinación de las acciones de diseño (sección 2.7.2)

Los momentos producidos por las cargas verticales y las acciones horizontales se evalúan por separado, utilizando métodos convencionales de análisis de primer orden. Después, se deben amplificar los elementos mecánicos debido a los efectos de segundo orden ($P\Delta$ y $P\delta$).

Los efectos $P\Delta$ son los que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura desplazada lateralmente (son efectos de conjunto en toda la estructura o en cada uno de sus entrepisos); los efectos $P\delta$ son los ocasionados por las cargas originalmente axiales, cuando actúan sobre el miembro deformado entre sus extremos (son individuales en cada columna). En la Figura 4.11 se pueden apreciar mejor estos efectos.

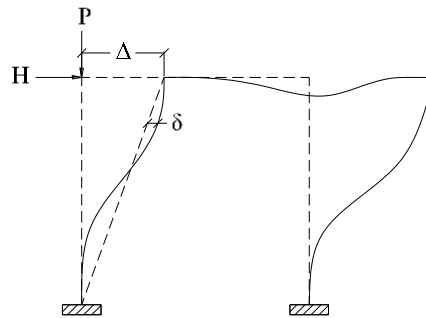


Figura 4.11. Definición de los efectos de segundo orden ($P\Delta$ y $P\delta$)

Estos momentos producidos por las cargas gravitacionales y acciones horizontales se deben amplificar mediante los factores B_1 y B_2 , en cuyo cálculo se propusieron dos valores: 1) el coeficiente C_m se tomó igual a 1.0; b) el factor de longitud efectiva en ambas direcciones se supuso igual a $K_x = K_y = 1.0$. La carga crítica de pandeo elástico se calcula con la ecuación (4.11):

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4.11)$$

Sustituyendo valores:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2(2,040,000)(1,923.10)}{(7.42)^2} = 5,215,242.14 \text{ t}$$

El factor de amplificación B_1 se calcula como:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{F_R P_{e1}} \right)} \quad (4.12)$$

Sustituyendo valores:

$$B_1 = \frac{1.00}{1 - \left(\frac{4,858.23}{0.90(5,215,242.14)} \right)} = 1.00$$

El factor de amplificación B_2 se calcula como:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{1.2 Q \Delta_{OH} \sum P_u}{L \sum H} \right)} \quad (4.13)$$

donde:

Δ_{OH} = desplazamiento horizontal relativo del nivel en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño.

$\sum P_u$ = fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el o los factores de carga correspondientes); incluye cargas muertas y vivas.

Q = factor de comportamiento sísmico.

$\sum H$ = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración (fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando).

L = longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión

Del modelo de análisis estructural, obtenemos los valores de Δ_{OH} , $\sum P_u$ y $\sum H$:

$$\Delta_{OH} = 0.231 \text{ cm}; \sum P_u = 4,858.23 \text{ t}; \text{ y } \sum H = 522.75 \text{ t}$$

Sustituyendo valores:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{1.2 (4)(0.231)(4,858.23)}{(382.65)(522.75)} \right)} = 1.028$$

Una vez que se han obtenido estos factores de amplificación, se procede a calcular los momentos de diseño:

Momentos de diseño en los extremos de la columna:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (4.14)$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{uo}^* = B_1(M_{ti} + B_2M_{tp}) \quad (4.15)$$

donde:

M_{uo} = momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en los extremos de una barra flexocomprimida.

M_{ti} = momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

M_{tp} = momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna producido por cargas que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

M_{uo}^* = momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en la zona central de una barra flexocomprimida.

Sustituyendo valores, se obtiene:

Extremos de columna:

$$M_{uox} = 1.1(0.46 + 0.19) + 1.028(1.1)(274.83) = 311.49 \text{ t.m}$$

$$M_{uoy} = 1.1(0.46 + 0.19) + 1.028(1.1)(241.90) = 274.17 \text{ t.m}$$

Zona central de columna:

$$M_{uox}^* = 1.00(311.49) = 311.49 \text{ t.m}$$

$$M_{uoy}^* = 1.00(274.17) = 274.17 \text{ t.m}$$

Revisión de las secciones extremas (sección 8.1.3.1)

Una vez definidas las demandas sobre las columnas debidas al mecanismo de colapso, se debe estimar si la capacidad resistente de las columnas es suficiente.

Primero, se obtienen los momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$M_{px} = Z_x F_y = 91,032.8(3,515) = 3,200 \text{ t.m}$$

$$M_{py} = Z_y F_x = 91,032.8(3,515) = 3,200 \text{ t.m}$$

Para secciones cuadradas, en cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.16)$$

$$\frac{4,858.23}{(0.90)(1,923.10)(3,515)} + \frac{0.80 (311.49)}{0.90(3,200)} + \frac{0.80 (274.17)}{0.90(3,200)} = 0.96 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Adicionalmente se debe comprobar que:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.17)$$

$$\frac{311.49}{0.90(3,200)} + \frac{274.17}{0.90(3,200)} = 0.20 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de la columna completa (sección 8.1.3.2)

Primero, se obtiene la resistencia de diseño en compresión, que se calcula como:

$$R_c = F_r \chi F_y A \quad (4.18)$$

donde el esfuerzo crítico de Euler, F_e , se calcula como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K L/r)^2} \quad (4.19)$$

Sustituyendo valores:

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,040,000)}{(7.42)^2} = 365,271 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor, se calcula χ , que es el factor de reducción por esbeltez, y se obtiene como:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (4.20)$$

Utilizando n igual a 1.4, para columnas de sección transversal rectangular hueca, se sustituyen valores en la ecuación 4.20 y obtenemos:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{3,515}{365,271} \right)^{1.4} \right]^{-1/1.4} = 0.9989$$

Con $F_r = 0.90$, se calcula el valor de la resistencia de diseño a compresión:

$$R_c = 0.90 (0.9989)(3,515)(1,923.10) = 6,077.21 \text{ t}$$

Obtenida R_c , se procede a calcular el momento resistente M_{RX} . De acuerdo a la sección 6.7 de las NTC-DS (2017), será igual a la resistencia nominal, M_n , que a su vez es igual al momento plástico, calculado con anterioridad, cuyo valor se muestra a continuación:

$$M_{RX} = 3,200 \text{ t.m}$$

Para la revisión de columna completa, para secciones tipo 1, se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.21)$$

$$\frac{4,858.23}{6,077.21} + \frac{311.49}{3,200} + \frac{274.17}{0.90(3,200)} = 0.992 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de la columna como miembro a tensión (sección 4.2)

La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t , es la menor entre la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_r F_y A \quad (4.22)$$

$$R_t = 0.90 (3,515)(1,923.10) = 6,083.73 t$$

Y la obtenida para el estado límite de fractura en la sección neta. En este caso, se considera el área efectiva, A_e , igual al área total de la sección. El factor de reducción, F_r , será igual a 0.75.

$$R_t = F_r F_u A_e \quad (4.23)$$

$$R_t = 0.75 (4,570)(1,923.10) = 6,591.43 t$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño a tensión, R_t , resulta ser la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total. La demanda en tensión se obtiene con las cargas gravitacionales y el cortante resistente del mecanismo de las vigas enlace de los entresijos sobre la columna.

$$T_u = 1.1(346.79 + 164.17) - 4,858.23 = 4,296.17 t (T)$$

$$T_u = 4,296.17 t \leq R_t = 6,591.43 t \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Habiendo realizado estas revisiones, se concluye que el perfil de sección cuadrada hueca de medidas 130x130x3.81 cm cumple por resistencia con las demandas obtenidas con el análisis dinámico modal. También, se cumple con los requisitos de ductilidad para que se forme un mecanismo de colapso adecuado, evitando fallas frágiles.

El mismo procedimiento se llevó a cabo para calcular las traveses y columnas de los niveles superiores. Las secciones resultantes, se muestran en la Tabla 4.7, así como los niveles en los que se encuentran localizadas.

Tabla 4.7. Perfiles utilizados en edificio de 31 niveles para el caso: marcos momento-resistentes

Niveles	Trabe	Columna
N21-31	W27x94	120x120x2.54
N 11-20	W27x102	130x130x2.54
N 1-10	W27x114	130x130x3.81

4.7. DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTOS CONCÉNTRICOS

En esta estructuración, las diagonales de contraviento pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, bajo la acción de eventos sísmicos intensos, mientras admiten deformaciones inelásticas moderadas en ellas y sus conexiones. Por ello, el factor de comportamiento sísmico utilizado es $Q = 2$.

Las demandas se obtienen directamente del análisis modal. La combinación de carga más crítica utilizada fue $1.1 CM + 1.1 CV_a + 1.1 S$, donde CM es la carga muerta (sobrecarga y peso propio); CV_a es la carga viva instantánea que se usa para el diseño sísmico; y S , que es la carga de sismo en la dirección analizada. La carga axial ocasionada por el sismo en la otra dirección se despreció, por ser muy pequeña. En la Tabla 4.8 se observan los tipos de acero utilizados en esta estructuración, así como sus propiedades.

Tabla 4.8. Tipos de acero y sus propiedades, caso: marcos con contravientos concéntricos

Elemento	Tipo de Acero	Esfuerzo mínimo de fluencia, F_y (kg/cm ²)	Esfuerzo mínimo de ruptura, F_u (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Columnas	A570 Gr. 50	3,515	4,570	2,040,000
Trabes	A992 Gr. 50			
Contravientos	A500 Gr. B	3,230	4,080	

A continuación, se muestra el diseño de los elementos estructurales principales, de acuerdo al capítulo 12 “Estructuras Dúctiles” de las NTC-DCEA (2017).

4.7.1. Contravientos

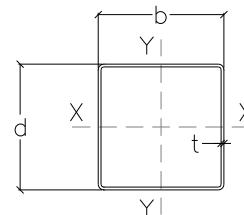
En la Tabla 4.9 se muestran las demandas de fuerza axial para los contravientos más esforzados, que son los localizados en la parte baja de la estructura.

Tabla 4.9. Carga axial sobre contravientos, caso: marcos con contravientos concéntricos

Elemento mecánico	Carga muerta	Carga viva instantánea	Carga por sismo (Tensión)	Carga por sismo (Compresión)
Fuerza axial (t)	23.30	4.64	-118.00	118.00

El perfil propuesto para satisfacer la rigidez necesaria es una sección cuadrada PTR 10"x3/8". A continuación, se muestran sus propiedades geométricas, obtenidas del Manual de Construcción en Acero del IMCA (2019).

$$\begin{array}{ll}
 d = 25.4 \text{ cm} & A = 85.16 \text{ cm}^2 \\
 t = 0.95 \text{ cm} & I_x = 8,407.9 \text{ cm}^4 \\
 b = 25.4 \text{ cm} & I_y = 8,407.9 \text{ cm}^4 \\
 r_x = 9.96 \text{ cm} & r_y = 9.96 \text{ cm}
 \end{array}$$



Como se esperan demandas inelásticas limitadas, basta realizar un análisis elástico con las acciones de diseño especificadas.

Requisitos geométricos (sección 12.3.4.4)

De acuerdo a la Tabla 12.1.2 (NTC-DCEA, 2017), el límite para elementos atiesados en paredes de secciones PTR, para ductilidad media es:

$$\frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = ; \frac{25.4 - 3(0.95)}{0.95} \leq 1.12 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,230}}; 23.74 < 28.15; \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Además, la relación de esbeltez no debe ser mayor a:

$$\frac{K L}{r} \leq 4.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Respecto a la longitud del contraviento, de acuerdo a Tapia et al. (2013), diversos autores presentaron estudios de marcos con contraviento concéntrico de modelos entre cuatro y dieciséis niveles. En los estudios referidos, una vez realizados los análisis, se diseñó cada una de las conexiones de los contravientos en cada entepiso, lo que permitió estudiar la relación entre la longitud teórica (L_{ejes}) de la intersección del contraviento en el nudo trabe – columna y la longitud efectiva del contraviento, L_{real} . El promedio de la proporción L_{real}/L_{ejes} resultó ser igual a 0.787, de manera que los análisis que consideran la longitud de los contravientos de la distancia a ejes ($L_{real}/L_{ejes} = 1.0$) podrían llevar a resultados poco realistas, asociados a longitudes mayores y pandeos prematuros.

En este trabajo, la longitud real de los contravientos, L_{real} , se consideró igual al 80% de la longitud a ejes. El perfil seleccionado, al ser cuadrado, con lados y espesores de la misma dimensión, tiene una relación de esbeltez igual en ambos sentidos. Utilizando un factor de longitud efectiva K igual a 1, esta relación es igual a:

$$\frac{K L_{real}}{r} = \frac{1.00 (0.80)(720)}{9.96} \leq 4.00 \sqrt{\frac{2,040,000}{3,230}}; 57.92 < 100.53; \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Resistencia a compresión (sección 5.2.1)

La resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal hueca sometido a compresión axial, R_c , se calcula utilizando las mismas ecuaciones de la sección 4.6:

$$R_c = F_r \chi F_y A \quad (4.18)$$

Se procede a calcular el esfuerzo crítico de Euler, F_e , con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K L/r)^2} \quad (4.19)$$

Sustituyendo valores:

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,040,000)}{(57.92)^2} = 6,001.58 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor, se calcula χ , que es el factor de reducción por esbeltez, y se obtiene como se muestra a continuación:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (4.20)$$

Utilizando n igual a 1.4, para elementos de sección transversal rectangular hueca, se sustituyen valores en la ecuación (4.20) y se obtiene:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{3,230}{6,001.58} \right)^{1.4} \right]^{-1/1.4} = 0.778$$

Con $F_r = 0.90$, calculamos el valor de la resistencia de diseño a compresión:

$$R_c = 0.90 (0.778)(3,230)(85.16) = 192.70 t$$

La demanda en compresión se obtiene aplicando los factores de carga correspondientes a los valores de la Tabla 9:

$$P_u = 1.1(23.30 + 4.64 + 118) = 160.53 (C)$$

$$P_u = 160.53 t \leq R_c = 192.70 t \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Resistencia a tensión (sección 4.2)

La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t , será la menor entre la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_r F_y A \quad (4.22)$$

$$R_t = 0.90 (3,230)(85.16) = 247.56 t$$

Y la obtenida para el estado límite de fractura en la sección neta. En este caso, se considera el área efectiva, A_e , igual al área total de la sección. El factor de reducción, F_r , será igual a 0.75.

$$R_t = F_r F_u A_e \quad (4.23)$$

$$R_t = 0.75 (4,080)(85.16) = 260.59 t$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño a tensión, R_t , resulta ser la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total. La demanda en tensión se obtiene aplicando los factores de carga correspondientes a los valores de la Tabla 4.9:

$$T_u = 1.1(23.30 + 4.64 - 118) = 99.07 t (T)$$

$$T_u = 99.07 t \leq R_t = 247.56 t \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Habiendo realizado estas revisiones, se concluye que el perfil de sección PTR 10"x3/8" cumple por resistencia con las demandas obtenidas con el análisis dinámico modal.

4.7.2. Trabes

Como se mencionó con anterioridad, en este edificio con esta estructuración, se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, donde se esperan demandas inelásticas limitadas. Por ello, para el cálculo de las trabes basta realizar un análisis elástico con las acciones de diseño especificadas, al igual que con los contravientos. Se omitirá el proceso de diseño, ya que se procede de manera similar a lo realizado en la sección 4.6.1, para el caso de marcos momento-resistentes, solamente omitiendo los requisitos de ductilidad para un factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ de las NTC-DCEA (2017).

4.7.3. Columnas

Para el diseño de las columnas, se procedió de la misma manera que en el diseño de las trabes, en la sección 4.7.2.

Los perfiles resultantes de contravientos, trabes y columnas, se muestran en la Tabla 4.10, así como los niveles en los que se encuentran localizados. En la Figura 4.12 se muestra un alzado esquemático con la configuración propuesta.

Tabla 4.10. Perfiles utilizados en edificio de 31 niveles; caso: marcos con contravientos concéntricos

Niveles	Trabe	Columna	Contraviento
N21-31	W24x55	50x50x1.9	PTR 8x1/4
N 11-20	W24x55	60x60x2.54	PTR 10x1/4
N 1-10	W24x55	70x70x2.54	PTR 10x3/8

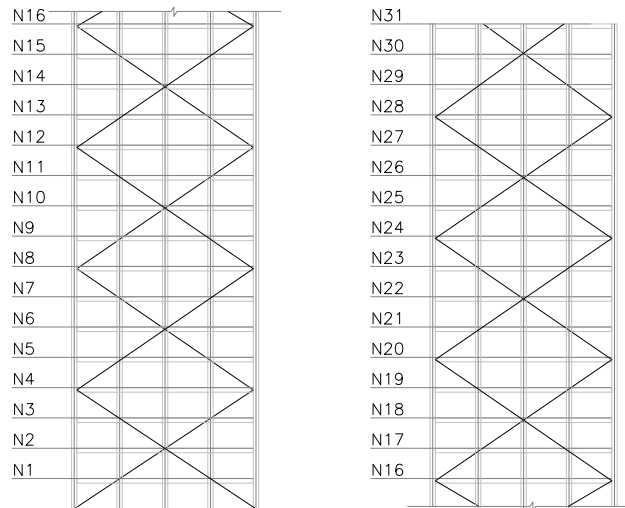


Figura 4.12. Alzado esquemático de colocación de contravientos concéntricos

4.8. DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS AL PANDEO

Se espera que los marcos con contravientos restringidos contra el pandeo (MCRP) proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa, principalmente por fluencia, en tensión o compresión, de los contravientos.

Los CRP se diseñan, prueban y detallan para que tengan capacidad suficiente de deformación inelástica. La deformación esperada es la debida a la deformación del marco por cargas gravitacionales más la mayor deformación debida por: a) dos veces la distorsión de entrepiso de diseño; o b) una distorsión de entrepiso del 2% de su altura. En este trabajo se decidió utilizar una distorsión máxima permisible de 1% para evitar daños en la estructura principal, y que sea la estructura secundaria, la que absorba todo el daño, disipando grandes cantidades de energía. El factor de comportamiento sísmico utilizado es $Q = 4$.

Las demandas se obtienen directamente del análisis modal. La combinación de carga más crítica utilizada fue $1.1 CM + 1.1 CV_a + 1.1 S$, donde CM es la carga muerta (sobrecarga y peso propio); CV_a es la carga viva instantánea que se usa para el diseño sísmico; y S , que es la carga de sismo en la dirección analizada. La carga axial ocasionada por el sismo en la otra dirección se despreció, por ser muy pequeña. En la Tabla 4.11 se observan los tipos de acero utilizados en esta estructuración, así como sus propiedades.

Tabla 4.11. Tipos de acero y sus propiedades, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

Elemento	Tipo de Acero	Esfuerzo mínimo de fluencia, F_y (kg/cm ²)	Esfuerzo mínimo de ruptura, F_u (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Columnas	A570 Gr. 50	3,515	4,570	2,040,000
Trabes	A992 Gr. 50			
Núcleo de CRP	A36	2,530	4,080	

4.8.1. Contravientos restringidos al pandeo

A continuación, se presenta el procedimiento de diseño de los CRP. Se utilizaron tres tipos de contravientos a lo largo de los 31 niveles. Por su facilidad, se presentan los cálculos para cada uno de ellos. Los núcleos de acero utilizados en cada CRP fueron: a) para los niveles 1-10 (CRP1), $A_{n1} = 60$ cm²; b) para los niveles 11-20 (CRP2), $A_{n2} = 40$ cm²; y c) para los niveles 21-31 (CRP3), $A_n = 20$ cm². La elección de estas áreas se realizó con base a la rigidez lateral necesaria para cumplir la revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes (estado límite de servicio).

La adopción de esta configuración de los CRP se hizo con el fin de que fuera eficiente, ya que no en todos los niveles se necesitan CRP del mismo tamaño. Así, se distribuyó la capacidad resistente a lo largo de la altura (los de abajo más grandes y los de arriba más pequeños). Esto se realizó utilizando áreas de núcleo de acero que fueran proporcionales al perfil de cortante. Se decidió utilizar tres tipos distintos de CRP. Una vez elegida el área de acero del núcleo para los niveles 1-10 (CRP1), se multiplicó por $2/3$ para obtener el CRP2, y por $1/3$ para obtener el CRP3. Lo anterior se define a continuación: $CRP1 = 60$ cm²; $CRP2 = 60 (2/3) = 40$ cm²; y $CRP3 = 60(1/3) = 20$ cm²

En la Tabla 4.12 se muestran las demandas de fuerza axial para los contravientos restringidos al pandeo que se utilizaron.

Tabla 4.12. Carga axial sobre CRP, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

CRP	Carga muerta (t)	Carga viva instantánea (t)	Carga por sismo en tensión (t)	Carga por sismo en compresión (t)
CRP3	4.83	1.20	-45.61	45.61
CRP2	9.80	5.51	-87.61	87.61
CRP1	25.12	8.61	-111.00	111.00

El diseño de los CRP obedece a los lineamientos de la sección 12.3.2 de las NTC-DCEA (2017).

Resistencia de fluencia de diseño de los contravientos (sección 12.3.2.4.1)

Los núcleos de los CRP deben diseñarse para resistir la fuerza total P_u que actúa en las diagonales (resistencia máxima esperada). Con esta fuerza es con la que deben diseñarse las conexiones, traveses y columnas, ya que son las fuerzas axiales máximas que se pueden generar. Las resistencias ajustadas de diseño en tensión y compresión son:

En tensión:

$$P_{Tmax} = \omega R_y F_{yi} A_n \quad (4.24)$$

En compresión:

$$P_{Cmax} = \beta \omega R_y F_{yi} A_n \quad (4.25)$$

donde:

P_{Tmax} = fuerza máxima esperada de tensión.

P_{Cmax} = fuerza máxima esperada de compresión.

F_{yi} = valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo.

A_n = área total de la sección transversal del núcleo.

β = factor de ajuste de la resistencia en compresión ($\beta > 1.0$). Es proporcionado por el fabricante de los CRP. Valor recomendado: 1.2.

ω = factor de ajuste de endurecimiento por deformación ($\omega > 1.0$). Es proporcionado por el fabricante de los CRP. Valor recomendado: 1.3.

R_y = cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y ; se toma de la Tabla 12.1.1 de las NTC-DCEA (2017). Su valor en este caso es de 1.5, para el acero tipo A36.

Para CRP1, con $A_{n1} = 60 \text{ cm}^2$

$$P_{Tmax1} = (1.3)(1.5)(2,530)(60) = 296.01 \text{ t}$$

$$P_{Cmax1} = (1.2)(1.3)(1.5)(2,530)(80) = 355.21 \text{ t}$$

Para CRP2, con $A_{n2} = 40 \text{ cm}^2$

$$P_{Tmax2} = (1.3)(1.5)(2,530)(40) = 197.34 \text{ t}$$

$$P_{Cmax2} = (1.2)(1.3)(1.5)(2,530)(40) = 236.81 \text{ t}$$

Para CRP3, con $A_{n3} = 20 \text{ cm}^2$

$$P_{Tmax3} = (1.3)(1.5)(2,530)(20) = 98.67 \text{ t}$$

$$P_{Cmax3} = (1.2)(1.3)(1.5)(2,530)(20) = 118.40 \text{ t}$$

Resistencia máxima de diseño de los contravientos (sección 12.3.2.4.2)

La resistencia máxima ajustada de diseño de las diagonales se ajusta con base en la información de las características de los CRP, así como de las demandas de carga axial, obtenidas del análisis estructural, asociadas con la distorsión de diseño máxima.

La resistencia máxima de diseño de las diagonales es:

En tensión:

$$R_{Ta} = F_R \omega F_{yi} A_n \quad (4.26)$$

En compresión:

$$R_{Ca} = F_R \beta \omega F_{yi} A_n \quad (4.27)$$

Las demandas en tensión y compresión (T_u y P_u) se obtienen aplicando los factores de carga correspondientes a los valores de la Tabla 12. Utilizando un factor de reducción de resistencia, $F_R = 0.90$, tenemos:

Para CRP1, con $A_{n1} = 60 \text{ cm}^2$

$$R_{Ta1} = (0.90)(1.3)(2,530)(60) = 177.61 \text{ t}$$

$$T_{u1} = 1.1(25.12 + 8.61 - 111) = 85 \text{ t (T)}$$

$$T_{u1} = 85.00 \text{ t} \leq R_{Ta1} = 177.61 \text{ t} \quad \checkmark \text{CUMPLE}$$

$$R_{Ca1} = (0.90)(1.2)(1.3)(2,530)(60) = 213.13 \text{ t}$$

$$P_{u1} = 1.1(25.12 + 8.61 + 111) = 159.20 \text{ t (C)}$$

$$P_{u1} = 159.20 \text{ t} \leq R_{Ca1} = 213.13 \text{ t} \quad \checkmark \text{CUMPLE}$$

Para CRP2, con $A_{n2} = 40 \text{ cm}^2$

$$R_{Ta2} = (0.90)(1.3)(2,530)(40) = 118.40 \text{ t}$$

$$T_{u2} = 1.1(9.80 + 5.51 - 87.61) = 79.53 \text{ t (T)}$$

$$T_{u2} = 79.53 \text{ t} \leq R_{Ta2} = 118.40 \text{ t} \quad \checkmark \text{CUMPLE}$$

$$R_{Ca2} = (0.90)(1.2)(1.3)(2,530)(40) = 142.08 \text{ t}$$

$$P_{u2} = 1.1(9.80 + 5.51 + 87.61) = 113.21 \text{ t (C)}$$

$$P_{u2} = 113.21 \text{ t} \leq R_{Ca2} = 142.08 \quad \checkmark \text{CUMPLE}$$

Para CRP3, con $A_{n3} = 20 \text{ cm}^2$

$$R_{Ta3} = (0.90)(1.3)(2,530)(20) = 59.20 \text{ t}$$

$$T_{u3} = 1.1(4.83 + 1.20 - 45.61) = 43.54 \text{ t (T)}$$

$$T_{u3} = 43.54 \text{ t} \leq R_{Ta3} = 59.20 \text{ t} \quad \checkmark \text{CUMPLE}$$

$$R_{Ca3} = (0.90)(1.2)(1.3)(2,530)(20) = 71.04 \text{ t}$$

$$P_{u3} = 1.1(4.83 + 1.20 + 45.61) = 56.80 \text{ t (C)}$$

$$P_{u3} = 56.80 \text{ t} \leq R_{Ca3} = 71.04 \quad \checkmark \text{CUMPLE}$$

Habiendo realizado estas revisiones, se concluye que los núcleos de acero para los contravientos restringidos al pandeo cumplen por resistencia con las demandas obtenidas con el análisis dinámico modal.

Resistencia de fluencia esperada

La resistencia de fluencia esperada, utilizada para fines de análisis no lineal, se obtiene como se muestra a continuación:

$$P_{ye} = R_y F_{yi} A_n \quad (4.28)$$

Para CRP1, con $A_{n1} = 60 \text{ cm}^2$

$$P_{ye1} = (1.5)(2,530)(60) = 227.70 \text{ t}$$

Para CRP2, con $A_{n2} = 40 \text{ cm}^2$

$$P_{ye1} = (1.5)(2,530)(40) = 151.80 \text{ t}$$

Para CRP3, con $A_{n3} = 20 \text{ cm}^2$

$$P_{ye1} = (1.5)(2,530)(20) = 75.90 \text{ t}$$

Rigidez de los contravientos restringidos al pandeo

El cálculo de la rigidez axial de los CRP difiere un poco de la de un contraviento convencional, debido a que su geometría no es constante, (área más grande en los extremos que en la parte central). Para calcularla, se toma A_n como si fuera constante en toda la longitud, y se corrige con un factor de corrección de rigidez, f_k , que toma en cuenta el área grande de los extremos. Este valor normalmente lo da el fabricante. En este trabajo, el valor de este factor se toma igual a 1.5, por lo que la rigidez está dada por:

$$k_{BRB} = f_k \frac{E A_n}{L} \quad (4.29)$$

Para CRP1, con $A_{n1} = 60 \text{ cm}^2$

$$K_{CRP1} = (1.5) \frac{(2,040,000)(60)}{721.11} = 254.61 \text{ t/cm}$$

Para CRP2, con $A_{n2} = 40 \text{ cm}^2$

$$K_{CRP2} = (1.5) \frac{(2,040,000)(40)}{721.11} = 169.74 \text{ t/cm}$$

Para CRP3, con $A_{n3} = 20 \text{ cm}^2$

$$K_{CRP3} = (1.5) \frac{(2,040,000)(20)}{721.11} = 84.87 \text{ t/cm}$$

Obtención de demandas para diseño por capacidad de traves y columnas

De acuerdo a las NTC-DCEA (2017), los elementos estructurales se deben diseñar por capacidad, asumiendo que todos los CRP fluyen. Esto significa que las traves y las columnas deben resistir la carga axial máxima que se pueden desarrollar en los contravientos restringidos al pandeo. Para calcular la carga axial de diseño sobre las vigas es necesario considerar la proyección de la resistencia máxima esperada en tensión, P_{Tmax} , y la resistencia máxima esperada en compresión, P_{Cmax} . Las resistencias máximas esperadas de los CRP se muestran en la Tabla 13, junto con sus componentes horizontales y verticales, que se obtuvieron mediante estática, como se muestra en las Figuras 4.13 y 4.14, para cargas axiales en traves y columnas, respectivamente.

Tabla 4.13. Cargas axiales máximas esperadas en contravientos restringidos al pandeo

Tipo de CRP	Niveles	P_{Tmax} (t)	P_{Cmax} (t)	P_{T-vert} (t)	P_{C-vert} (t)	P_{T-hor} (t)	P_{C-hor} (t)
CRP3	21-31	98.67 t	118.40 t	54.73	65.68	82.10	98.52
CRP2	11-20	197.34 t	236.81 t	109.46	131.36	164.20	197.04
CRP1	1-10	296.01 t	355.21 t	164.20	197.04	246.30	295.55

La configuración propuesta para los contravientos restringidos al pandeo, es la mostrada en las figuras 4.1 y 4.2, para el edificio de 31 y 15 niveles, respectivamente.

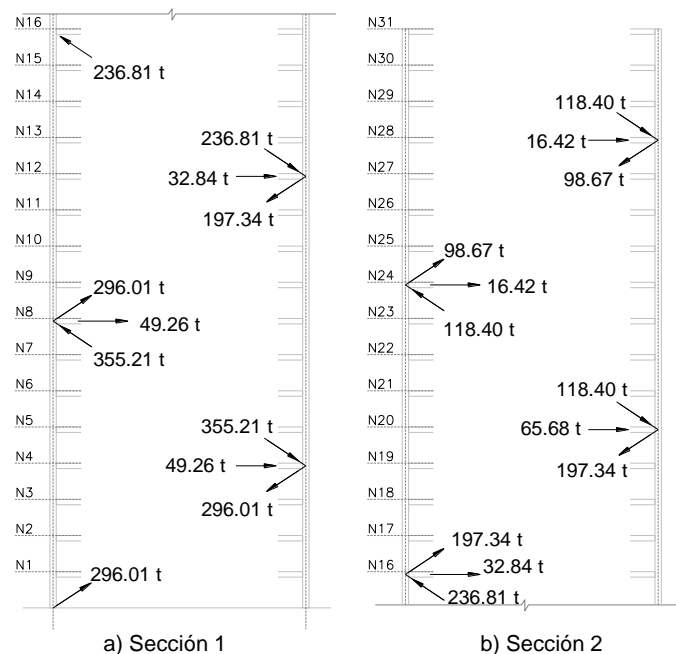


Figura 4.13. Demanda de carga axial en vigas en edificio de 31 niveles

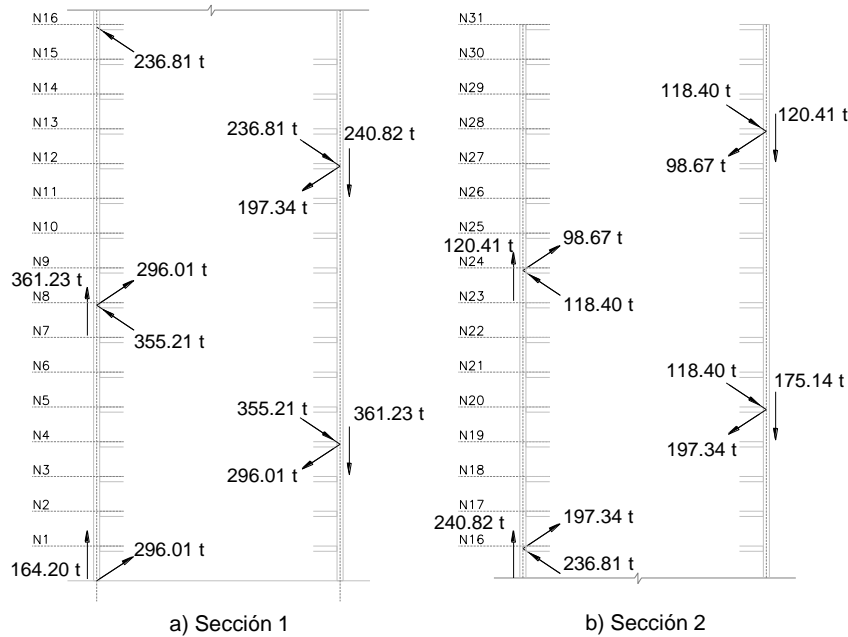


Figura 4.14. Demanda de carga axial en columnas de edificio de 31 niveles

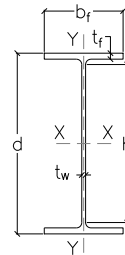
Una vez obtenidas las demandas axiales máximas que se pueden desarrollar en las traveses y en las columnas con base a un diseño por capacidad, considerando que todos los CRP fluyen, se procede a revisar si los elementos estructurales propuestos son capaces de soportar dichas cargas.

Adicionalmente, de acuerdo con la Tabla 4.2.1 de las NTC-DS (2017), los marcos en los sistemas duales deberán ser capaces de resistir, en cada entresque, sin contar con la contribución de los contravientos o muros, por lo menos 30 por ciento de la fuerza cortante actuante. Los marcos deben ser detallados para obtener el mismo nivel de ductilidad que los muros o contravientos. Para revisar esto, se realizó el análisis modal con el espectro de diseño escalado a un 30 por ciento, con el cual se diseñaron las traveses y columnas.

4.8.2. Traveses

El perfil propuesto es una sección W24x68. A continuación, se muestran sus propiedades geométricas, obtenidas del Manual de Construcción en Acero del IMCA (2019).

$d = 60.2 \text{ cm}$	$A = 129.7 \text{ cm}^2$	$J = 78 \text{ cm}^4$
$h = 54.6 \text{ cm}$	$I_x = 76,171 \text{ cm}^4$	$I_y = 2,930 \text{ cm}^4$
$t_w = 1.06 \text{ cm}$	$Z_x = 2,901 \text{ cm}^3$	$Z_y = 401 \text{ cm}^3$
$b_f = 22.8 \text{ cm}$	$S_x = 2,524 \text{ cm}^3$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$
$t_f = 1.49 \text{ cm}$	$r_x = 24.3 \text{ cm}$	$r_y = 4.7 \text{ cm}^4$



Miembros en flexión (sección 12.1.2)

Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación y la fuerza axial no excede de $0.1 P_y$, donde $P_y = A F_y$. La trabe del nivel 20 resultará ser la más demandada, con una carga $P_u = 65.68 \text{ t}$, como se muestra en la Figura 4.13.

$$0.1 (129.70)(3,515) = 45.59 \text{ t} \quad P_u = 65.68 \text{ t}$$

0.1 $P_y < P_u$ **X NO CUMPLE**

Debido a que esta condición no se cumple, las traveses deben diseñarse como miembros bajo cargas combinadas de flexocompresión y de flexotensión. Se deben considerar los elementos mecánicos de flexión y cortante del análisis modal, mientras que, las cargas axiales se obtienen por capacidad, considerando las resistencias máximas esperadas de los contravientos restringidos al pandeo, según lo mostrado en la Figura 4.13.

Para el diseño por flexocompresión y flexotensión, se utiliza el procedimiento realizado para las columnas en la sección 4.6.2. de este trabajo, que obedece a los lineamientos especificados en la sección 8.2 de las NTC-DCEA (2017), por lo que en esta sección se pondrá solamente las revisiones finales.

Revisión de las secciones extremas (sección 8.1.3.1) – flexocompresión

Definidas las demandas debidas al mecanismo de colapso, se debe estimar si la capacidad resistente de las traveses es suficiente.

Primero se obtienen los momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$M_{px} = Z_x F_y = 2,901(3,515) = 101.97 \text{ t.m}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 401(3,515) = 14.10 \text{ t.m}$$

Para secciones tipo I, en cada uno de los extremos del elemento debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.16)$$

$$\frac{114.94}{(0.90)(129.70)(3.515)} + \frac{0.85 (4.55)}{0.90(101.97)} + \frac{0.60 (4.42)}{0.90(14.10)} = 0.411 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Adicionalmente se debe comprobar que:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.17)$$

$$\frac{4.55}{0.90(101.97)} + \frac{4.42}{0.90(14.10)} = 0.398 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de la sección completa (sección 8.1.3.2) – flexocompresión

Primero se obtiene la resistencia de diseño en compresión, que se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_c = F_r \chi F_y A \quad (4.18)$$

Procedemos a calcular el esfuerzo crítico de Euler, F_e , con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K L/r)^2} \quad (4.19)$$

Sustituyendo valores:

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,040,000)}{((1.0)(600)/24.3)^2} = 33,024.78 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor, se calcula χ , que es el factor de reducción por esbeltez, y se obtiene como se muestra a continuación:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (4.20)$$

Utilizando n igual a 1.4, para elementos de sección transversal I, se sustituyen valores en la ecuación 1.20 y se obtiene:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{3,515}{33,024.78} \right)^{1.4} \right]^{-1/1.4} = 0.9701$$

Con $F_r = 0.90$, calculamos el valor de la resistencia de diseño a compresión:

$$R_c = 0.90 (0.9701)(3,515)(129.7) = 398.03 \text{ t}$$

Obtenida R_c , se procede a calcular el momento resistente M_{RX} . De acuerdo a la sección 6.7, será igual a la resistencia nominal, M_n , que a su vez es igual al momento plástico, calculado con anterioridad, cuyo valor se muestra a continuación:

$$M_{RX} = 101.97 \text{ t.m}$$

Para la revisión de columna completa, para secciones tipo 1, se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.21)$$

$$\frac{65.68}{398.03} + \frac{4.55}{101.97} + \frac{4.42}{0.90(101.97)} = 0.558 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de la trabe como miembro a tensión (sección 4.2)

La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t , es la menor entre la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_r F_y A \quad (4.22)$$

$$R_t = 0.90 (3,515)(129.7) = 410.31 \text{ t}$$

Y la obtenida para el estado límite de fractura en la sección neta. En este caso, se considera el área efectiva, A_e , igual al área total de la sección. El factor de reducción, F_r , es igual a 0.75.

$$R_t = F_r F_u A_e \quad (4.23)$$

$$R_t = 0.75 (4,570)(129.7) = 444.55 t$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño a tensión, R_t , resulta ser la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total. La demanda máxima en tensión se obtiene de la Figura 4.13 para el mismo nivel 20.

$$T_u = 65.68 t (T)$$

Para la revisión del miembro completo a tensión, se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{T_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (4.30)$$

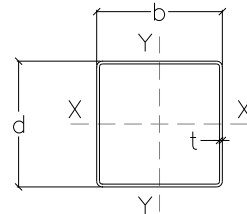
$$\frac{65.68}{444.55} + \frac{4.55}{101.97} + \frac{4.42}{0.90(101.97)} = 0.553 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Se concluye que el perfil W24x68 cumple con las demandas obtenidas con el análisis dinámico modal y con la revisión de las demandas axiales máximas debida a la fluencia de los CRP. Se decidió utilizar el mismo perfil en toda la altura del edificio.

4.8.3. Columns

El perfil propuesto para satisfacer la rigidez necesaria es una sección cuadrada hecha de placas de acero A570 Gr. 50, con unas medidas de 80x80x2.54 cm. A continuación, se muestran sus propiedades geométricas:

$d = 80 \text{ cm}$	$A = 787 \text{ cm}^2$
$t = 2.54 \text{ cm}$	$I_x = 787,846.6 \text{ cm}^4$
$b = 80 \text{ cm}$	$I_y = 787,846.6 \text{ cm}^4$
$r_x = 31.64 \text{ cm}$	$Z_x = 22,868.4 \text{ cm}^3$
$r_y = 31.64 \text{ cm}$	$Z_y = 22,868.4 \text{ cm}^3$



De la misma manera que en el cálculo de las traves, para las columnas se deben considerar los elementos mecánicos de flexión y cortante del análisis modal, mientras que para las cargas axiales se consideran las obtenidas por capacidad, considerando las resistencias máximas esperadas de los contravientos restringidos al pandeo, según lo mostrado en la sección anterior en la Figura 4.14.

Las cargas axiales que se obtuvieron por capacidad, para tensión y compresión, respectivamente, son las que se muestran a continuación:

$$T_u = 164.20 + 361.23 + 240.82 + 120.41 = 886.66 t$$

$$P_u = 361.23 + 240.82 + 175.14 + 120.41 = 897.41 t$$

Para el diseño de las columnas, se utiliza el procedimiento realizado en el apartado 4.6.2. de este trabajo, que obedece a los lineamientos especificados en la sección 8.2 de las NTC-DCEA (2017), por lo que en esta sección se pondrá solamente las revisiones finales.

Para la obtención de las cargas actuantes de flexión y cortante, se utilizó la combinación $1.1 CM + 1.1 CV_a + 1.1 S_x + 0.33 S_y$, de acuerdo con NTC-CADE (2017). La fuerza axial P_u se obtuvo considerando las cargas gravitacionales actuando sobre la columna ($1.3 CM + 1.5 CV$), agregando la carga máxima esperada por capacidad, obtenida con ayuda de la Figura 4.14. En la Tabla 4.14 se muestran las demandas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante, actuando sobre la columna más cargada, localizada en la planta baja, obtenidas del análisis modal.

Tabla 4.14. Cargas sobre columnas para el caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

Elemento mecánico	Carga muerta	Carga viva	Carga viva instantánea	Carga por sismo (X)	Carga por sismo (Y)
Fuerza axial (kg)	313,048	137,545	0	0	0
Fuerza cortante (kg)	628	372	268	9,812	9,244
Momento flexionante (kg.cm)	135,864	79,826	57,475	4,573,990	4,449,849

La fuerza axial, P_u , con la que debe diseñarse la columna se calcula como sigue:

$$P_u = 1.3(313.05) + 1.5(137.55) + 361.23 + 240.82 + 175.14 + 120.41 = 1,510.89 t$$

Determinación de las acciones de diseño (sección 2.7.2)

La carga crítica de pandeo elástico se calcula con la ecuación (4.11):

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 E A}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (4.11)$$

Con una longitud no arriostrada de las columnas igual a:

$$L_c = 400 - 0.25(60.20) = 384.95 \text{ cm}$$

Y una relación de esbeltez de:

$$\frac{K L_c}{r} = \frac{1.00 (384.95)}{31.64} = 12.17$$

Sustituyendo valores:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2(2,040,000)(787)}{(12.17)^2} = 1,302,377.23 t$$

El factor de amplificación B_1 se calcula como:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{F_R P_{e1}} \right)} \quad (4.12)$$

Sustituyendo valores:

$$B_1 = \frac{1.00}{1 - \left(\frac{1,510.89}{0.90(1,302,377.23)} \right)} = 1.0003$$

El factor de amplificación B_2 se calcula como:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{1.2 Q \Delta_{OH} \sum P_u}{L \sum H} \right)} \quad (4.13)$$

Del modelo de análisis estructural, obtenemos los valores de Δ_{OH} , $\sum P_u$ y $\sum H$:

$$\Delta_{OH} = 0.292 \text{ cm}; \sum P_u = 1,510.89 \text{ t}; \text{ y } \sum H = 146.47 \text{ t}$$

Sustituyendo valores:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(\frac{1.2 (4)(0.292)(1,510.89)}{(384.95)(146.47)} \right)} = 1.039$$

Una vez que se han obtenido estos factores de amplificación, se procede a calcular los momentos de diseño:

Momentos de diseño en los extremos de la columna:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (4.14)$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad (4.15)$$

Sustituyendo valores, se obtiene:

Extremos de columna:

$$M_{uox} = 1.1(1.36 + 0.057) + 1.039(1.1)(45.74) = 54.40 \text{ t.m}$$

$$M_{uoy} = 1.1(1.36 + 0.057) + 1.039(1.1)(44.50) = 52.99 \text{ t.m}$$

Zona central de columna:

$$M_{uox}^* = 1.0003(54.40) = 54.42 \text{ t.m}$$

$$M_{uoy}^* = 1.0003(52.99) = 53.00 \text{ t.m}$$

Revisión de las secciones extremas (sección 8.1.3.1)

Definidas las demandas sobre las columnas debidas al mecanismo de colapso, se debe estimar si la capacidad resistente de las columnas es suficiente.

Primero se obtienen los momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$$M_{px} = Z_x F_y = 22,868.4(3,515) = 803.82 \text{ t.m}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 22,868.4(3,515) = 803.82 \text{ t.m}$$

Para secciones cuadradas, en cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.16)$$

$$\frac{1,510.89}{(0.90)(787)(3,515)} + \frac{0.80 (54.40)}{0.90(803.82)} + \frac{0.80 (52.99)}{0.90(803.82)} = 0.726 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Adicionalmente se debe comprobar que:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.17)$$

$$\frac{54.40}{0.90(803.82)} + \frac{52.99}{0.90(803.82)} = 0.148 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de la columna completa (sección 8.1.3.2)

Primero se obtiene la resistencia de diseño en compresión, que se calcula con la siguiente ecuación:

$$R_c = F_r \chi F_y A \quad (4.18)$$

Se procede a calcular el esfuerzo crítico de Euler, F_e , como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K L/r)^2} \quad (4.19)$$

Sustituyendo valores:

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,040,000)}{(12.17)^2} = 136,017 \text{ kg/cm}^2$$

Con este valor, se calcula χ , que es el factor de reducción por esbeltez, y se obtiene como:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{F_y}{F_e} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (4.20)$$

Utilizando n igual a 1.4, para columnas de sección transversal rectangular hueca, se sustituyen valores en la ecuación (4.20) y se obtiene:

$$\chi = \left[1 + \left(\frac{3,515}{136,017} \right)^{1.4} \right]^{-1/1.4} = 0.9957$$

Con $F_r = 0.90$, calculamos el valor de la resistencia de diseño a compresión:

$$R_c = 0.90 (0.9957)(3,515)(787) = 2,479.08 t$$

Obtenida R_c , se procede a calcular el momento resistente M_{RX} . De acuerdo a la sección 6.7 de las NTC-DS (2017), será igual a la resistencia nominal, M_n , que a su vez es igual al momento plástico, calculado con anterioridad, cuyo valor se muestra a continuación:

$$M_{RX} = 803.82 t.m$$

Para la revisión de columna completa, para secciones tipo 1, se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (4.21)$$

$$\frac{1,510.89}{2,479.09} + \frac{54.42}{803.82} + \frac{53.00}{0.90(803.82)} = 0.75 \leq 1.0 \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Revisión de la columna como miembro a tensión (sección 4.2)

La resistencia de diseño de un miembro en tensión, R_t , es la menor entre la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_r F_y A \quad (4.22)$$

$$R_t = 0.90 (3,515)(787) = 2,489.67 t$$

Y la obtenida para el estado límite de fractura en la sección neta. En este caso, se considera el área efectiva, A_e , igual al área total de la sección. El factor de reducción, F_r , será igual a 0.75.

$$R_t = F_r F_u A_e \quad (4.23)$$

$$R_t = 0.75 (4,570)(787) = 2,697.44 t$$

Por lo tanto, la resistencia de diseño a tensión, R_t , resulta ser la obtenida para el estado límite de fluencia en la sección total. La demanda en tensión se obtiene con una diferencia entre las cargas gravitacionales actuando sobre la columna (que van hacia abajo) y la carga máxima esperada por capacidad en tensión (carga que va hacia arriba), donde se obtuvo lo siguiente:

$$T_u = 613.28 - 886.66 = 273.38 t (T)$$

$$T_u = 273.38 t \leq R_t = 2,697.44 t \quad \checkmark \text{ CUMPLE}$$

Se concluye que el perfil de sección cuadrada hueca de medidas 80x80x2.54 cm cumple con las demandas obtenidas con el análisis dinámico modal y con la revisión de las demandas axiales máximas debidas a la fluencia de los CRP. Se decidió utilizar el mismo perfil en toda la altura del edificio

Los perfiles resultantes de traveses y columnas, y las secciones de áreas de acero para los núcleos de los contravientos restringidos al pandeo, se muestran en la Tabla 4.15, así como los niveles en donde se ubican.

Tabla 4.15. Perfiles utilizados en edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

Niveles	Perfil (trabe)	Perfil (columna)	Área núcleo (cm ²)
N 21-31	W24x68	80x80x2.54	20
N 11-20	W24x68	80x80x2.54	40
N 1-10	W24x68	80x80x2.54	60

Para cada caso del edificio de 15 niveles, se realizó el mismo procedimiento de diseño que se hizo para el edificio de 31 niveles, por lo que en este trabajo no se muestran los cálculos de ese edificio adicional, Solo se mostrarán las secciones resultantes en las tablas 4.16, 4.17 y 4.18.

Tabla 4.16. Perfiles utilizados en edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes

Niveles	Trabe	Columna
N 11-15	W18x35	55x55x1.27
N 6-10	W18x40	60x60x1.27
N 1-5	W21x44	65x65x1.27

Tabla 4.17. Perfiles utilizados en edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos

Niveles	Trabe	Columna	Contraviento
N 11-15	W18x35	30x30x0.64	PTR 6x3/16
N 6-10	W18x35	30x30x0.95	PTR 6x1/4
N 1-5	W18x35	35x35x0.95	PTR 8x1/4

Tabla 4.18. Perfiles utilizados en edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

Niveles	Perfil (trabe)	Perfil (columna)	Área núcleo (cm ²)
N 11-15	W18x35	30x30x0.64	7
N 6-10	W18x35	30x30x0.95	13
N 1-5	W18x35	35x35x0.95	20

4.9. MODELADO NO LINEAL

Al ser una estructura muy regular, los efectos de torsión se pueden considerar despreciables. Por ello se decidió realizar modelos en dos dimensiones en el programa OpenSees (2014), el cual es programa de licencia libre que permite analizar estructuras bajo cargas gravitacionales y dinámicas. Hoy en día, gracias a las aportaciones de investigadores de distintas universidades y al patrocinio y desarrollo de la

misma por parte del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), OpenSees cuenta con una gran cantidad de comandos para definir materiales, elementos y procedimientos de análisis (Velasco, 2020).

A pesar que el código de OpenSees fue definido originalmente en lenguaje C++, los usuarios deben de combinar el uso de comandos preestablecidos, los cuales llaman procedimientos para la definición y análisis del modelo, con instrucciones en TCL (del inglés *Tool Command Language*) para el uso del programa. Por este motivo, es necesario contar con un conocimiento fundamental del lenguaje TCL para un manejo básico de OpenSees (Velasco, 2020).

Aunque es posible generar ventanas para la visualización de modelos desarrollados, el programa no cuenta con una interfaz gráfica propia que apoye al usuario en el trazado de sus modelos, como en los programas de uso comercial. Debido a esto, un nuevo usuario del programa encontrará diversas problemáticas al momento de elaborar sus primeros modelos (Velasco, 2020). Sin embargo, existen programas adicionales para subsanar esta dificultad, por ejemplo, OpenSees Navigator (Schellenberg, 2017).

OpenSees Navigator es una interfaz gráfica de usuario (GUI) pre y postprocesador para el programa OpenSees. Fue escrito en MATLAB, pero puede ejecutarse como una aplicación independiente. Algunas de las ventajas de utilizar OpenSees Navigator son (UBC, s.f):

- Interfaz flexible y fácil de usar
- Visualización de la geometría del modelo
- Plantillas para definir rápidamente la geometría
- Base de datos de secciones de acero AISC
- Puede utilizarse sin habilidades de programación

Aunque para utilizar el programa OpenSees Navigator no se requieren habilidades de programación, es deseable tener conocimiento de los códigos que este genera, para realizar revisiones en caso de errores de análisis y, sobre todo, para saber cómo está trabajando el modelo.

En este trabajo de tesis, se utilizó OpenSeesNavigator para realizar los modelos en dos dimensiones. De manera general, los pasos que se siguieron para modelar los marcos para cada caso de estudio fueron los siguientes:

1. Definir la geometría: el programa cuenta con varias plantillas que se pueden utilizar, ya sea para un modelo a base de marcos, con muros o con contravientos. Al elegir la plantilla, se puede escoger si será un modelo tridimensional o un modelo bidimensional (con seis o tres grados de libertad por nodo, respectivamente). Aquí también se define la separación entre crujías, las alturas de entrepiso, y las condiciones de frontera, es decir, si los elementos serán definidos utilizando apoyos simples o empotrados. Una vez creado el modelo, es necesario restringir los grados de libertad en los nodos de la base, para considerarla empotrada. Esto se hace desde el menú principal, siguiendo el siguiente procedimiento: *Assign, Node, SP Constraints*. Después, se eligen los nodos de la base y se selecciona los grados de libertad a restringir. En este caso, se restringieron los tres grados de libertad: las dos traslaciones (horizontal y vertical) y la rotación alrededor del eje fuera del plano. Para simular el comportamiento de diafragmas rígidos en cada nivel, se utiliza el comando *equalDOF* que impone desplazamientos iguales de un nodo (nodo maestro) a otro (nodo esclavo). En el menú principal, se siguen los siguientes pasos: *Assign, Node, MP Constraints*. Para usar este comando se indica al programa la etiqueta del nodo maestro seguido aquella del nodo esclavo y, por último, el grado de libertad sobre el cual los desplazamientos de ambos nodos serán iguales. Aquí se eligió el grado de libertad en X .

2. Definir material: se requiere definir las propiedades de los materiales utilizados en el modelo, con los pasos *Define, Materials, UniaxialMaterial*. Se incluyen en la librería una gran cantidad de materiales a elegir. Para la definición de los marcos de estudio, se eligió utilizar el acero *Steel02* para las trabes, columnas y contravientos. Los parámetros que se le deben dar son el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia. Este material fue propuesto por Giuffré-Menegotto-Pinto (1973) y es un material que permite endurecimiento isotrópico por deformación. En los contravientos restringidos al pandeo, se utilizó el acero *Steel04*, el cual permite endurecimiento cinemático e isotrópico, y se puede activar la opción de que tenga comportamiento simétrico en tensión y compresión. Estos dos materiales tienen más parámetros a elegir, aunque en las ayudas de OpenSees vienen algunos valores recomendados. Si se quiere investigar más a fondo cada uno de esos parámetros, se pueden investigar en literatura especializada.
3. Definir secciones transversales: los modelos de plasticidad distribuida son una buena manera para captar no linealidades a lo largo de los elementos de una estructura, que en contraste con modelos de plasticidad concentrada solo captan el comportamiento no lineal de los materiales en puntos preestablecidos (Jerves, 2018). En este trabajo, se utilizó una sección de fibras, la cual tiene una configuración geométrica general formada por subregiones de formas más simples y regulares. Esta discretización permite modelar la plastificación progresiva de la sección transversal a lo largo de los análisis inelásticos. Para crear una sección de fibras, desde el menú, se siguen los siguientes pasos: *Define, Sections, Line Sections, Fiber*. Estando ahí, se pueden generar distintos tipos de parches para definir la sección transversal. Los parches utilizados fueron: *patch box* para las columnas de sección cuadrada y para los contravientos; *AISC* para las secciones tipo W (el programa contiene una base de datos con todos los perfiles metálicos del American Institute of Steel Construction); y *patch quadrilateral* para definir las secciones del núcleo de acero de los contravientos restringidos al pandeo.
4. Definir elementos: OpenSees tiene una gran cantidad de elementos que se pueden utilizar. El elemento utilizado en este trabajo fue *forcebeamcolumn*, propuesto por Spacone et al. (1996). Este elemento fue seleccionado porque, aunque se basa en la formulación iterativa basada en la fuerza, tiene un comportamiento numérico robusto y muestra una alta precisión en el modelado de la respuesta experimental de vigas, columnas y contravientos (Spacone et al., 1996). Los elementos se crearon siguiendo los siguientes pasos: *Define, Elements, Line Elements, ForceBeamColumn*, para después escoger la sección transversal creada en el paso anterior. Se consideraron cinco puntos de integración a lo largo de los elementos.
5. Transformación geométrica: el objetivo de las transformaciones geométricas es construir un objeto el cual transforma la rigidez y las fuerzas resistentes locales del elemento, al sistema global de coordenadas. La transformación considerada en los modelos es *corotational transformation*, la cual considera que los ejes locales de referencia del elemento cambian a medida que el elemento tiene una nueva posición deformada, es decir, los ejes locales rotan con el giro del elemento, lo que permite poder trabajar con grandes deformaciones. Para definir esta transformación geométrica, se siguió lo siguiente: *Assign, Element, GeoTrans, Corotational*. Una vez seleccionado este tipo de transformación, se coloca la etiqueta de los elementos a los cuales se les es asignada esta propiedad.
6. Asignación de masa: en el programa OpenSees es necesario definir la masa de la estructura. Esta se obtiene del análisis modal del modelo en tres dimensiones. Las masas para cada modelo del edificio de 31 niveles se muestran en las Tablas 4.19, 4.20 y 4.21. Como esta masa representa a la totalidad del edificio, solamente se consideró una parte proporcional, ya que los modelos son marcos planos en dos dimensiones. Para asignar las masas a los nodos, se realiza lo siguiente: *Assign, Node, Masses*. En el recuadro que aparece, solamente se tienen que seleccionar los nodos a los que se les asignará la masa, la magnitud y el sentido en el que esta estará actuando.

Tabla 4.19. Masa en cada nivel, caso: marcos momento-resistentes

Nivel	Masa (kg.s ² /cm)	Nivel	Masa (kg.s ² /cm)
31	405.93	15	463.58
30	453.69	14	463.58
29	453.69	13	463.58
28	453.69	12	463.58
27	453.69	11	463.58
26	453.69	10	492.21
25	453.69	9	517.35
24	453.69	8	517.35
23	453.69	7	517.35
22	453.69	6	517.35
21	453.69	5	517.35
20	459.51	4	517.35
19	463.58	3	517.35
18	463.58	2	517.35
17	463.58	1	517.35
16	463.58		

Tabla 4.20. Masa en cada nivel, caso: marcos con contravientos concéntricos

Nivel	Masa (kg.s ² /cm)	Nivel	Masa (kg.s ² /cm)
31	365.99	15	401.26
30	382.77	14	401.26
29	382.77	13	401.26
28	382.77	12	401.26
27	382.77	11	401.26
26	382.77	10	405.59
25	382.77	9	410.25
24	382.77	8	410.25
23	382.77	7	410.25
22	382.77	6	410.25
21	382.77	5	410.25
20	391.85	4	410.25
19	401.26	3	410.25
18	401.26	2	410.25
17	401.26	1	410.25
16	401.26		

Tabla 4.21. Masa en cada nivel, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

Nivel	Masa (kg.s ² /cm)	Nivel	Masa (kg.s ² /cm)
31	373.49	15	406.87
30	388.12	14	406.87
29	388.12	13	406.87
28	388.12	12	406.87
27	388.12	11	406.87
26	388.12	10	413.34
25	388.12	9	417.41
24	388.12	8	417.41
23	388.12	7	417.41
22	388.12	6	417.41
21	388.12	5	417.41
20	398.13	4	417.41
19	406.87	3	417.41
18	406.87	2	417.41
17	406.87	1	417.41
16	406.87		

7. Definición de registros sísmicos: aquí se cargan los acelerogramas que serán utilizados para llevar a cabo los análisis dinámicos no lineales. Los pasos a seguir son: *Define, Time Series, PhatFile*. Una vez seleccionado el registro, es necesario definir el paso de tiempo en el que se encuentran los datos. También, puede definirse un factor de escalamiento, aunque en este trabajo eso se realizó al crear los patrones de carga.
8. Definición de patrones de cargas: antes de aplicar las cargas al modelo, es necesario definir patrones de carga. Se crearon dos tipos de patrones: uno para la carga gravitacional y otro para los registros sísmicos (un patrón de carga para cada uno). Los pasos a seguir para el patrón de cargas gravitacionales son: *Define, Load Pattern, Plain*. Para crear el patrón para los registros sísmicos es parecido, solamente varía la última parte: *Define, Load Pattern, UniformExcitation*. Aquí, se selecciona el registro que se dio de alta en el paso anterior, para cada tipo de acelerograma. Después, se define la dirección en la que actúa el registro, y se define el factor de escalamiento.
9. Asignación de cargas gravitacionales: una vez definidos los patrones de carga, se puede asignar al modelo la carga gravitacional, producto del peso muerto de la edificación, de la carga muerta adicional y de la carga viva accidental considerada para los análisis sísmicos. Esta carga se asigna directamente en los nodos, siguiendo los siguientes comandos: *Assign, Node, Loads*. Se selecciona el patrón de carga gravitacional previamente definido, se coloca la etiqueta de los nodos en donde se colocarán las cargas (puntuales y momentos de empotramiento), y finalmente su magnitud con el signo correspondiente.
10. Definición de casos de carga: antes de que se puedan realizar los análisis, es necesario crear los casos de carga para cada tipo de registro. Eso se logra de la siguiente manera: *Analyze, Define Analysis Case, New Analysis Case*. Aquí se crea cada uno de los casos de carga (uno por registro sísmico), definiendo el número de pasos del registro y el intervalo de tiempo. Es necesario indicar que los análisis dinámicos empezarán una vez que la estructura sea analizada por las cargas gravitacionales definidas con anterioridad, por lo que se debe indicar el patrón de carga gravitacional en el apartado de *Start from Previous Analysis Case*. Al crear estos casos de carga, también es necesario definir el amortiguamiento que se utilizará. De acuerdo a muchos códigos, el amortiguamiento inherente de las estructuras se considera de 5%. Sin embargo, se ha demostrado que las estructuras poseen un menor

amortiguamiento, siendo recomendado utilizar valores entre 1 y 3%. Este valor se define utilizando el amortiguamiento de Rayleigh, mediante un coeficiente alfa (α), que es proporcional a la masa, y un coeficiente beta (β), proporcional a la rigidez. Estos factores se calcularon utilizando los periodos de los dos primeros modos de vibrar, con porcentaje de amortiguamiento crítico de 2.5%.

11. Datos de salida: una vez realizados todos los pasos anteriores, es necesario indicarle al programa los datos de salida, es decir, qué es lo que queremos obtener de los análisis. Para entrar al cuadro de diálogo de los datos de salida, se sigue lo siguiente: *Define, Recorders*. Aquí, se elige el tipo de objeto (nodo, elemento, área, etc.) del cual se requiere obtener información. Una vez seleccionado el deseado, se le indica qué tipo de información se le requiere. Por ejemplo, se puede seleccionar el objeto tipo nodo, y obtener desplazamientos, aceleraciones, velocidades, etc. Sin embargo, para este tipo de objeto, el programa no cuenta con una opción para obtener las distorsiones de entrepiso, y como es uno de los objetivos del presente trabajo, la definición de los datos de salida se realizó manualmente en los archivos TCL que se generan en el programa.

Modelado de los contravientos

Una parte importante de la decisión de utilizar el programa OpenSees (2014), fue la incapacidad de modelar adecuadamente el comportamiento inelástico de los contravientos en un programa comercial. En el caso típico de marcos de acero con contravientos concéntricos, la demanda de distorsión queda restringida a la capacidad de algunos entrepisos después del pandeo por compresión de los contravientos. Por esto, la predicción adecuada de las capacidades del contraviento trasciende a la estimación adecuada de la capacidad de deformación de los entrepisos y, en consecuencia, en la evaluación de la rigidez lateral de todo el sistema. Por ello, se utilizaron las recomendaciones realizadas en Tapia et al. (2016).

Entre las recomendaciones que se pueden encontrar en el citado documento, se encuentra la de dividir el elemento en subelementos tipo fibra con cinco puntos de integración cada uno y proporcionar al contraviento una deformación inicial al centro del claro.

Esto se debe a que los perfiles de acero estructural no son perfectamente rectos debido al proceso de fabricación, transporte, almacenaje y montaje. La tolerancia máxima deformación al centro de la longitud no arriostrada L es igual a $L/1000$ para miembros rectos en compresión, de acuerdo al Manual de Construcción en Acero del IMCA (2019), y se modelan con una configuración deformada en forma parabólica, usualmente.

Siguiendo estas recomendaciones, fue posible modelar el comportamiento aproximado de los contravientos ante cargas cíclicas reversibles, para poder obtener la respuesta de la estructura lo más cercano posible a la realidad, para así poder comparar su respuesta contra los contravientos restringidos al pandeo.

Validación de los modelos

Una vez que realizados los modelos, fue necesario realizar los análisis correspondientes. Pero antes, se validó que el modelo realizado en OpenSees (Mckenna et al., 2000) fuera equivalente a un modelo lineal realizado en ETABS (2018). Para hacer esto, se comparan las propiedades dinámicas de los modelos de ambos programas, para revisar que su diferencia no fuera muy grande. Como los modelos que se tenían en ETABS eran en tres dimensiones, fue necesario realizarlos en dos dimensiones, utilizando las masas de los modelos que se muestran en las tablas 4.19, 4.20 y 4.21. Se consideraron 10 modos, aunque el 90% de la masa modal efectiva se alcanzó en el cuarto modo en todos los casos.

Como se aprecia en las Tablas 4.22 y 4.23, las diferencias de periodos entre los modelos de ETABS y OpenSees, obtenidas con el análisis modal, son pequeñas en ambos edificios. La diferencia se incrementa

a partir del modo 8, donde la masa modal efectiva es muy pequeña, por lo que el modelo en OpenSees quedó validado, al menos en la parte lineal.

Tabla 4.22. Comparación de periodos entre ETABS y OpenSees, para edificio de 31 niveles

Modo	Marcos momento-resistentes			Marcos con contravientos concéntricos			Marcos con CRP		
	OpenSees	ETABS	Diferencia %	OpenSees	ETABS	Diferencia %	OpenSees	ETABS	Diferencia %
1	3.354	3.365	0.331	2.800	2.806	0.214	3.087	3.095	0.273
2	1.101	1.091	0.897	0.857	0.850	0.824	1.011	1.040	2.902
3	0.603	0.600	0.561	0.471	0.467	0.857	0.565	0.579	2.519
4	0.395	0.393	0.544	0.330	0.329	0.304	0.394	0.400	1.488
5	0.281	0.281	0.140	0.254	0.250	1.600	0.300	0.293	2.392
6	0.211	0.212	0.656	0.209	0.203	2.956	0.242	0.249	3.021
7	0.162	0.164	1.303	0.180	0.171	5.263	0.205	0.215	4.767
8	0.129	0.133	3.358	0.161	0.145	11.034	0.171	0.184	7.385
9	0.104	0.112	7.331	0.141	0.128	10.156	0.151	0.165	9.565
10	0.086	0.095	10.697	0.128	0.115	11.304	0.130	0.146	12.252

Tabla 4.23. Comparación de periodos entre ETABS y OpenSees, para edificio de 15 niveles

Modo	Marcos momento-resistentes			Marcos con contravientos concéntricos			Marcos con CRP		
	OpenSees	ETABS	Diferencia %	OpenSees	ETABS	Diferencia %	OpenSees	ETABS	Diferencia %
1	2.866	2.846	0.699	1.590	1.588	0.094	1.813	1.796	0.972
2	0.950	0.945	0.539	0.403	0.402	0.249	0.520	0.511	1.792
3	0.526	0.527	0.133	0.206	0.205	0.488	0.286	0.279	2.640
4	0.337	0.341	1.101	0.142	0.141	0.709	0.205	0.198	3.294
5	0.236	0.242	2.484	0.109	0.107	1.869	0.175	0.170	2.869
6	0.174	0.181	3.755	0.091	0.089	2.247	0.155	0.152	2.130
7	0.133	0.135	1.863	0.080	0.078	2.564	0.138	0.136	1.529
8	0.105	0.108	3.245	0.068	0.066	3.030	0.111	0.105	5.971
9	0.085	0.089	4.999	0.065	0.063	3.175	0.104	0.100	4.411
10	0.070	0.075	6.551	0.061	0.058	5.172	0.092	0.090	2.772

4.10. ANÁLISIS NO LINEAL

Un análisis no lineal es un análisis en el que se toma en cuenta los efectos no lineales originados a partir de la no linealidad geométrica (es decir, grandes deformaciones) y la no linealidad del material (es decir, el comportamiento plástico), para determinar la respuesta de una estructura. En general, el objetivo de los análisis no lineales es predecir el comportamiento de las estructuras ante sismos severos. Actualmente, este tipo de análisis son implementados en diferentes manuales y reglamentos como una herramienta para la evaluación del desempeño de las estructuras diseñadas.

En la Tabla 2.1.1 de las NTC-DS (2017), que se muestra aquí como Tabla 4.24, se mencionan los límites de altura arriba de los cuales se requiere llevar a cabo un análisis dinámico no lineal paso a paso.

Con una altura total de 124 m (31 niveles con altura de entrepiso de 4 m), con una estructuración regular y desplantado en una zona tipo III (con un periodo dominante de terreno $T_s = 1.073$ s), es obligatorio hacer un análisis dinámico no lineal paso a paso. Para el caso del edificio de 15 niveles esto no es obligatorio.

Tabla 4.24. Límites de altura arriba de los cuales es necesario realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso de acuerdo a las NTC-DS (2017)

Zonas Geotécnicas	Estructuración	Altura (m)
II y III	Regular	120
	Irregular	100
	Muy irregular	80

4.10.1. Registros sísmicos

De acuerdo a la sección 6.2.1 de las NTC-DS (2017), como el periodo dominante del terreno es menor a $2s$ ($T_s < 2s$), se deberán usar no menos de ocho parejas de acelerogramas. Estas se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a que las ordenadas promedio de los espectros, que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden a los espectros elásticos, para periodos naturales comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces el periodo natural del modo dominante de vibrar de la estructura. Sin embargo, en este trabajo, en vez de utilizar el periodo fundamental de la estructura, se utilizó el periodo del segundo modo de vibrar, T_2 , por lo que se revisó que el promedio de los espectros en un intervalo de $0.2 T_2$ a $1.3 T_2$ para cada tipo de estructura, fuese superior al espectro elástico multiplicado por 1.3. Como los modelos fueron en dos dimensiones, de cada acelerograma se utilizó la componente con mayores aceleraciones.

Los registros sísmicos se seleccionaron de la base de datos de la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM, 2014), el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. (CIRES, 2005), y el Servicio Sismológico Nacional (SSN, 1998). Se eligieron acelerogramas de tal manera que el periodo dominante fuera cercano al periodo de vibrar del segundo modo, T_2 .

Antes de utilizar estos registros, fue necesario filtrarlos. Se utilizó el programa Prism (Jeong et al., 2010) para realizar este proceso. Primero, se usó una intensidad de Arias entre 1 y 97% para recortar el registro. La intensidad de Arias es una curva que mide la energía que contiene el movimiento sísmico.

Después, se corrigieron por línea base de primer orden y se aplicó un filtro pasa-banda entre frecuencias de 0.1 a 20 Hz. En la Tabla 4.25 se observan los acelerogramas utilizados en el análisis del edificio de 31 niveles, los cuales se obtuvieron en el sismo del 19 de septiembre de 2017.

Tabla 4.25. Acelerogramas utilizados en edificio de 31 niveles

No.	Clave de la estación	Canal	PGA (cm/s ²)	Localización	
				Latitud	Longitud
1	AO24	E-O	119.65	19.3580 N	99.1539 W
2	AU46	E-O	94.89	19.3832 N	99.1681 W
3	DX37	N-S	187.73	19.3322 N	99.1390 W
4	ES57	N-S	70.50	19.4017 N	99.1775 W
5	GR27	N-S	84.67	19.4747 N	99.1797 W
6	JC54	E-O	204.11	19.3130 N	99.1272 W
7	LV17	N-S	123.02	19.4931 N	99.1275 W
8	MI15	N-S	207.19	19.2834 N	99.1253 W

Una vez que se filtraron todos los acelerogramas, se procedió a escalarlos linealmente, de manera que el periodo dominante del terreno coincidiera exactamente con el periodo del segundo modo de vibrar, excitando de esta manera los segundos modos de vibrar de las estructuras. Esto se puede ejemplificar con las figuras 4.15 y 4.16

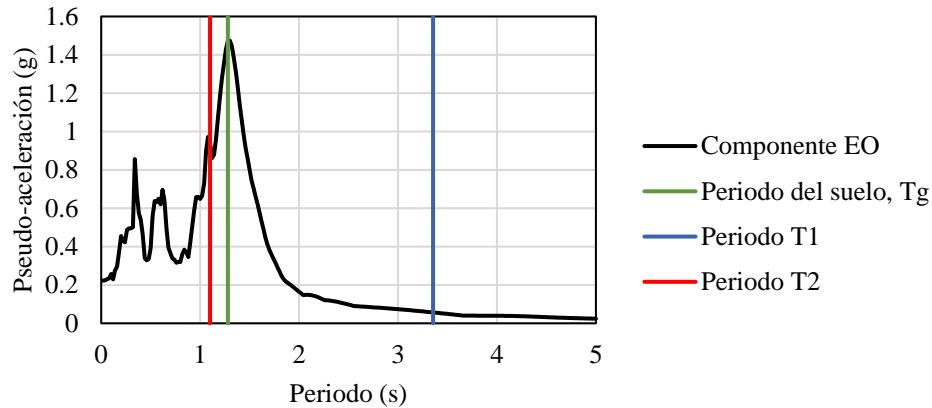


Figura 4.15. Espectro de respuesta de componente EO de acelerograma de estación JC54 de sismo de 2017

En la Figura 4.15, se observa el espectro de respuesta con amortiguamiento crítico del 2.5 por ciento de la componente EO de la estación JC54. En la misma, se puede ver también el periodo del primer y segundo modo de vibrar (T_1 y T_2 , respectivamente) del marco de 31 niveles de marcos momento-resistentes, así como el periodo del terreno, T_g . Aunque al periodo T_2 (1.1 s) le corresponden ordenadas espectrales mayores a las del periodo T_1 , no coincide con el periodo dominante del terreno T_g (1.28 s).

Para lograr igualar T_2 y T_g , se dividió el periodo T_2 / T_g y se obtuvo un factor, que se multiplica por el paso de tiempo del acelerograma. Con este nuevo paso de tiempo, se obtiene un espectro de respuesta ajustado donde el periodo del suelo coincide exactamente con el periodo del segundo modo de vibrar, T_2 , como se ve en la Figura 4.16. Esto se hizo para todos los acelerogramas utilizados en los dos edificios, para cada uno de los tres casos estudiados, debido a que cada caso tiene propiedades dinámicas diferentes.

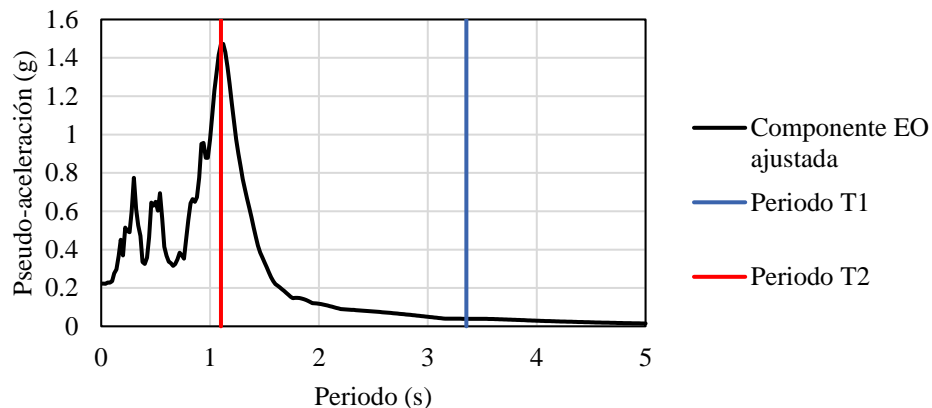
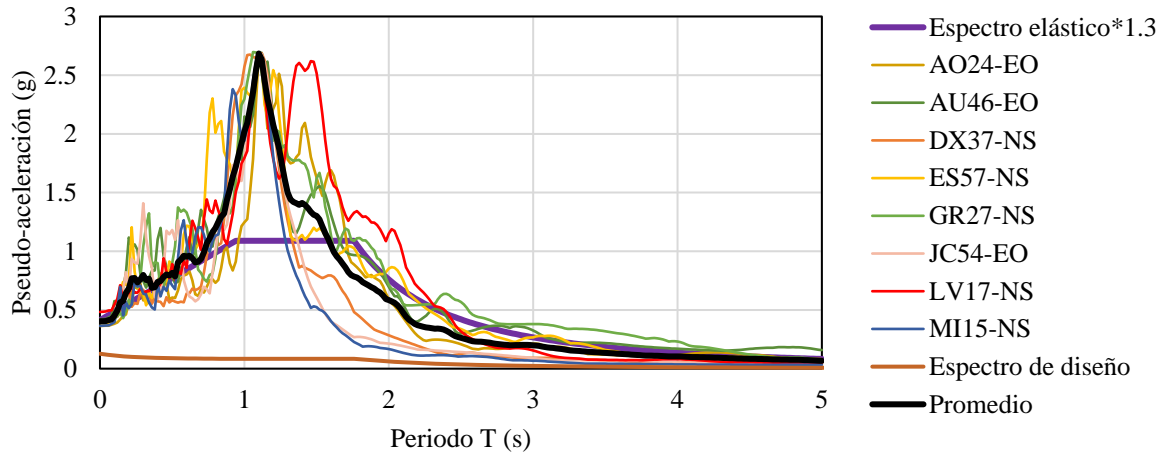
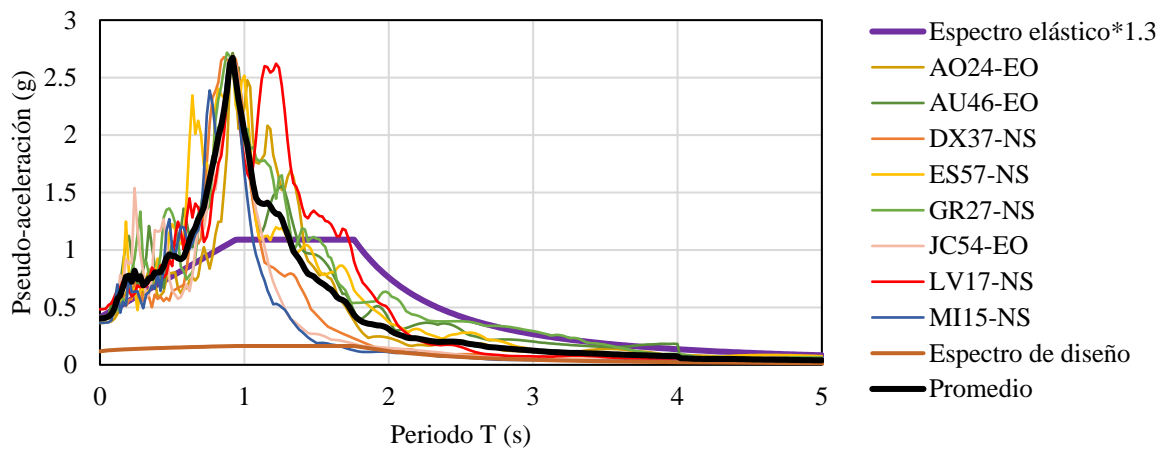


Figura 4.16. Espectro de respuesta de componente EO ajustado al T2 de acelerograma de estación JC54 de sismo de 2017

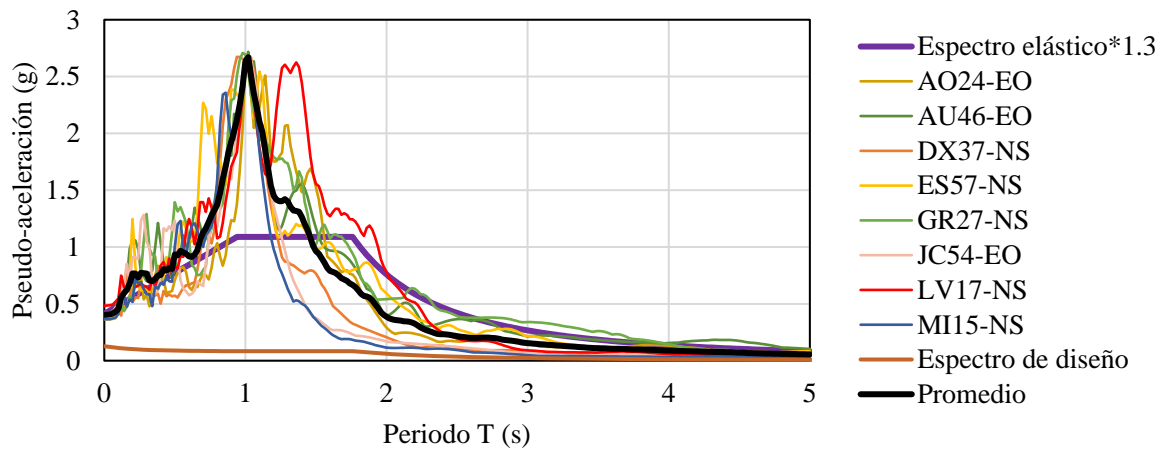
Teniendo todos los acelerogramas escalados, se prosiguió a escalarlos nuevamente, pero ahora en amplitud para cumplir con la sección 6.2.1 de las NTC-DS (2017), donde se menciona que las ordenadas promedio de los espectros no deben ser menores que 1.3 veces las correspondientes a los espectros elásticos para un periodo comprendido entre 0.2 y 1.3 veces el periodo del segundo modo de vibrar, T_2 , como se explicó con anterioridad. En las figuras 4.17, 4.18 y 4.19 se muestran los acelerogramas escalados para cada caso estudiado del edificio de 31 niveles.



**Figura 4.17. Acelerogramas escalados para edificio de 31 niveles
caso: marcos resistentes a momento**



**Figura 4.18. Acelerogramas escalados para edificio de 31 niveles
caso: marcos con contravientos concéntricos**



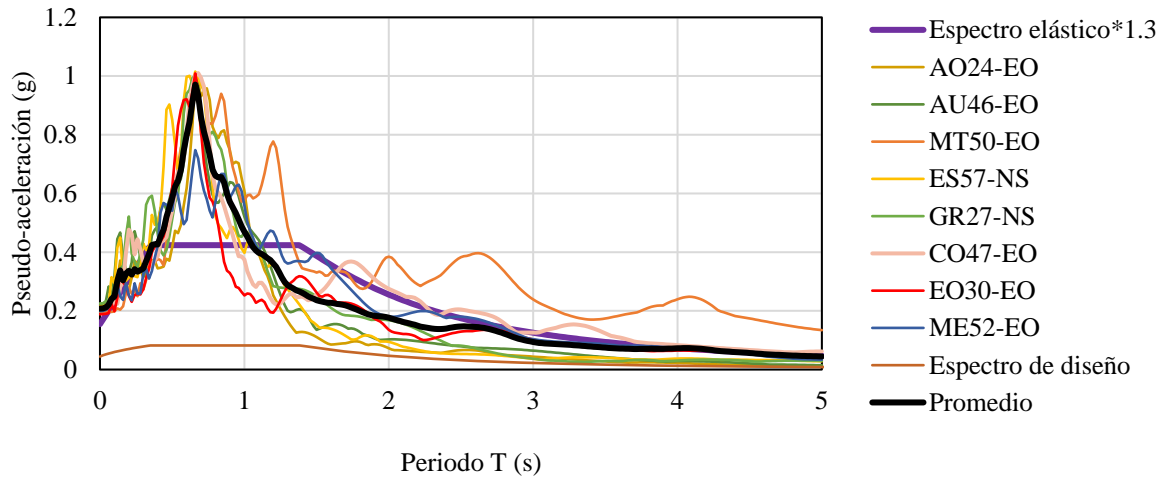
**Figura 4.19. Acelerogramas escalados para edificio de 31 niveles
caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo**

Los acelerogramas utilizados para el edificio de 15 niveles se muestra en la Tabla 4.26.

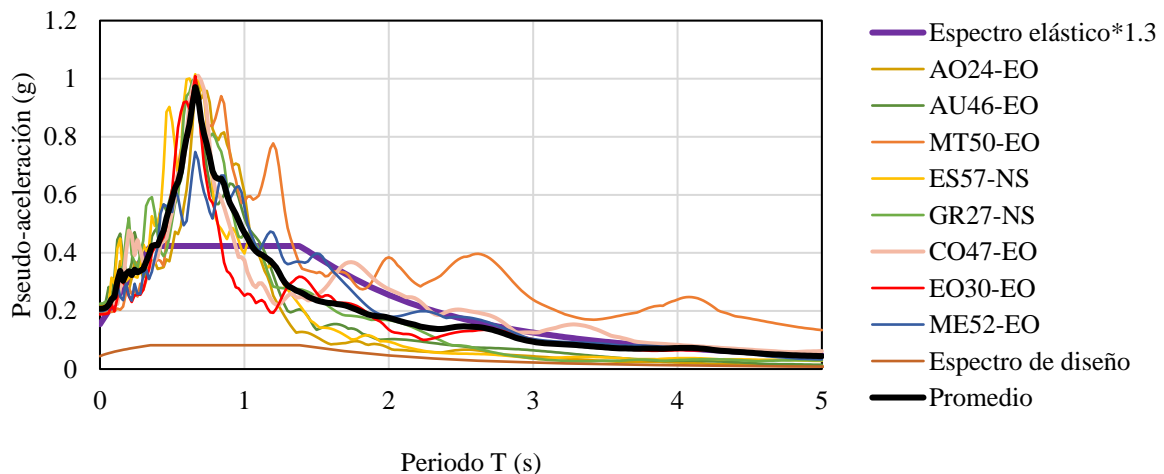
Tabla 4.26. Acelerogramas utilizados en edificio de 15 niveles

No.	Clave de la estación	Canal	PGA (cm/s ²)	Localización	
				Latitud	Longitud
1	AO24	E-O	119.65	19.3580 N	99.1539 W
2	AU46	E-O	94.89	19.3832 N	99.1681 W
3	MT50	E-O	58.27	19.4253 N	99.1900 W
4	ES57	N-S	70.50	19.4017 N	99.1775 W
5	GR27	N-S	84.67	19.4747 N	99.1797 W
6	CO47	E-O	93.96	19.3714 N	99.1703 W
7	EO30	E-O	82.13	19.3885 N	99.1772 W
8	ME52	E-O	72.16	19.4383 N	99.1820 W

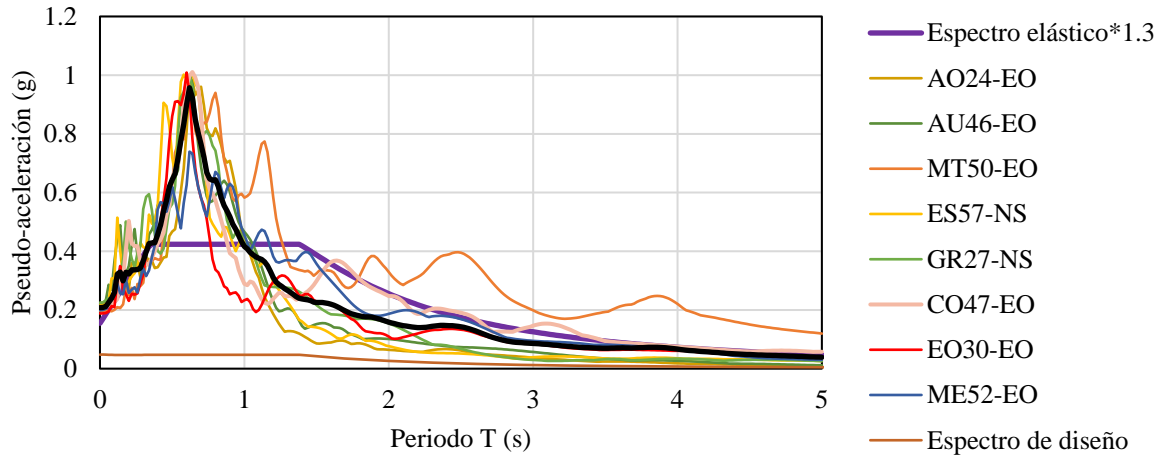
El mismo procedimiento de escalado descrito anteriormente se llevó a cabo para los acelerogramas utilizados en el edificio de 15 niveles, para cada uno de los casos analizados. En las Figuras 4.20, 4.21 y 4.22 se muestran los acelerogramas escalados para cada tipo de estructura del edificio de 15 niveles.



**Figura 4.20. Acelerogramas escalados para edificio de 15 niveles
caso: marcos resistentes a momento**



**Figura 4.21. Acelerogramas escalados para edificio de 15 niveles
caso: marcos con contravientos concéntricos**



**Figura 4.22. Acelerogramas escalados para edificio de 15 niveles
caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo**

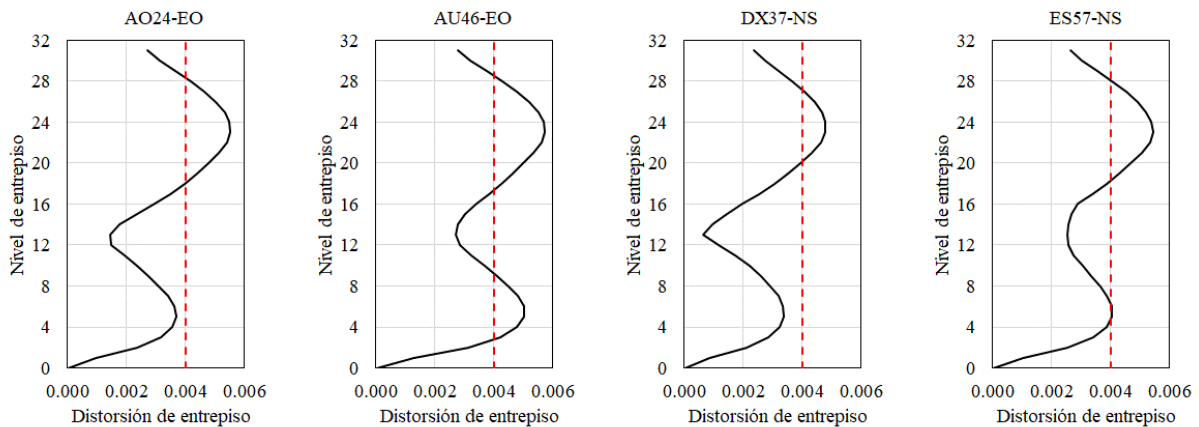
Todos los espectros de respuesta de todas las señales utilizadas en este trabajo de investigación, tanto para el edificio de 31 niveles como para el de 15 niveles, se pueden consultar en el apéndice A.

4.10.2. Respuesta de las estructuras

Revisión de estado límite de servicio

Finalmente, con los registros escalados, es posible realizar los análisis dinámicos tipo paso a paso para obtener la respuesta de la estructura. Primero, se procedió a revisar el estado límite de servicio de los marcos. Para esto, los acelerogramas escalados se multiplicaron por el factor K_s , explicado en la sección 4.4. Para el edificio de 31 niveles, el valor K_s tiene un valor igual a $1/4$, debido a que el periodo dominante del terreno es mayor a 1 s, mientras que el valor K_s tiene un valor de $1/6$ para el edificio de 15 niveles, ya que el periodo dominante del terreno en donde se consideró su ubicación es menor a 0.5 s.

En las figuras 4.23, 4.24 y 4.25 se muestran las distorsiones máximas de entrepiso a nivel de servicio en el edificio de 31 niveles, para cada caso estudiado. La distorsión límite establecida para esta revisión es de 0.004.



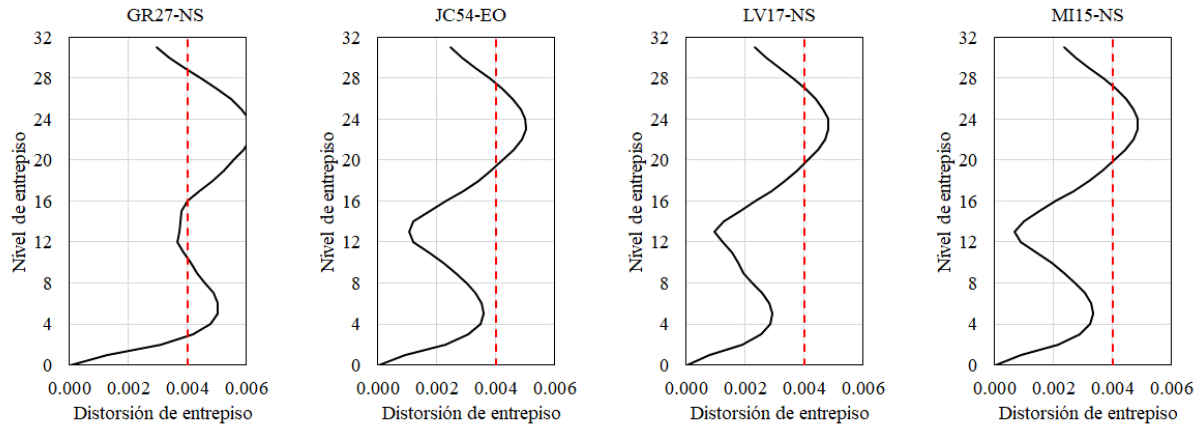


Figura 4.23. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, caso: marcos momento-resistentes

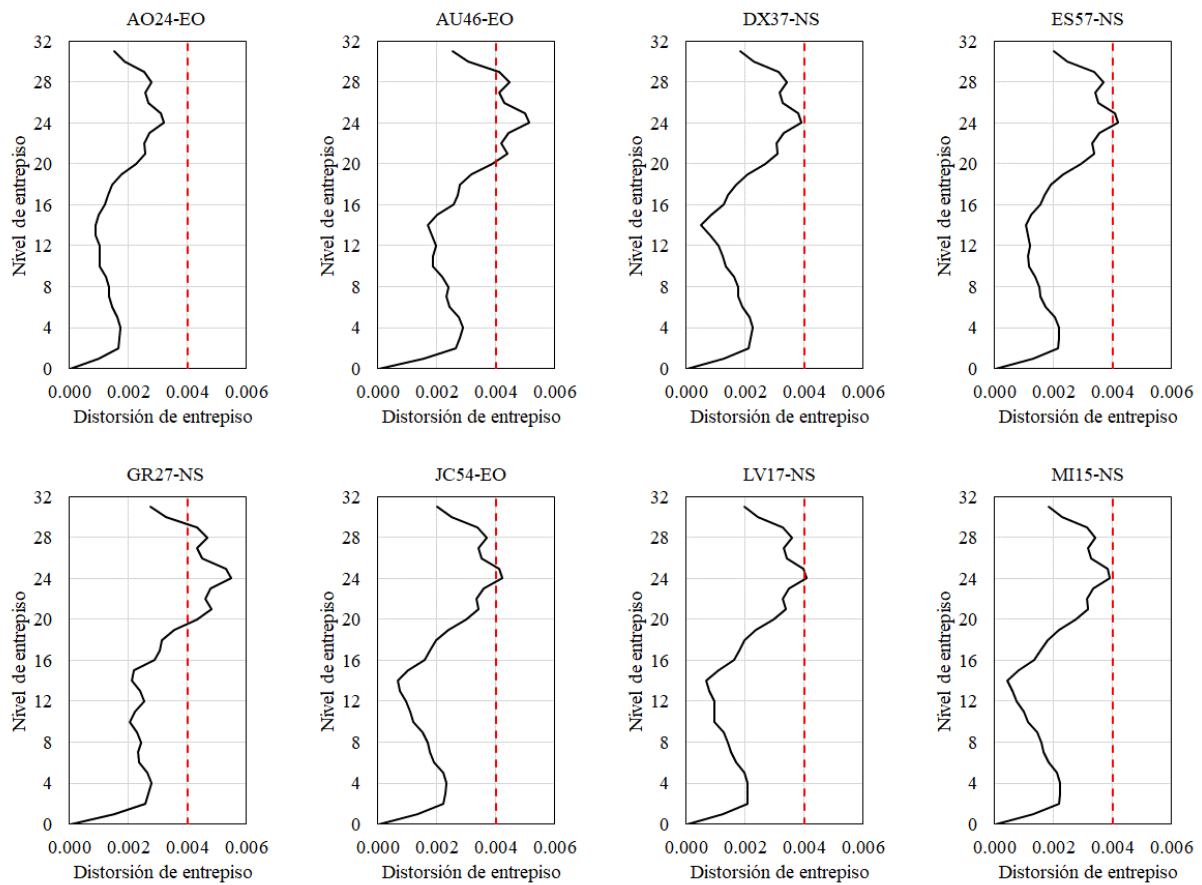


Figura 4.24. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos

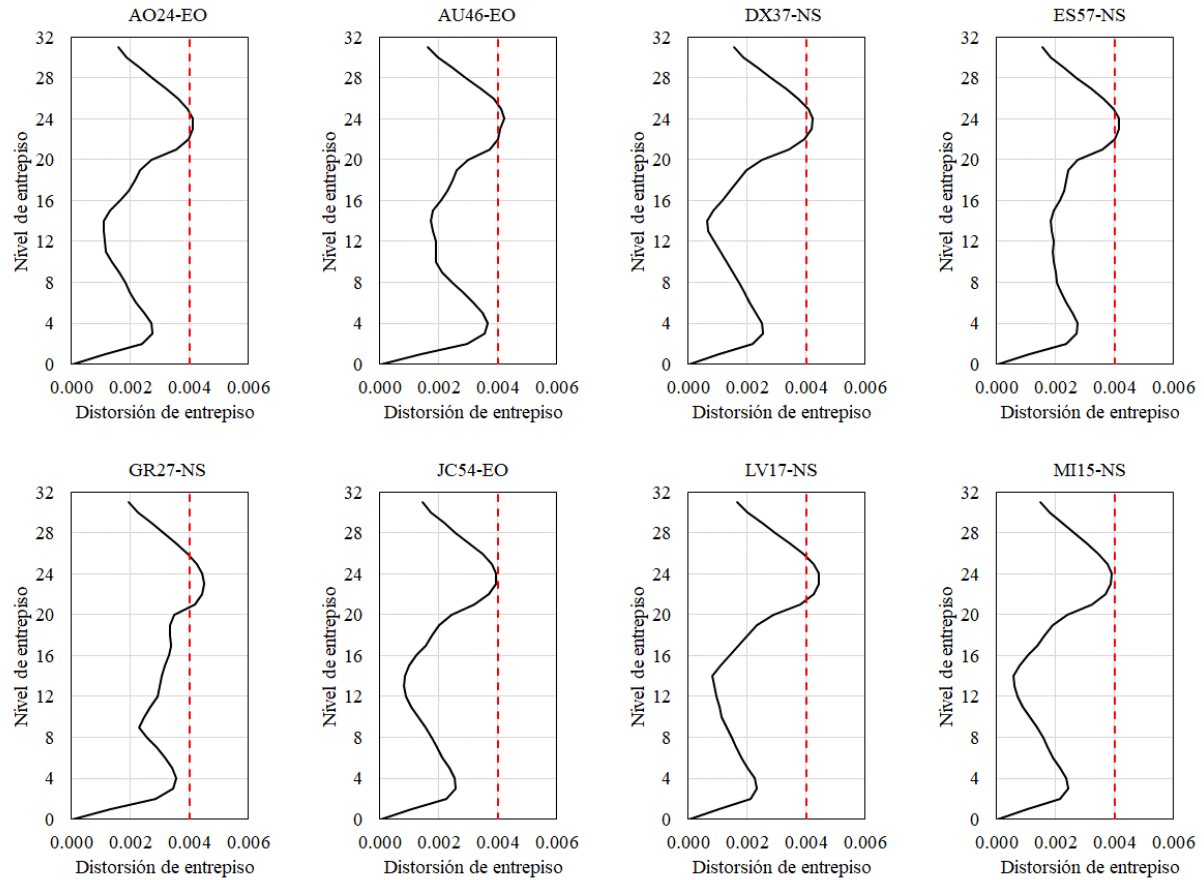


Figura 4.25. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

Después, los perfiles promedio de cada caso se comparan con los resultados del análisis lineal modal. Estos perfiles se muestran en la Figura 4.26.

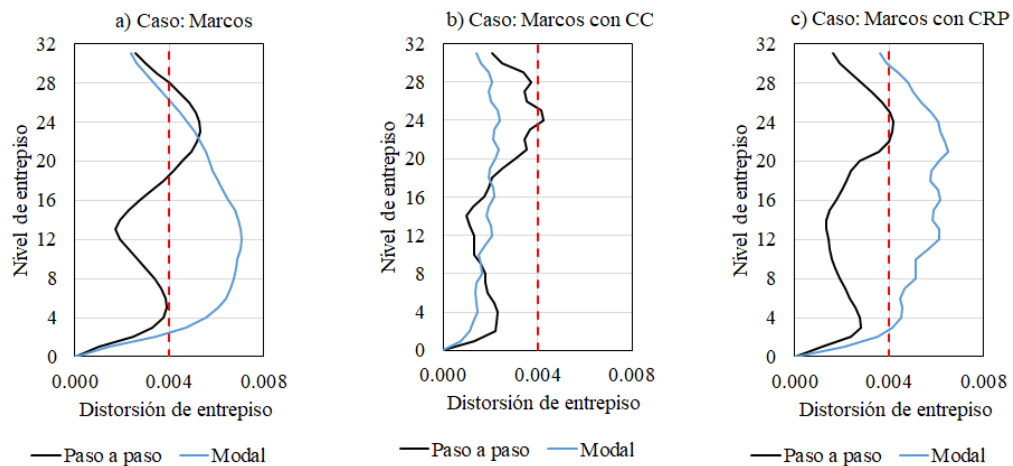


Figura 4.26. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite de servicio de edificio de 31 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal

Lo primero que se observa en la Figura 4.26, es la gran diferencia entre los análisis dinámicos paso a paso y el análisis modal. De acuerdo a las NTC-DS (2017), donde se especifica que para la revisión del estado límite de servicio solamente es necesario un análisis modal, los edificios con marcos momento-resistentes y marcos con contravientos restringidos al pandeo, no cumplirían con el citado reglamento, ya que la distorsión máxima está en el orden de 0.007 y 0.0065, respectivamente. Sin embargo, al realizar el análisis paso a paso, estos valores disminuyen de manera considerable, donde en el caso de marcos momento-resistentes, la distorsión máxima resulta 0.0053 (todavía arriba del límite), mientras que en el caso de marcos con contravientos restringidos al pandeo es 0.0042, siendo un valor aceptable. En el caso de contravientos concéntricos, el análisis paso a paso produjo demandas de distorsión ligeramente mayores del límite establecido de 0.004.

De la misma manera, se realizaron los análisis para el edificio de 15 niveles. Los perfiles de distorsión se presentan en las figuras 4.27, 4.28 y 4.29. Los perfiles de distorsión promedio de cada caso se comparan con los resultados del análisis lineal modal. Estos perfiles se muestran en la Figura 4.30.

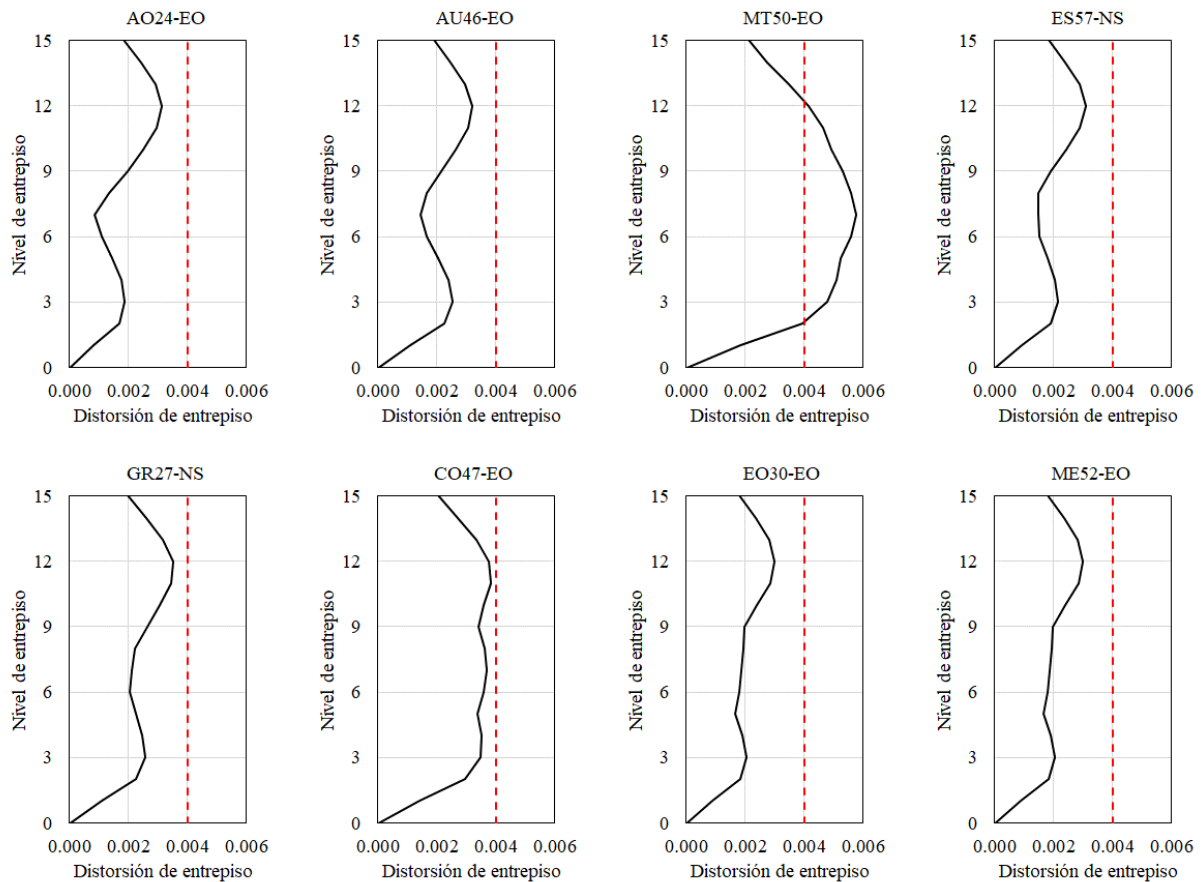


Figura 4.27. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes

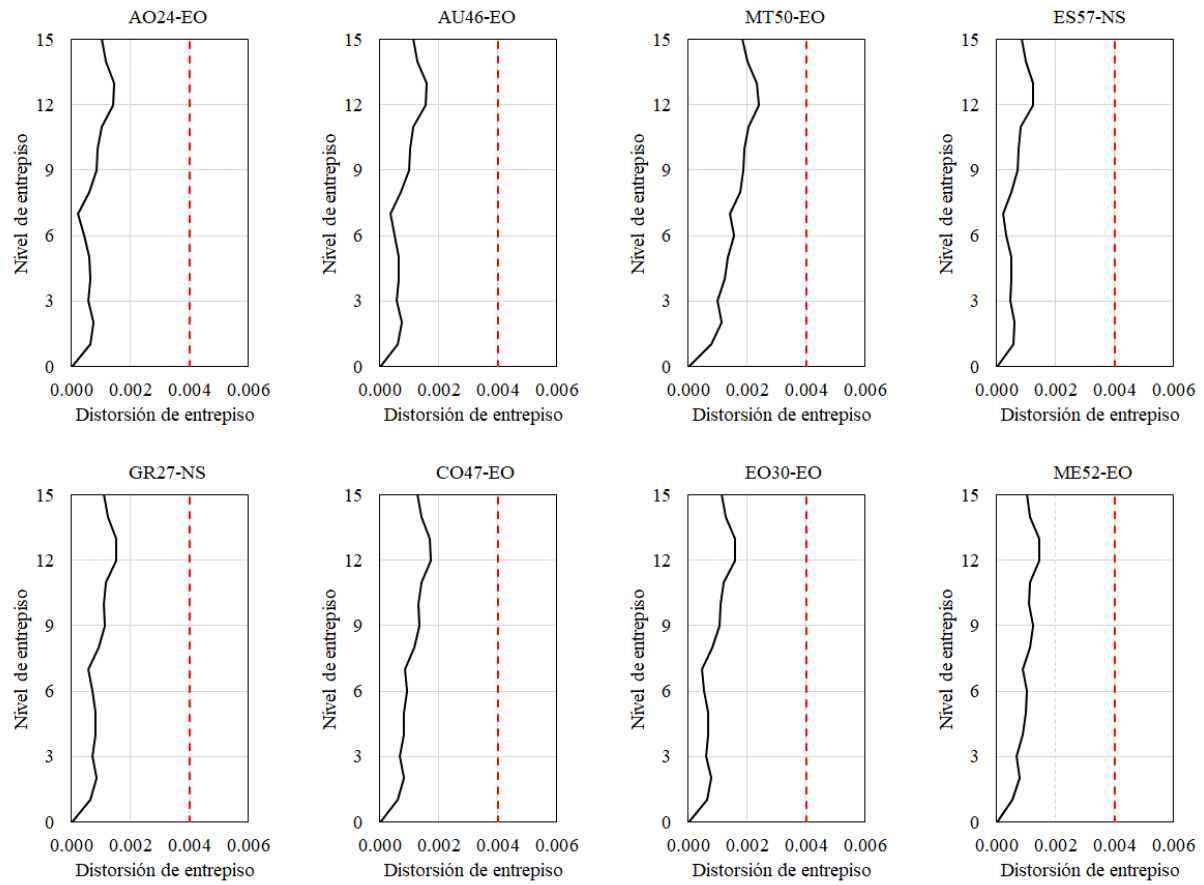
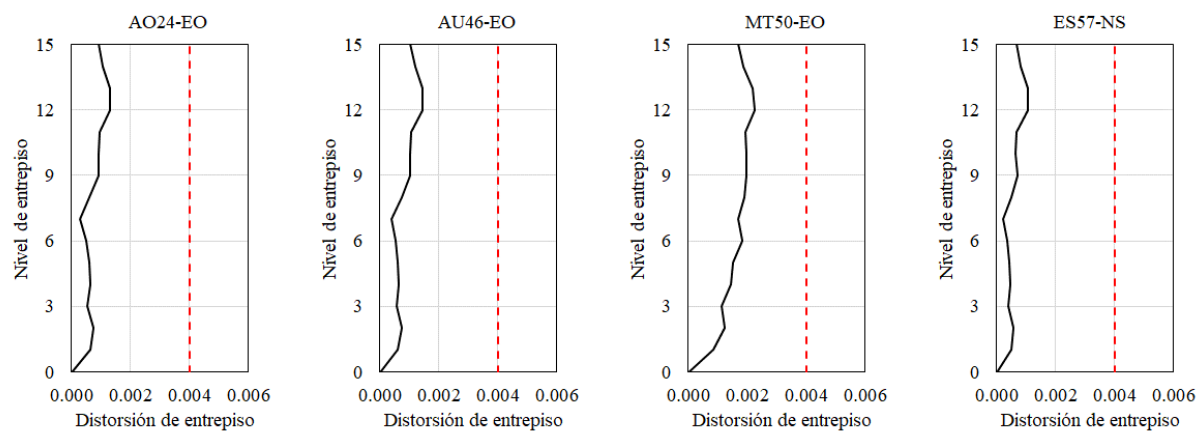


Figura 4.28. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos



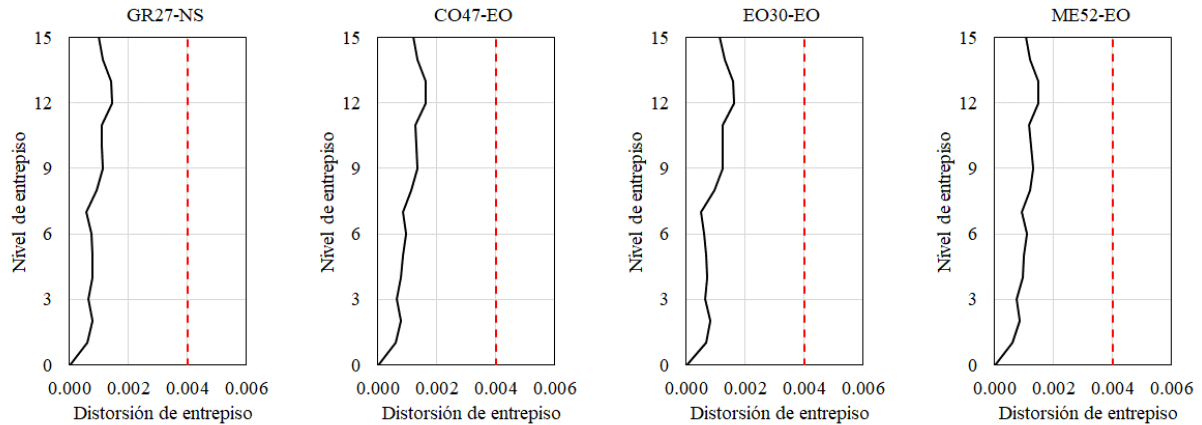


Figura 4.29. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

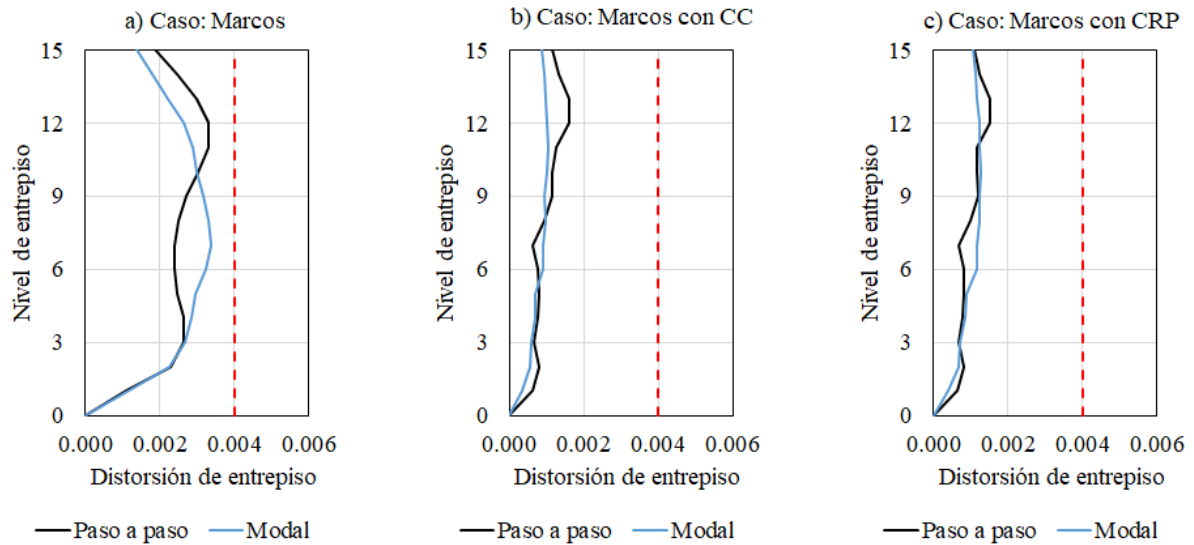


Figura 4.30. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite de servicio de edificio de 15 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal

En este caso, las diferencias entre los análisis dinámicos paso a paso y el análisis modal son menores. La diferencia más notable es en la forma del perfil, donde en el análisis paso a paso se aprecian los efectos de los modos superiores.

Una vez revisado este estado límite de servicio, se realizaron los análisis para revisar el estado límite ante colapso. La respuesta de la estructura, en términos de distorsión, se muestra en las figuras 4.31, 4.32 y 4.33. La distorsión límite permisible para estos edificios, fue de 0.03, 0.01 y 0.02 para los casos de marcos momento-resistentes, marcos con contravientos concéntricos y marcos restringidos al pandeo, respectivamente.

Revisión de estado límite ante colapso

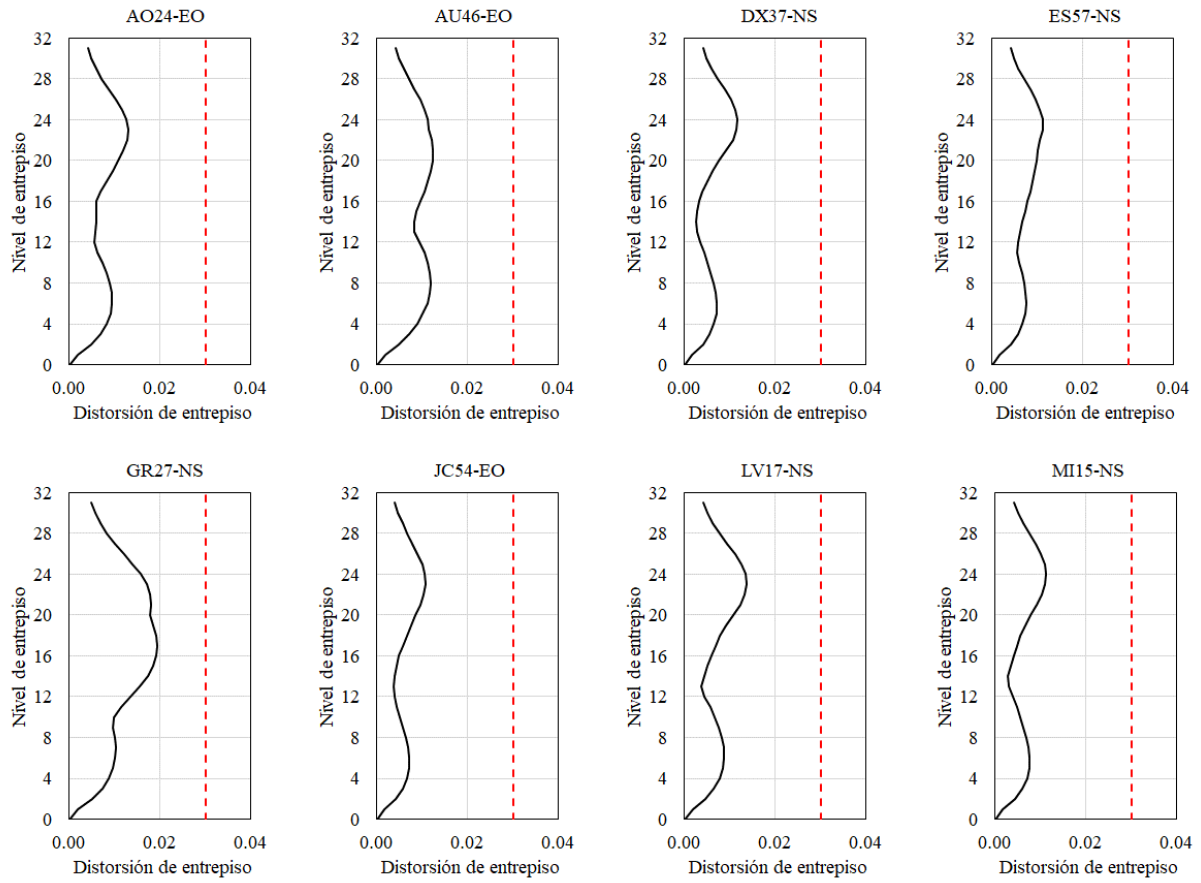
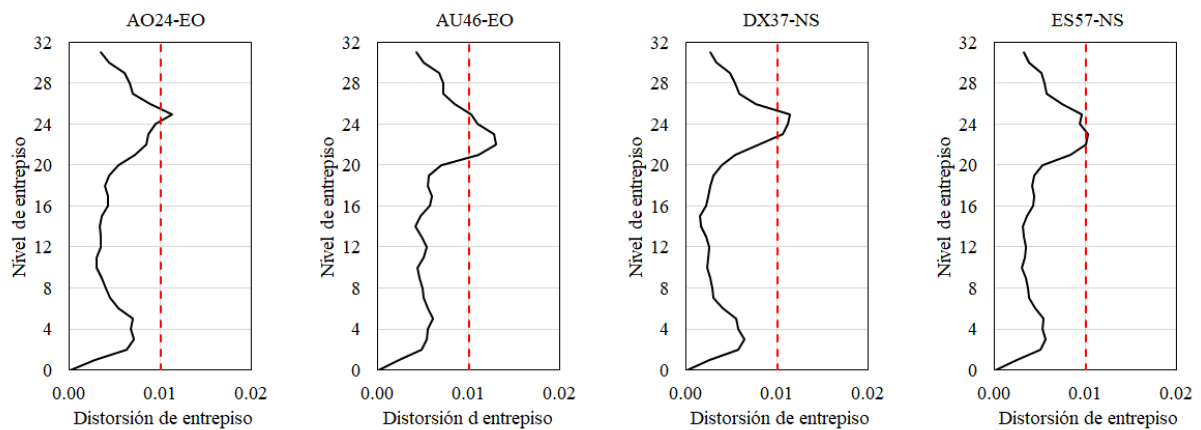


Figura 4.31. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, caso: marcos momento-resistentes



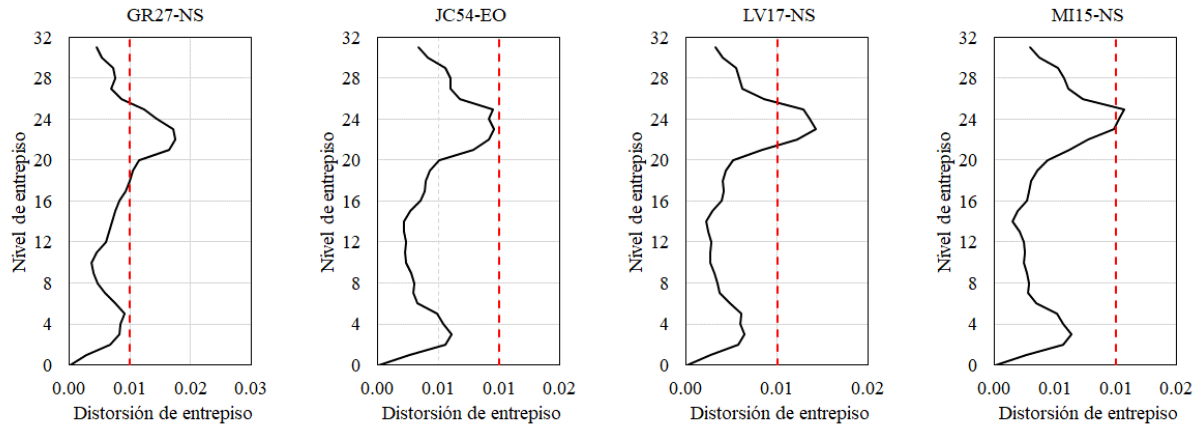


Figura 4.32. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos

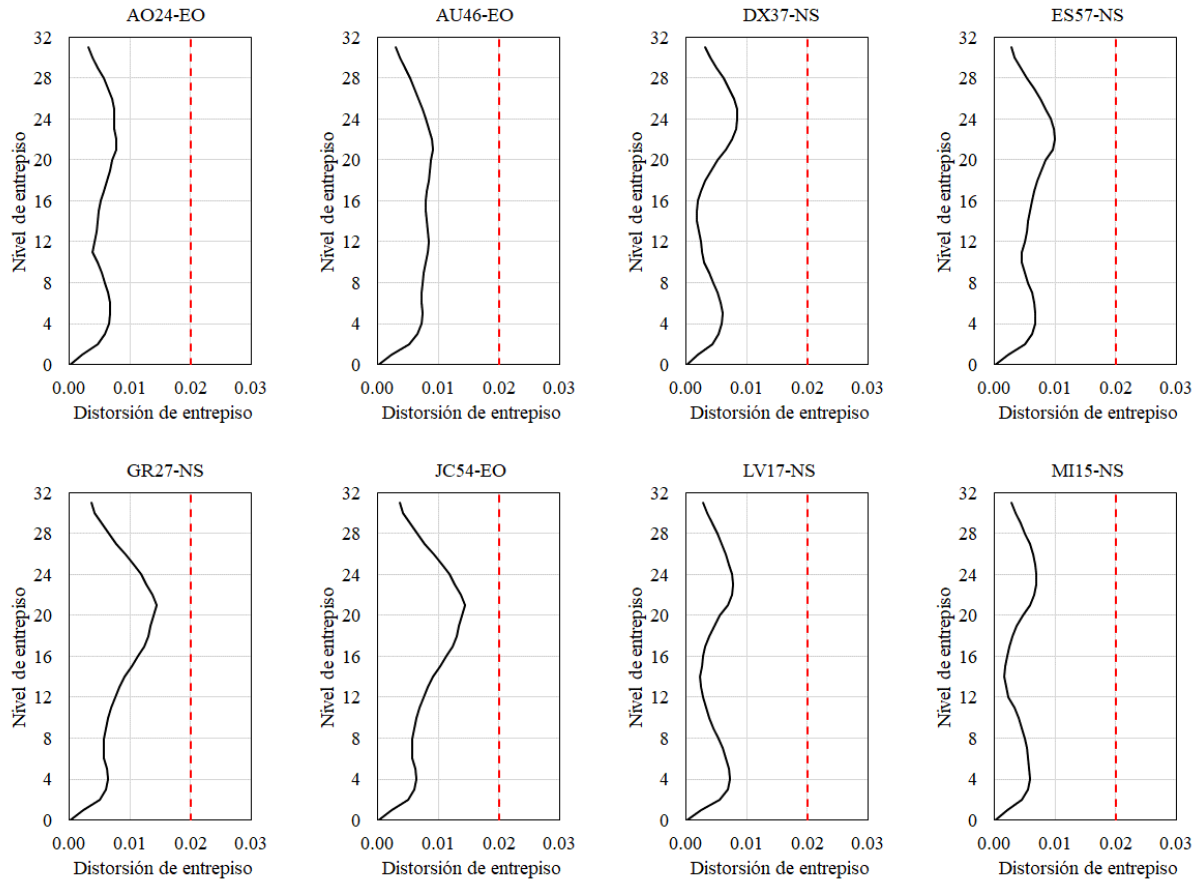


Figura 4.33. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

De igual manera que en el caso de la revisión del estado límite de servicio, se obtuvieron los perfiles de distorsión promedio y se comparan con los resultados del análisis lineal modal, solamente para fines comparativos, ya que de acuerdo a la tabla 2.1.1 de las NTC-DS (2017) (mostrada en la Tabla 4.24) no es permitido realizar un análisis modal, debido a la altura de la edificación. Estos perfiles se muestran en la Figura 4.34.

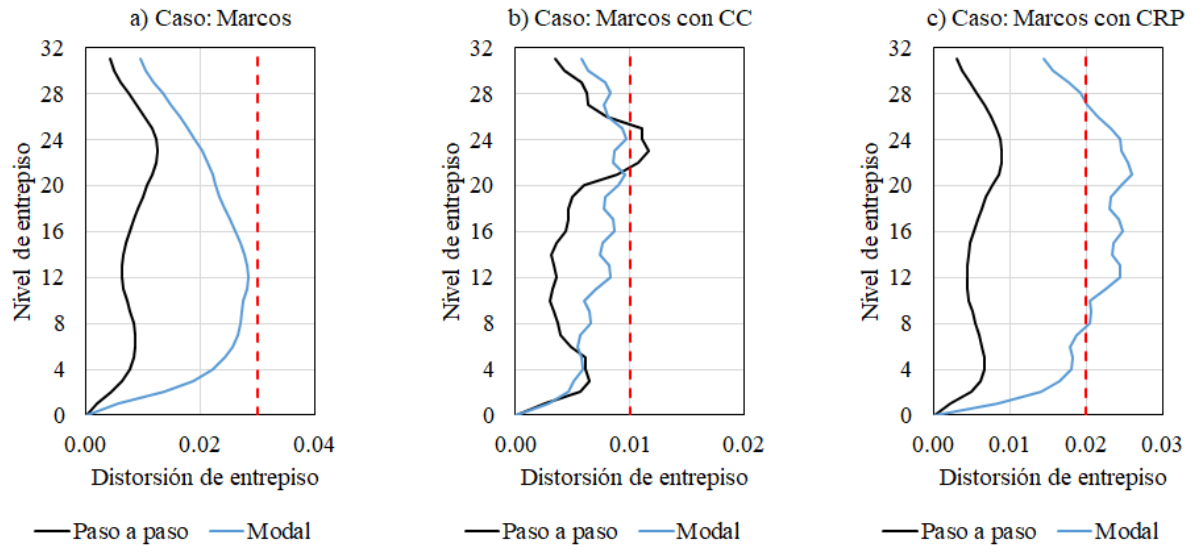


Figura 4.34. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 31 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal

La diferencia que se muestra en la Figura 4.34 entre los análisis paso a paso y los resultados obtenidos con el modal, es significativa. En el caso de marcos momento-resistentes, el perfil del análisis modal está casi en el límite permisible de 0.03 (para ese caso particular), mientras que en el análisis paso a paso llega a ser 0.012. Lo más notable que se observa es en el caso de contravientos concéntricos, donde se aprecia un cambio súbito en el perfil de distorsiones en el nivel 23, producto del pandeo del contraviento en ese nivel, ocasionando que la distorsión llegue a 0.012, sobrepasando el límite de 0.01. En el análisis modal en este caso la distorsión máxima no supera siquiera el 1%, que es donde empiezan a tener daño las estructuras de acero. En el caso de contravientos restringidos al pandeo, se observa que es el perfil que tiene mejor comportamiento, con un efecto muy pequeño de los modos superiores, y siendo la distorsión máxima menor al 1%. Esto ocasiona que los elementos estructurales se mantengan sin daño, siendo los CRP los que disipan la mayor cantidad de energía ocasionada por los sismos.

En la Figura 4.35 se muestran los ciclos histeréticos para tres registros en el caso de contravientos concéntricos, en el nivel 23, mientras que en la Figura 4.36, se presentan los ciclos histeréticos para los contravientos restringidos al pandeo, en el mismo nivel. Se puede apreciar que, con algunos ciclos, los contravientos convencionales llegan a una resistencia máxima, en la cual se pandea el elemento, para posteriormente disminuir su resistencia notablemente en los ciclos posteriores. En cambio, los CRP muestran ciclos estables. No se presenta ninguna falla en estos elementos, ya que sus ciclos histeréticos no presentan pérdida de rigidez ni de resistencia.

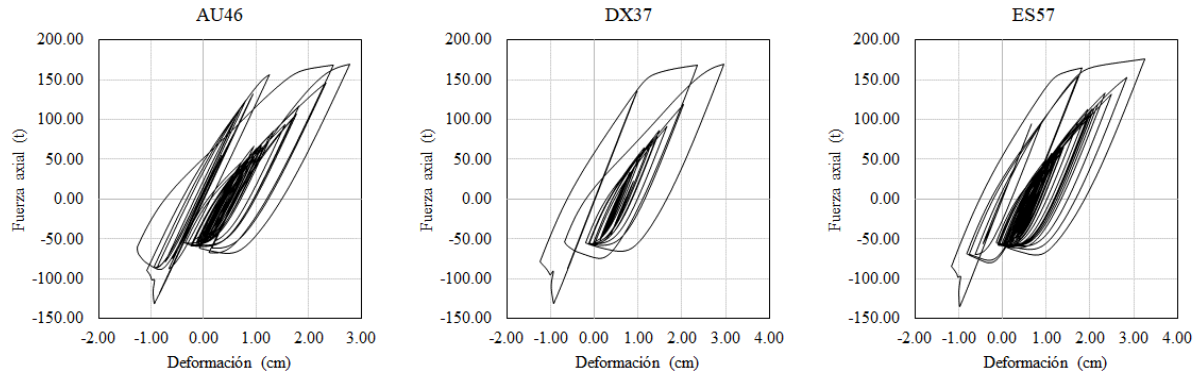


Figura 4.35. Ciclos de histéresis en contravientos convencionales en el nivel 23, en edificio de 31 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso

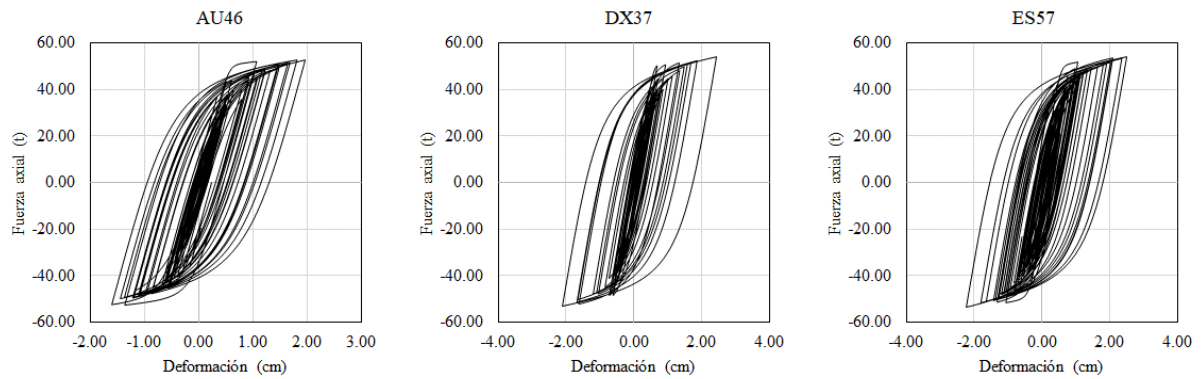


Figura 4.36. Ciclos de histéresis en contravientos restringidos al pandeo en el nivel 23, en edificio de 31 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso

Otra cosa que se pueda apreciar en las figuras 4.35 y 4.36, es que, en el sistema de contravientos concéntricos, las demandas de carga axial son mucho mayores a aquellas de los CRP. Esto se debe a que los contravientos de los niveles inferiores, disipan la mayor parte de la energía, por lo que los contravientos de los niveles superiores resultan menos demandados.

Después, se realizaron los análisis paso a paso al edificio de 15 niveles. En las figuras 4.37, 4.38 y 4.39 se muestran los perfiles de distorsión para la revisión del estado límite ante colapso.

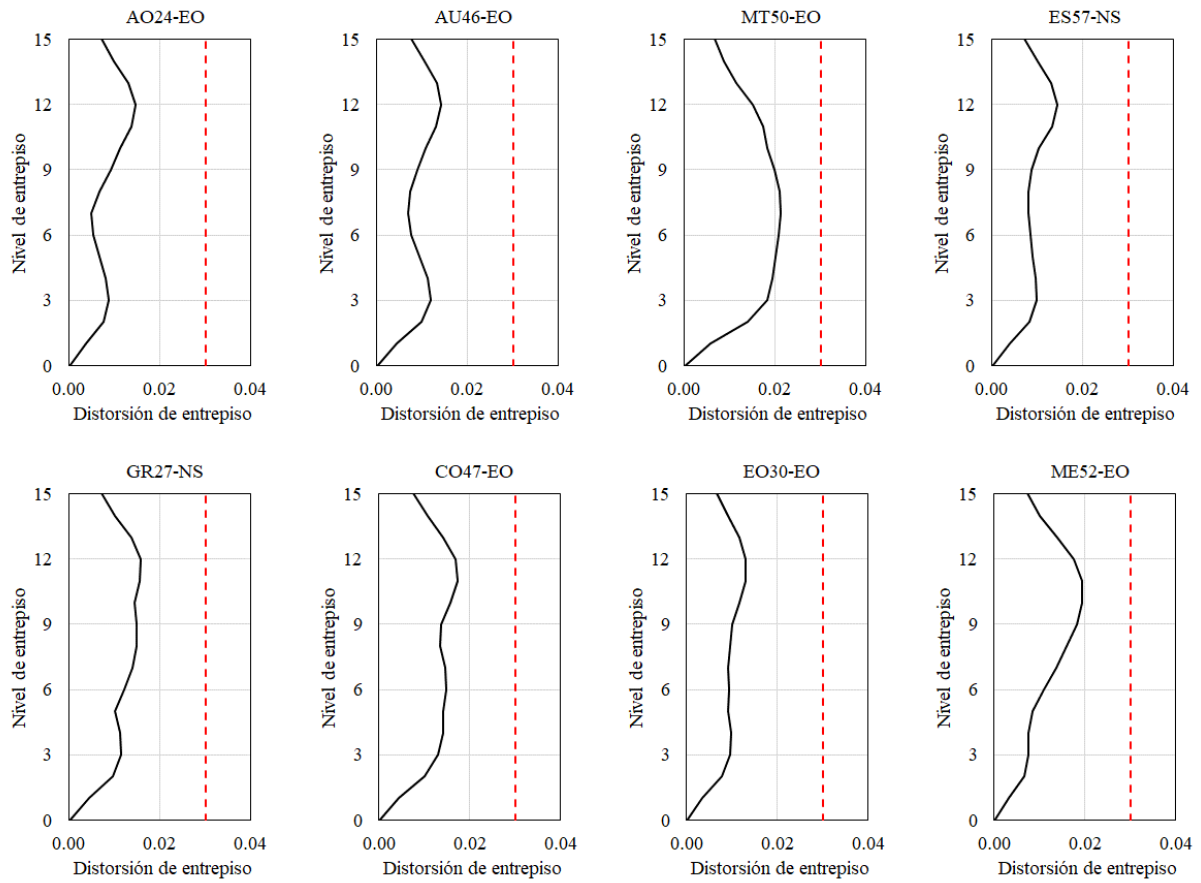
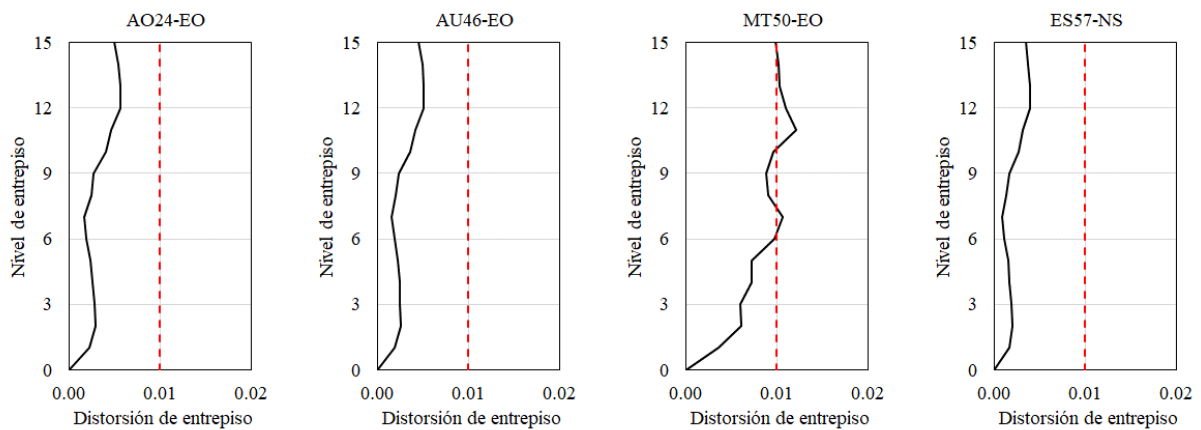


Figura 4.37. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes



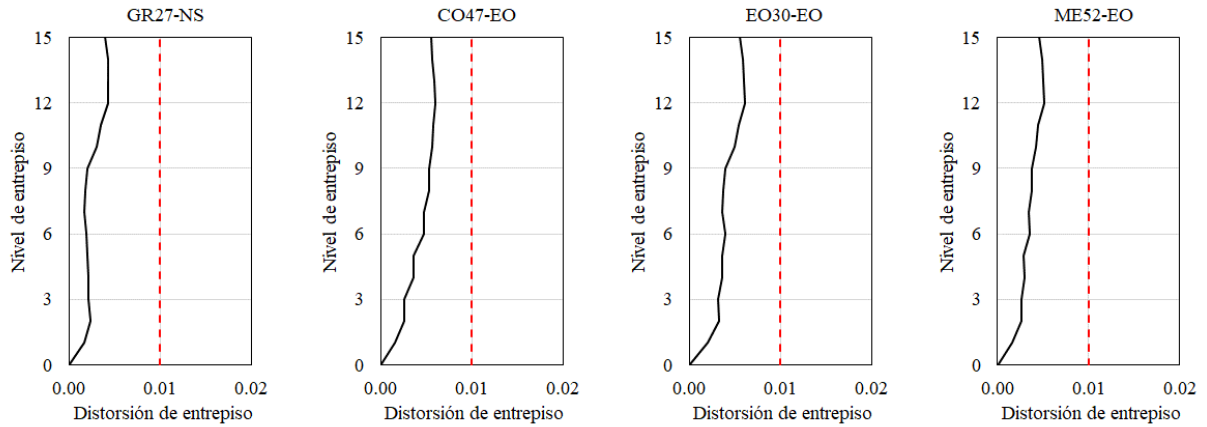


Figura 4.38. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos

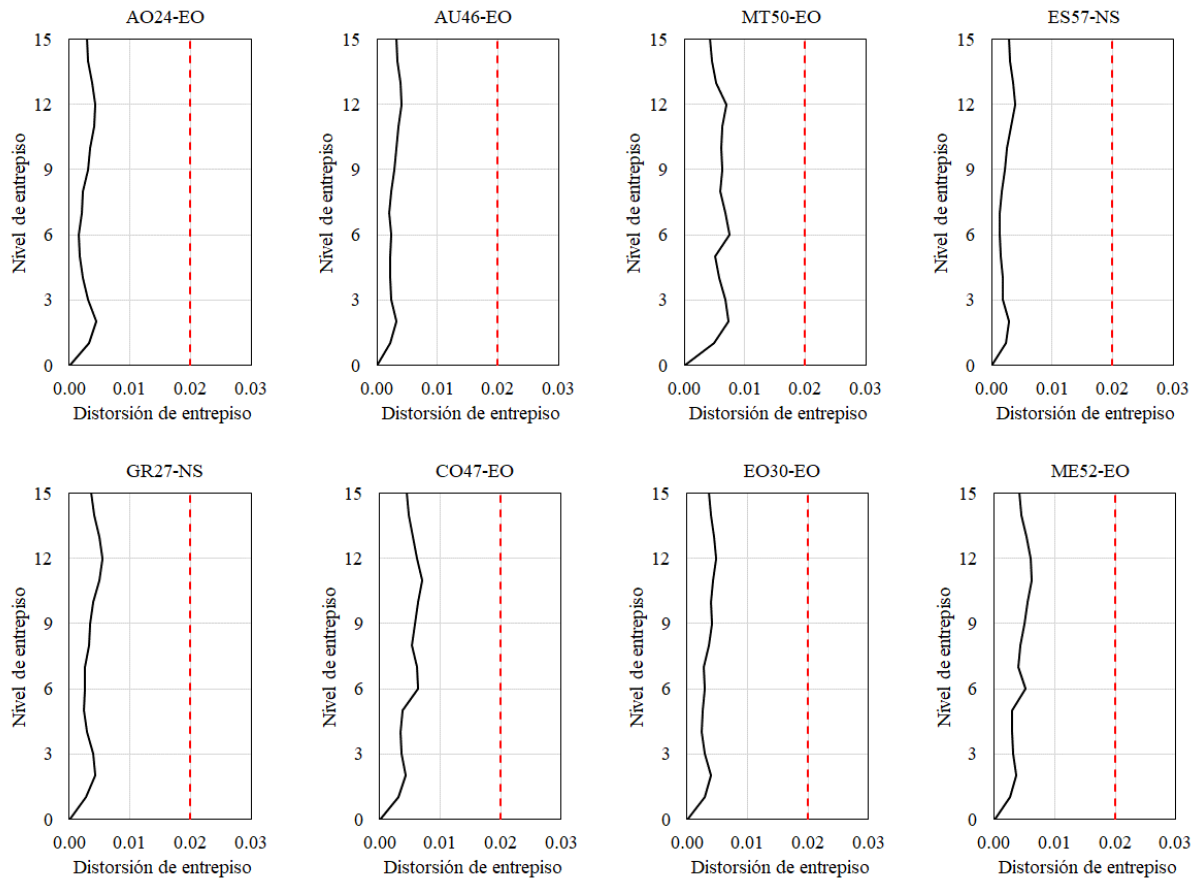


Figura 4.39. Perfil de distorsiones para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo

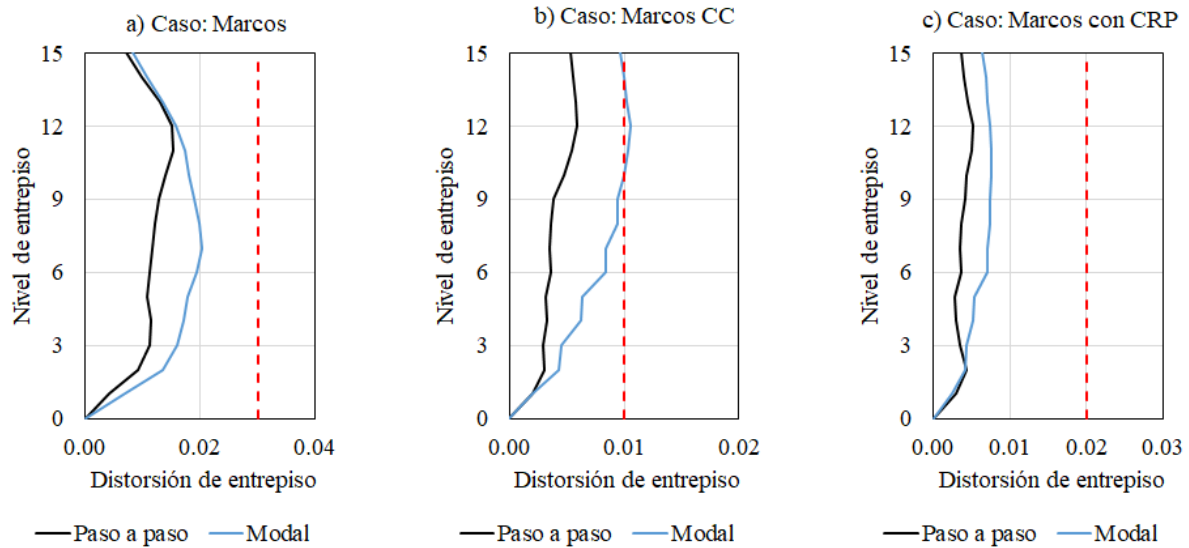


Figura 4.40. Perfil de distorsiones promedio para revisión de estado límite ante colapso de edificio de 15 niveles, análisis paso a paso vs análisis modal

Como se observa en la Figura 4.40, los perfiles promedio de distorsión entre ambos análisis difieren tanto en magnitud como en forma. Se nota un poco la contribución de los modos superiores en el análisis paso a paso en los casos de marcos momento-resistentes y marcos con contravientos concéntricos, donde las distorsiones máximas se concentran en los niveles superiores. A pesar de que en el primer caso la distorsión máxima cumple con la distorsión permisible de 0.03, el valor calculado resulta ser mayor a 0.01, por lo que se espera que la estructura disipe energía, pero con daño estructural.

En el segundo caso, no se aprecia daño en los niveles superiores debido a que, en este edificio, los contravientos permanecieron en su intervalo elástico, por lo que no hubo pandeo ni pérdida de rigidez, provocando que las distorsiones de entrepiso se mantuvieran dentro del rango permitido. La distorsión máxima de entrepiso se tuvo en el nivel 12 con un valor de 0.006, con el análisis tipo paso a paso. Con el análisis modal (que es el análisis requerido para este edificio por tener una altura de 60 m), la distorsión máxima supera por poco el límite, teniendo un valor de 0.011.

En el caso de marcos con CRP, se tiene una mejor respuesta, ya que las distorsiones máximas resultaron en el orden de 0.005 con el análisis dinámico paso a paso (menores a las obtenidas en el caso de marcos con contravientos concéntricos); en cambio, con el análisis dinámico modal, las distorsiones obtenidas estuvieron cerca de 0.01. Nuevamente, se aprecia un mejor comportamiento utilizando estos disipadores, reduciendo la respuesta, y mejorándola, teniendo un comportamiento uniforme a lo largo de la altura.

De la misma manera que en el edificio de 31 niveles, en la Figura 4.41 se muestran los ciclos histeréticos para tres registros en el caso de contravientos concéntricos, en el nivel 12, mientras que en la Figura 4.42, se presentan los ciclos histeréticos para los contravientos restringidos al pandeo, en el mismo nivel. Se observa que los contravientos convencionales tuvieron un comportamiento elástico, evitando que se dañaran los elementos. En los CRP se muestran ciclos estables y tampoco se presenta ninguna falla.

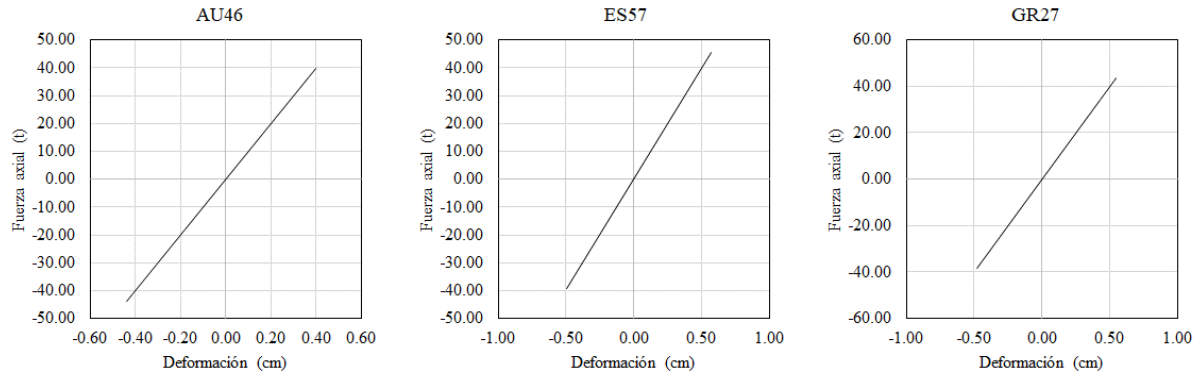


Figura 4.41. Ciclos de histéresis en contravientos convencionales en edificio de 15 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso

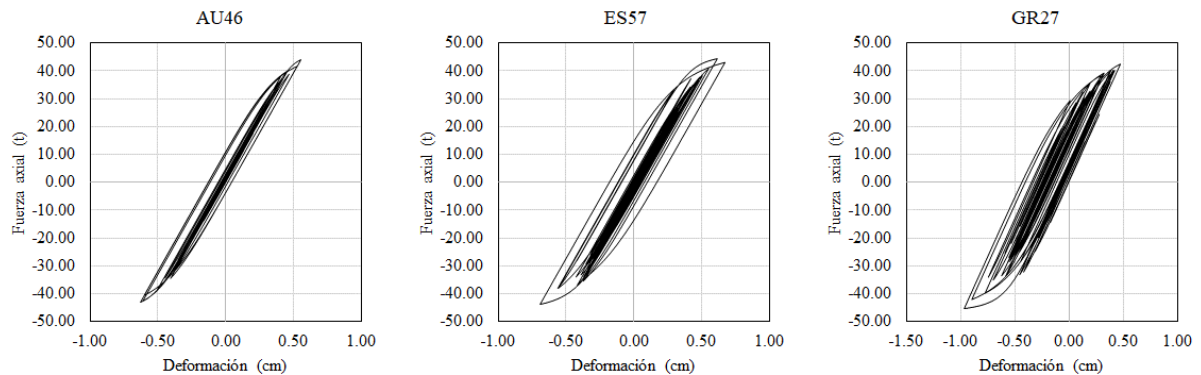


Figura 4.42. Ciclos de histéresis en contravientos restringidos al pandeo en edificio de 15 niveles, para la revisión de estado límite ante colapso

En las figuras 4.43 y 4.44, se graficaron los perfiles de distorsión promedio de cada caso estudiado para las estructuras de 31 y 15 niveles, obtenidos con los análisis dinámicos paso a paso. En la Figura 4.43, se observan las resultantes de la revisión del estado límite de servicio. En ambos edificios, para los casos contraventados, se observa un gran parecido en los perfiles. En el caso de marcos momento-resistentes, es el que mayor distorsión presentó. Como las distorsiones andan por debajo del 1%, se puede decir que las estructuras primarias se encuentran en su intervalo lineal. Por tal motivo, no se encuentran diferencias tan significativas entre una estructuración y la otra, ya que es una revisión donde las estructuras tienen un comportamiento elástico.

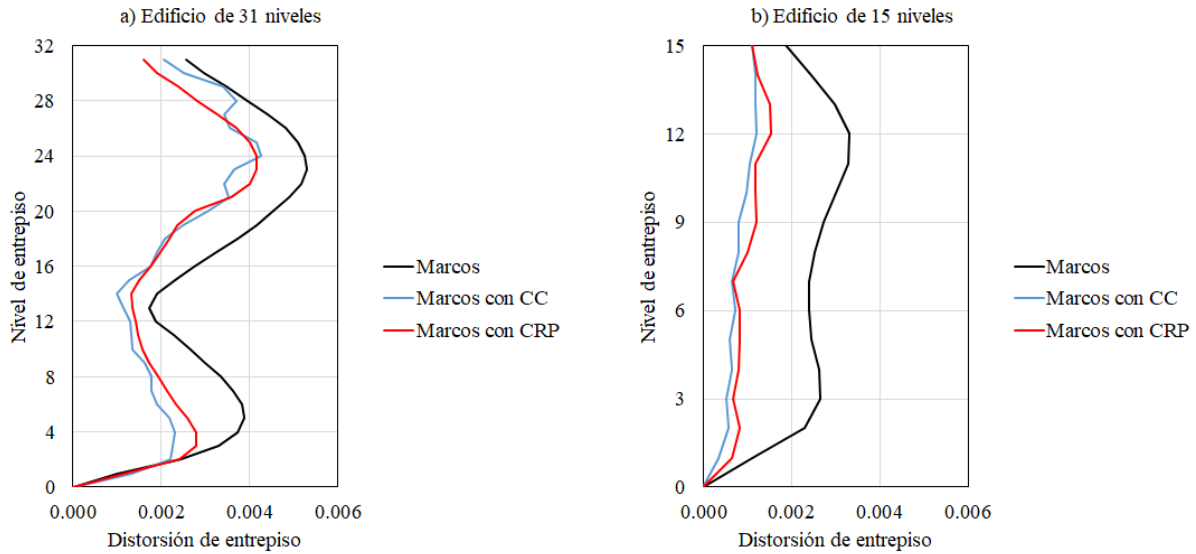


Figura 4.43. Perfiles de distorsión promedio de cada caso estudiado para edificio de 31 y 15 niveles, para revisión de estado límite de servicio

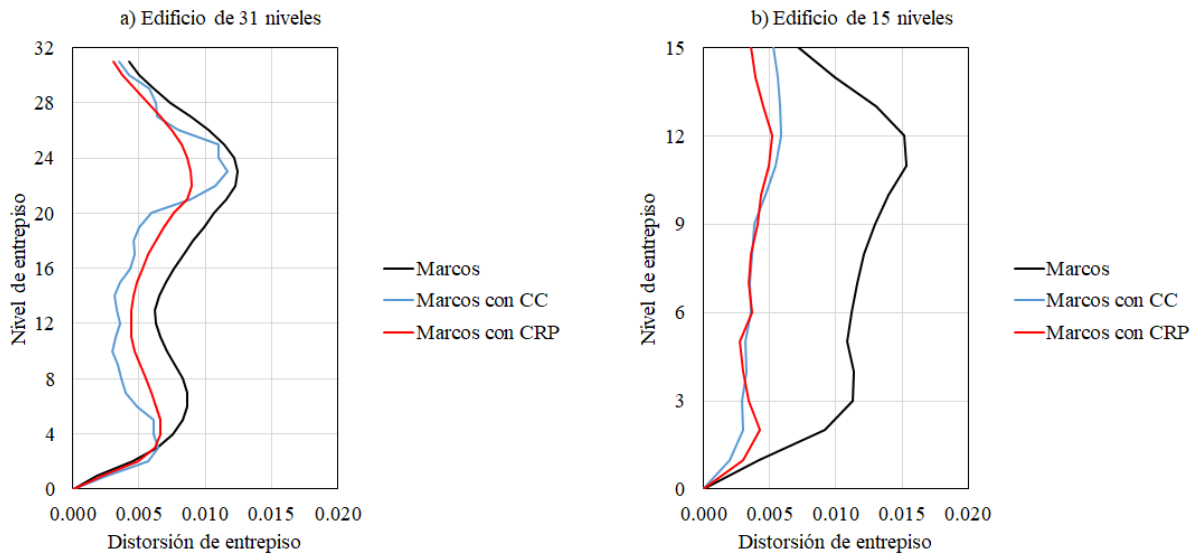


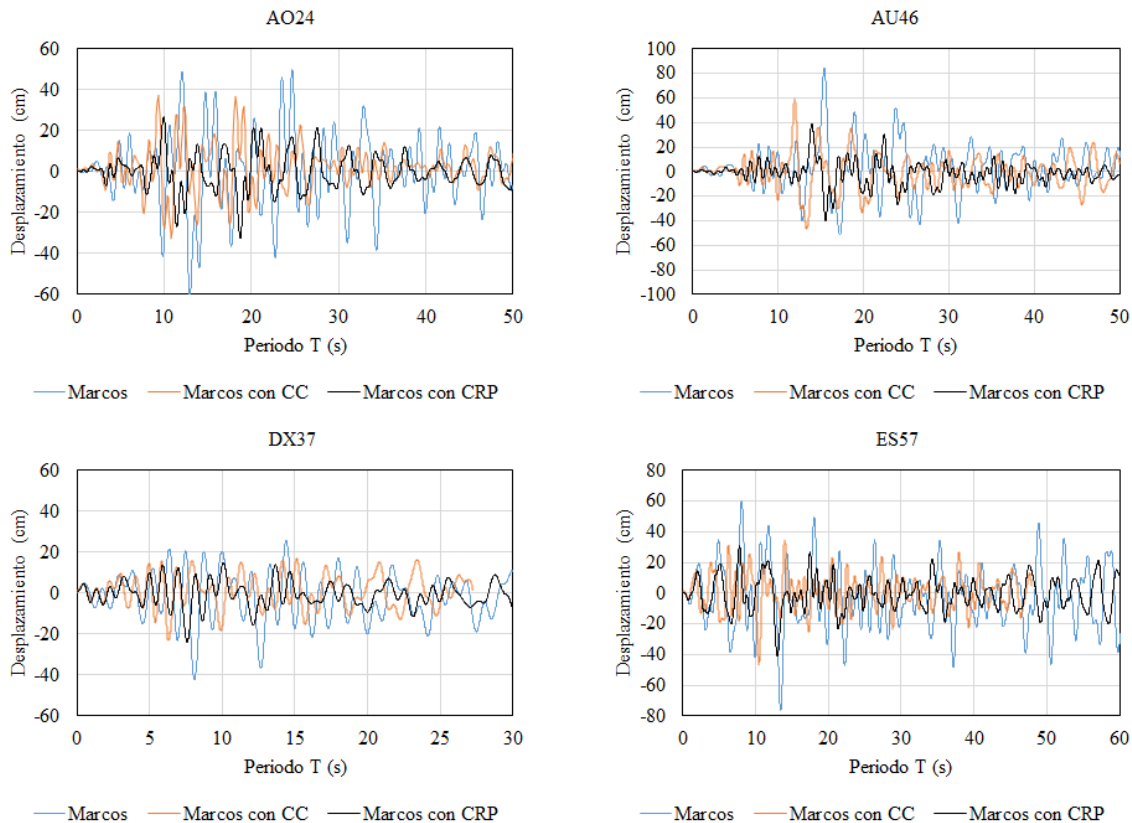
Figura 4.44. Perfiles de distorsión promedio de cada caso estudiado para edificio de 31 y 15 niveles, para revisión de estado límite ante colapso

Por otra parte, en la Figura 4.44 se observan los perfiles de distorsión para la revisión de estado límite ante colapso. Aquí se puede ver la comparación de la respuesta entre los tres sistemas utilizados para los dos edificios. Primero, respecto al edificio de 31 niveles, se muestra un comportamiento adecuado para el caso de marcos momento-resistentes y marcos con CRP, ya que la distorsión es menor a la permisible para cada sistema (0.03 y 0.02, respectivamente). En cuanto al caso de marcos con contravientos concéntricos, se observa un pico de distorsiones en el nivel 23, que como se mencionó con anterioridad, es debido al pandeo de los contravientos convencionales. El mejor comportamiento es observado en el caso de marcos con CRP, ya que la distorsión resultó en menos de 0.01, quedando la estructura principal en su intervalo elástico y, por consiguiente, sin daños.

En el caso del edificio de 15 niveles, se muestran que los perfiles de marcos con contravientos concéntricos y marcos con CRP, tienen un perfil de distorsiones muy parecido en toda la altura, donde en el caso de los primeros, no hubo pandeo de los elementos y, por consiguiente, la estructura se mantuvo en el intervalo lineal. El caso de marcos momento-resistentes también cumple con la distorsión permisible, aunque se espera daño por la disipación de energía. En este edificio, el marco con CRP también obtuvo el mejor desempeño, al tener unas distorsiones máximas de 0.5%. Este tuvo un mejor comportamiento global respecto a los otros dos.

Desplazamientos en azotea

En la Figura 4.45 se graficaron las historias de desplazamiento en la azotea para cada caso en el edificio de 31 niveles, para cada uno de los acelerogramas utilizados en el análisis. Se aprecia con claridad que el sistema de marcos con CRP muestra los valores menores, mientras que el caso a base de marcos momento-resistentes presenta los mayores valores en general. El caso de marcos con contravientos convencionales presenta valores menores al de marcos momento-resistentes, pero mayores al de marcos con CRP. En estas gráficas se puede observar que, durante la duración de un sismo, el edificio experimenta varios ciclos de carga, donde se tienen varios picos de valores altos, lo cual puede conducir, en el caso de sistemas convencionales, a fatiga estructural, que ocasione pérdida de rigidez lateral y posteriormente, comportamiento inelástico severo de la estructura, ocasionando daño a la misma. En el edificio de 15 niveles se tuvieron resultados muy similares.



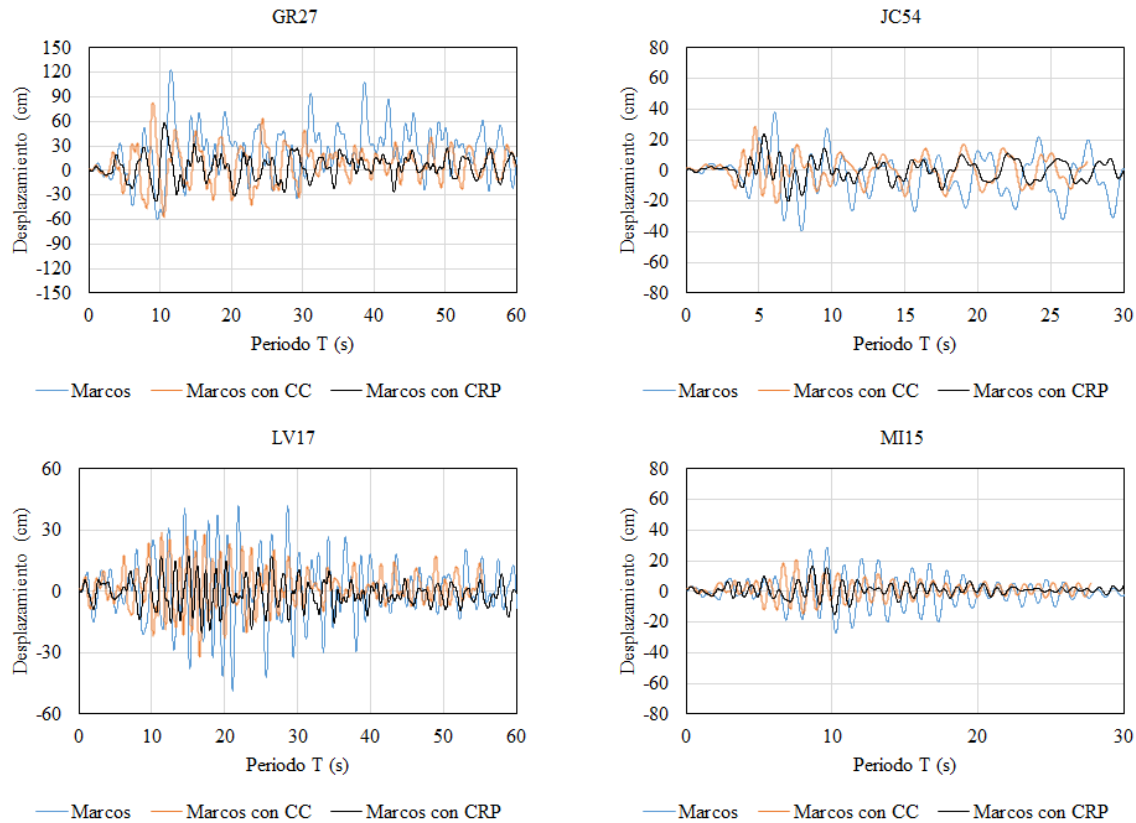


Figura 4.45. Historia de desplazamiento en la azotea para el edificio de 31 niveles

Aceleraciones en azotea

La mayor parte del daño causado a edificios por sismos, corresponde a fallas de elementos no estructurales. Algunos ejemplos de componentes no estructurales que son vulnerables a daño durante sismos, cuando no están debidamente anclados, incluyen particiones, fachadas, techos falsos, equipos de aire acondicionado, equipo de hospital, estanterías y mercancía en general. Para el diseño de componentes no estructurales y su protección sísmica, es necesario estimar las aceleraciones de piso, las cuales permiten determinar los efectos inerciales del sismo que causan deslizamiento, volteo y caída de estos elementos (Barbosa et al., 2018). En la Figura 4.46, se muestran las aceleraciones estimadas en la azotea para cada caso estudiado del edificio de 31 niveles, normalizadas con la gravedad.

Las gráficas muestran que en el caso de marcos con CRP se tienen aceleraciones de piso menores entre los tres casos estudiados del edificio de 31 niveles, mientras que el caso de marcos con contravientos convencionales muestra los valores mayores. Esto resulta importante, ya que estas aceleraciones están asociadas al daño en los elementos no estructurales que puedan existir en los edificios. Resulta necesario aclarar que el objetivo de utilizar CRP no es el de disminuir aceleraciones, sino el de aumentar la rigidez del sistema y disipar energía. Sin embargo, como se aprecia en la Figura 4.46, en el edificio equipado con CRP, se tiene en promedio el 60% de las aceleraciones resultantes en la estructuración de marcos con contravientos concéntricos.

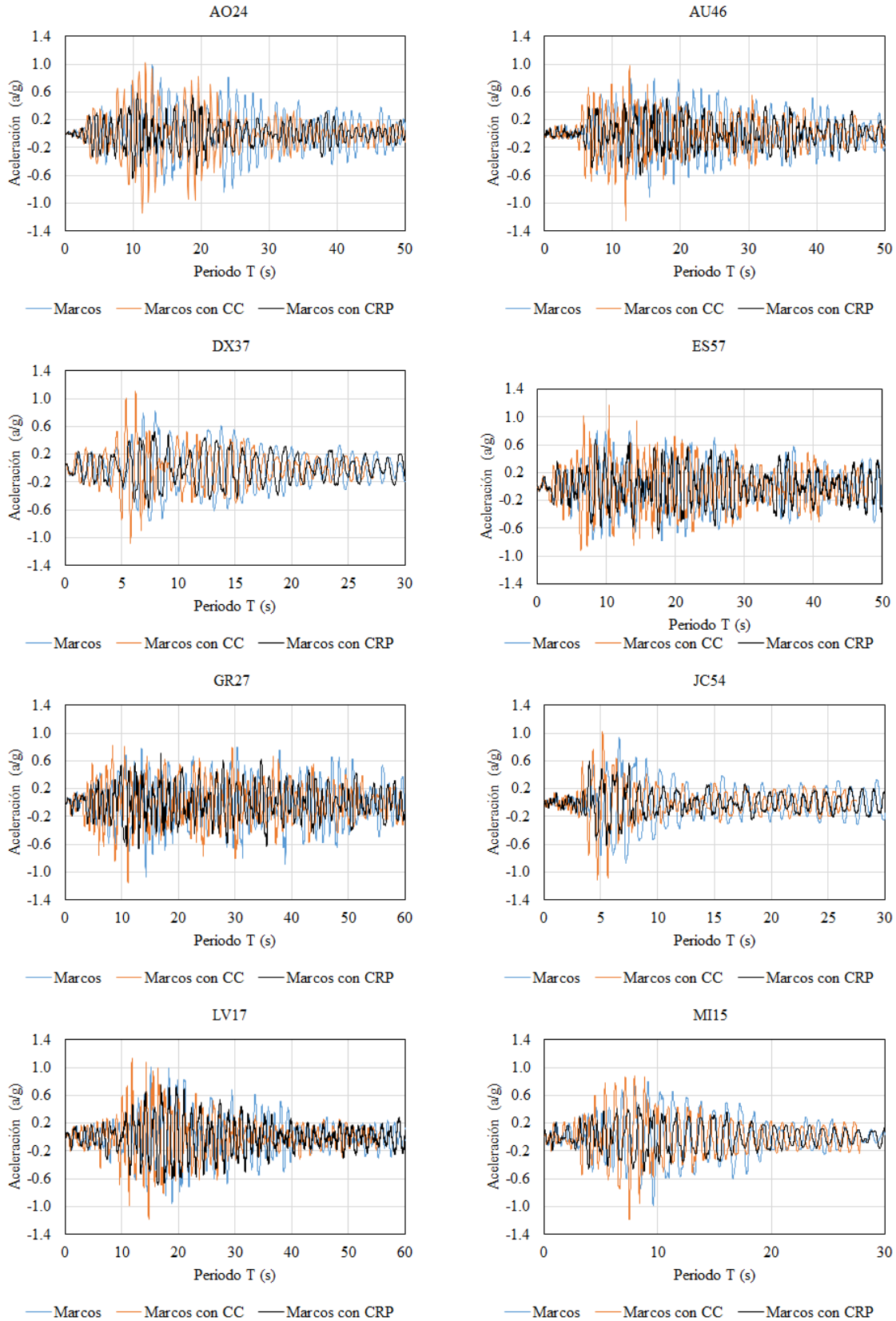


Figura 4.46. Historia de aceleraciones en azotea para edificio de 31 niveles

Demandas en contravientos

En las figuras 4.47 y 4.48, se presentan las demandas de carga axial en los contravientos en tensión y en compresión, respectivamente, para cada uno de los acelerogramas, en la parte baja del edificio de 31 niveles. Además, se incluye la demanda de carga axial del análisis modal, si este fuera permitido, para fines comparativos.

Se observa que el promedio de las demandas de tensión, para los contravientos convencionales, es de 180 t, mientras que, para los contravientos restringidos al pandeo, es de 145 t aproximadamente. En compresión, las demandas promedio en el caso de los contravientos convencionales es de 190 t, mientras que en los CRP se tiene un valor promedio de 150 t.

La importancia de comparar estas demandas en los contravientos radica en que con esta fuerza es con la que se deben diseñar las conexiones de estos elementos. En teoría, las conexiones de los contravientos convencionales serían de mayor costo, debido a la mayor demanda a la que están sometidos, además de que como se mostró en la Figura 4.12, se tiene una configuración de dos contravientos por nivel, esto debido a que es conveniente que mientras uno esté trabajando a tensión, el otro trabaje a compresión.

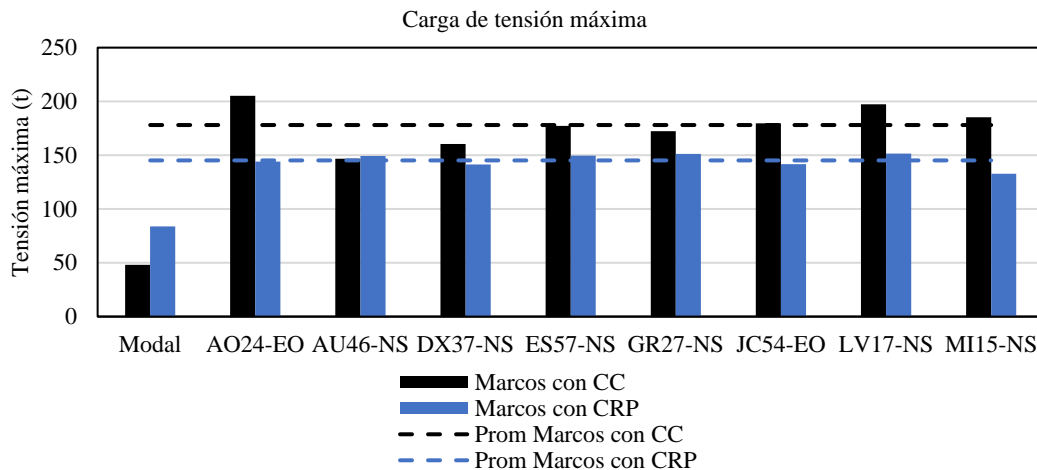


Figura 4.47. Carga axial de tensión en contravientos de primer nivel en edificio de 31 niveles

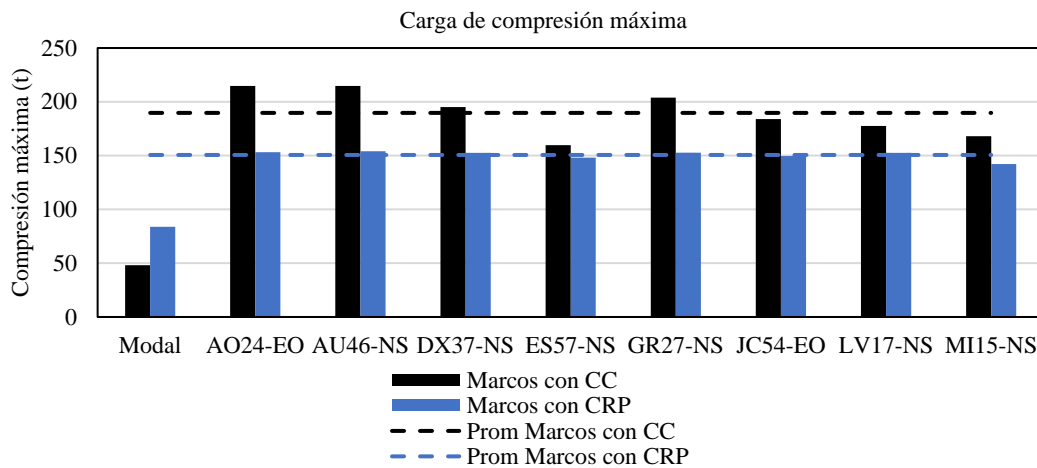


Figura 4.48. Carga axial de compresión en contravientos de primer nivel en edificio de 31 niveles

Sin embargo, los contravientos restringidos al pandeo deben diseñarse para la máxima carga esperada en tensión y compresión, que de acuerdo a la sección 4.8.1, resulta ser de 296 t y 355 t, respectivamente. En resumen, para los contravientos convencionales, se deben diseñar 4 conexiones por nivel con una carga de 190 t, mientras que para los CRP se deben diseñar dos conexiones por nivel con una carga de 355 t. Se tendrían que diseñar dichas conexiones para ver cuáles resultan más económicas y poder hacer una comparación adecuada. Lo que sí se puede afirmar, es que es más rápido el montaje de los CRP, al ser solamente uno por nivel.

Fuerzas en cimentación

Es importante analizar las fuerzas que la superestructura transmite a la cimentación, ya que está directamente relacionado con el costo de la última (a mayor demanda, mayor tamaño de cimentación y mayor costo). En las figuras 4.49, 4.50 y 4.51, se muestran las demandas máximas de carga axial de compresión, de tensión y de cortante basal que se transmiten al suelo para cada caso analizado, respectivamente, por lo que con estas se debería diseñar una cimentación adecuada, resistente a estas demandas.

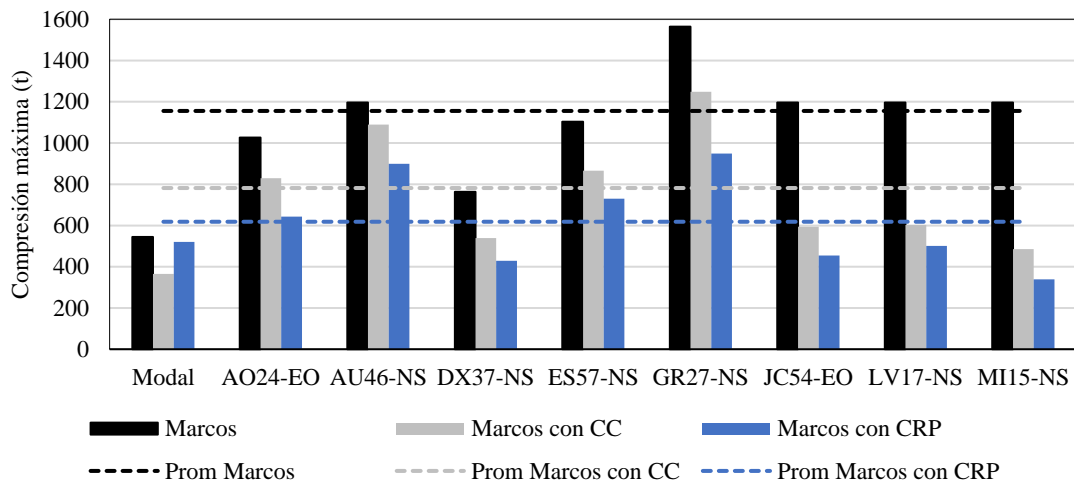


Figura 4.49. Carga axial de compresión máxima en cimentación en edificio de 31 niveles

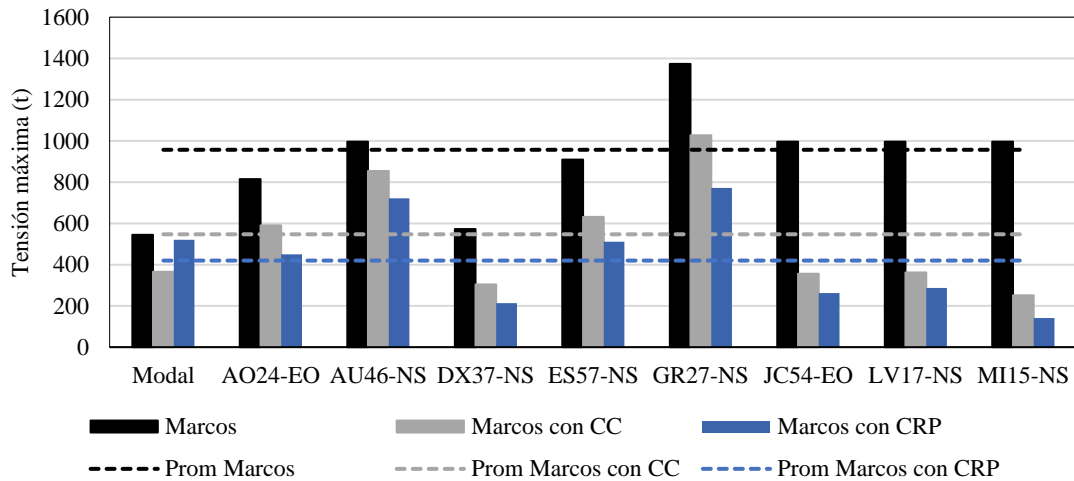


Figura 4.50. Carga axial de tensión máxima en cimentación en edificio de 31 niveles

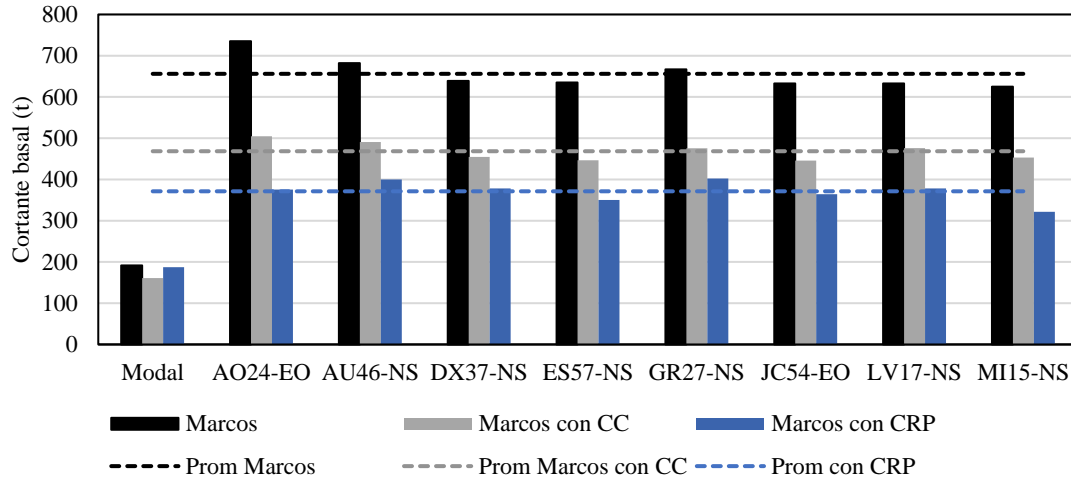


Figura 4.51. Cortante basal en cimentación en edificio de 31 niveles

Como se aprecia en las figuras 4.49, 4.50 y 4.51, en el caso de marcos con contravientos restringidos al pandeo, se tienen los valores menores tanto en carga axial de compresión y tensión, así como el menor cortante basal, lo cual se traduce en cimentaciones menos costosas que en los otros dos casos. La carga de compresión, de tensión, y de cortante basal, en el caso de marcos y de marcos con contravientos concéntricos es mayor en un porcentaje de 87% y 26% en compresión, 128% y 30% en tensión, y 77% y 26% en cuanto al cortante, respectivamente. En el edificio de 15 niveles se tuvieron resultados similares.

4.11. COMPARACIÓN DE USO DE MATERIALES

En la Tabla 4.27 se presenta una comparación de material que se tuvo para cada caso analizado, en el edificio de 31 niveles. En la Tabla 4.28 se presenta la misma comparación, pero para el caso del edificio 15 niveles.

Tabla 4.27. Comparativa de pesos entre cada estructuración para edificio de 31 niveles

Elemento	Marcos momento-resistentes	Marcos con contravientos concéntricos	Marcos con contravientos restringidos al pandeo
Columna	711.26	262.36	382.98
Trabe	114.19	54.96	65.63
Contraviento	-	21.12	-*
Total	825.45 t	338.45 t	448.61 t

Tabla 4.28. Comparativa de pesos entre cada estructuración para edificio de 15 niveles

Elemento	Marcos momento-resistentes	Marcos con contravientos concéntricos	Marcos con contravientos restringidos al pandeo
Columna	42.15	14.83	14.83
Trabe	9.59	8.89	8.89
Contraviento	-	3.26	-*
Total	51.74 t	26.99 t	23.72 t

* *El peso de los contravientos restringidos al pandeo no se consideró, debido a que se cotizan de manera independiente a la estructura metálica (columnas y trabes).*

En las tablas 4.27 y 4.28, y como es de esperar, la estructuración a base de marcos momento-resistentes es en la que mayor peso se obtiene, ya que es difícil obtener una rigidez con un peso ligero que cumpla con las distorsiones permisibles. Esto ocurre porque la rigidez está en función directamente de la geometría de los elementos, por lo que es necesario tener secciones muy robustas.

El caso de contravientos concéntricos resulta ser el más ligero, pero es importante aclarar que con esos perfiles no se tiene un comportamiento adecuado, como se observó en la Figura 4.45, ya que se tienen distorsiones mayores a las permisibles, que en este caso fueron del 1%, al ser una estructuración de baja ductilidad. Para que esta estructuración sea adecuada, se tienen que aumentar las secciones hasta cumplir con la distorsión límite, que a su vez aumentará el peso de la estructura.

Respecto al caso de marcos con contravientos restringidos al pandeo, el peso resultó ser, el caso más eficiente, ya que cumple con las distorsiones límite con un peso menor a los marcos momento-resistentes. Además, se tendrían ahorros en la cimentación, ya que es la estructuración que menores cargas axiales y menor cortante basal transfiere al suelo.

4.12. PROPUESTA DE DEFINICIÓN DE EDIFICIO ALTO

Como se mencionó en la sección 1.4, a pesar de que existen varias definiciones de lo que es un edificio alto, no hay consenso de una definición oficial, y muchas veces, el concepto de edificio alto resulta ser subjetivo.

A continuación, y una vez realizados los análisis dinámicos no lineales, se propone una definición de edificio alto, desde un punto de vista sísmico, como aquella estructura que tiene un comportamiento dominado por los modos superiores. Para ver si una estructura está dominada por los modos superiores, se hace uso del índice α (Gama, 2019), que relaciona el promedio de las distorsiones generadas en los pisos superiores sobre el promedio de las distorsiones generadas en los pisos inferiores. Para el edificio de 31 niveles se aplica la ecuación (4.31), mientras que para el edificio de 15 niveles se aplica la ecuación (4.32). Una magnitud mayor a 1 del índice α implica una participación mayor de los modos superiores, y por ende se trata de un edificio alto. En la Tabla 4.29 se presentan los valores del índice α para el edificio de 31 niveles, mientras que en la Tabla 4.30 se presenta el mismo índice para el edificio de 15 niveles.

Para edificio de 31 niveles:

$$\alpha = \frac{\text{Prom} (N16 - N31)}{\text{Prom} (N1 - N15)} \quad (4.31)$$

Tabla 4.29. Índice α para edificio de 31 niveles

Caso	Índice α	
	Paso a paso	Modal
Marcos momento-resistentes	1.45	0.83
Marcos con contravientos concéntricos	1.79	1.41
Marcos con contravientos restringidos al pandeo	1.39	1.21

Para edificio de 15 niveles:

$$\alpha = \frac{\text{Prom} (N8 - N15)}{\text{Prom} (N1 - N7)} \quad (4.32)$$

Tabla 4.30. Índice α para edificio de 15 niveles

Caso	Índice α	
	Paso a paso	Modal
Marcos momento-resistentes	1.25	0.96
Marcos con contravientos concéntricos	1.63	1.73
Marcos con contravientos restringidos al pandeo	1.27	1.43

De acuerdo a las tablas 4.27 y 4.28, para los tres casos de estudio (marcos, marcos con contravientos convencionales y marcos con contravientos restringidos al pandeo), se obtuvo un índice α mayor a 1 con el método de análisis sísmico no lineal, por lo que puede decirse que, tanto el edificio de 31 niveles como el de 15 niveles, son edificios dominados por los modos superiores y, por lo tanto, entran en la clasificación de edificio alto. Por otro lado, se observa que los índices obtenidos con el análisis modal, para el caso de marcos momento-resistentes, se obtuvieron valores menores a la unidad, lo que se podría interpretar como un comportamiento dominado por el primer modo de vibrar. Ciertamente el análisis dinámico paso a paso es más confiable, por lo que se toman esos resultados como válidos y se descartan aquellos del análisis modal.

Vale la pena reflexionar sobre el caso del edificio de 15 niveles pues, de acuerdo con las NTC-DS (2017), no está considerado como edificio alto. Sin embargo, su comportamiento fue muy similar, en términos globales, al del edificio de 31 niveles. Peor aún, el análisis modal no fue capaz de representar adecuadamente su comportamiento, por lo que la norma debería tomar en cuenta a los edificios esbeltos también como altos y exigir análisis dinámicos no lineales tipo paso a paso, para evaluar su comportamiento sísmico.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Se analizaron dos edificios que fueron sometidos a registros de aceleraciones escalados de tal manera, que excitaran el periodo del segundo modo de vibrar, y de esta manera observar el efecto de los modos superiores. Mientras que un edificio era de 31 niveles, el otro era de 15. Para cada edificio, se estudiaron tres casos: un edificio con marcos momento-resistentes, marcos con contravientos concéntricos y marcos con contravientos restringidos al pandeo. Se comparó la respuesta de los tres casos.

Para la revisión de limitación de daños ante sismos frecuentes, las NTC-DS (2017) indican que es suficiente realizar un análisis dinámico modal, esto debido a que se espera que la estructura tenga un comportamiento elástico. Aún así, este estado límite se revisó con un análisis dinámico paso a paso, dando grandes diferencias respecto al análisis modal. Los resultados mostraron que sería conveniente realizar la revisión de estado límite de servicio también con análisis dinámico tipo paso a paso, ya que las demandas de distorsión resultaron menores a las que se obtuvieron con el análisis modal.

En la revisión del estado límite de colapso, también se analizó la respuesta de las dos estructuras de 31 y 15 niveles, con análisis dinámico tipo paso a paso y con análisis dinámico modal. Al igual que en la revisión del estado de limitación de daños, ambos métodos de análisis llevaron a resultados muy diferentes, por lo que resulta conveniente la revisión con análisis dinámico paso a paso para obtener resultados confiables.

En las figuras 4.43 y 4.44, se presentó la comparación de distorsiones entre cada caso mediante análisis paso a paso, para el estado límite de servicio y de colapso, respectivamente. En esas figuras se pudo ver que, de manera global, la implementación de CRP mejora la respuesta de la estructura de manera significativa en términos de distorsión de entrepiso.

En las figuras 4.35 y 4.36 se mostraron los ciclos de histéresis para los contravientos concéntricos y contravientos tipo CRP en el nivel 23, respectivamente, para el edificio de 31 niveles, en donde se observó la diferencia entre los ciclos. En los primeros se observa pandeo y pérdida de rigidez, mientras que en los segundos se observaron ciclos amplios y estables, con fluencia tanto en tensión como en compresión. En las figuras 4.41 y 4.42 se presentan resultados similares para el edificio de 15 niveles.

Las aceleraciones de piso son importantes, ya que están asociadas al daño en los elementos no estructurales y contenidos. De acuerdo con la Figura 4.46, se observó una disminución importante en las aceleraciones de la azotea en el caso de marcos con CRP, donde se tiene alrededor del 60% de las aceleraciones producidas en el sistema de marcos con contravientos concéntricos, que es el caso que tuvo mayores valores.

Respecto a las demandas en los contravientos, se sabe que están directamente relacionadas al costo de las conexiones que los contravientos tendrán con la estructura principal (trabes y columnas). Se apreció que habría que diseñar cuatro conexiones por nivel en el caso de los contravientos convencionales, mientras que sería necesario diseñar dos conexiones por nivel en el caso de contravientos restringidos al pandeo, debido a la configuración propuesta de estos elementos.

En el caso de la cimentación, lo deseado es que las fuerzas que transmita la superestructura al suelo sean lo más pequeñas posible, para que la cimentación sea menos costosa. Estas fuerzas de tensión, compresión y de cortante basal, se mostraron en las figuras 4.49, 4.50 y 4.51, respectivamente. Se observó con mucha claridad que, en el caso de contravientos restringidos al pandeo se obtuvieron los menores valores de estas demandas.

Otro detalle importante en el análisis de las estructuras, es que sea económica, por lo que se hizo una comparación del uso de material entre cada caso estudiado. El mayor peso se tuvo, como era de esperarse, en el edificio estructurado con marcos. Respecto a los dos casos con contravientos, en el que se utilizaron CRP se tuvo 110.16 t más respecto al de contravientos convencionales. Sin embargo, como se mencionó, se tienen menores cargas en la cimentación utilizando CRP. Se podría realizar un análisis comparativo de costos, pero este quedó fuera de los alcances de esta investigación.

En resumen, la estructura equipada con CRP tuvo la mejor respuesta global, tanto en distorsiones, aceleraciones y fuerzas transmitidas a la cimentación. Aunque en México cada vez se están usando más los disipadores sísmicos, su uso aún causa desconfianza, tal vez por el poco conocimiento que los ingenieros tienen sobre estos. La utilización de CRP, y de otros dispositivos para el control de daño, deben ser cada vez más utilizados, y está en el ingeniero estructural el hacerlo, estudiando las ventajas y desventajas, métodos de diseño adecuados y, sobre todo, compartiendo su conocimiento para incentivar su uso, y de esta manera, hacer estructuras más seguras. Se hace notable aclarar que un análisis dinámico paso a paso predice el comportamiento sísmico de una estructura de una manera más racional que el análisis modal. Aunque haya límites de altura que propone el reglamento para los cuales este análisis es obligatorio, en este trabajo se concluye que es relevante realizarlo aún en estructuras más pequeñas, ya que se observaron diferencias significativas entre el análisis modal y el análisis paso a paso para ambos edificios estudiados.

Finalmente, en esta tesis se propuso una definición de edificio alto para fines de diseño sísmico. Se definió a un edificio alto como aquel cuyo comportamiento sísmico está dominado por los modos superiores. Para ello, se hace uso del índice α (Gama, 2019), que relaciona el promedio de las distorsiones generadas en los pisos superiores sobre el promedio de las distorsiones generadas en los pisos inferiores. Se observó que tanto el edificio de 31 niveles, como el de 15, tuvieron valores de α mayor a la unidad, por lo que ambos se pueden clasificar como edificios altos. Con base en ello, se propone hacer reflexión sobre el caso del edificio de 15 niveles (y otros en condiciones similares), pues de acuerdo con las NTC-DS (2017), éste no está considerado como edificio alto. Sin embargo, su comportamiento fue muy similar, en términos globales, al del edificio de 31 niveles. Peor aún, el análisis modal no fue capaz de representar adecuadamente su comportamiento, por lo que se recomienda que la norma tome en cuenta a los edificios esbeltos también como altos y que exija análisis dinámicos no lineales, tipo paso a paso, para evaluar su desempeño sísmico.

5.2. RECOMENDACIONES

Al tener como referencia el edificio de 31 niveles analizado en esta investigación, se recomienda realizar un estudio a una edificación de mayor número de niveles, con modelos en tres dimensiones, donde se pueda comparar la respuesta que se tiene por las cargas de viento contra la respuesta obtenida por las cargas sísmicas. En muchas ocasiones, se espera que la respuesta de estructuras altas quede definida por las cargas de viento, aún en zonas altamente sísmicas.

También, sería adecuado realizar un análisis costo – beneficio entre distintos sistemas sismorresistentes, por ejemplo, contravientos restringidos al pandeo, amortiguadores viscosos, muros de cortante, entre

otros, ya que, en ocasiones, la decisión de usar disipadores sísmicos queda opacada por la idea equívoca de que sus costos son elevados.

Sería conveniente también realizar análisis en estructuras de forma irregular, para evaluar efectos de torsión en estructuras equipadas con CRP.

Es importante también que, al realizar análisis en edificios altos, se tenga la consideración explícita de la interacción suelo-estructura (ISE), sobre todo en un suelo tan particular como el de la zona de lago de la Ciudad de México. Aunque los efectos ISE quedaron fuera de los alcances de esta tesis, es recomendable hacer estudios para medir sus efectos en la respuesta sísmica de edificios altos.

En otros países existen guías de diseño exclusivas para las edificaciones de gran altura, debido a su comportamiento tan peculiar, tanto sísmico como por viento. Resultaría conveniente que se desarrollara una guía de diseño enfocada a este tipo de edificaciones que tanto se realizan en la Ciudad de México. Esto porque las Normas Técnicas Complementarias están principalmente enfocadas en el comportamiento de sistemas dominados por el primer modo de vibrar, cuando en estructuras altas, el comportamiento queda regido por los modos superiores de vibrar. Si bien es cierto que la consideración de estos efectos se basa en realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso una vez que se superen las alturas límite establecidas, sería importante revisar otros casos en los que resulte necesario realizar estos análisis para la evaluación de la respuesta sísmica (por ejemplo: estructuras fuertemente irregulares, con pisos blandos, u otras).

REFERENCIAS

Ahmed, M., Tayyaba, S. & Ashraf, M., (2016). "Effect of Buckling Restrained Braces Locations on Seismic Responses of High-Rise RC Core Wall Buildings". Shock and Vibration. Vol. 2016, pp. 1-15.

Alto Nivel (2018). "Los 5 edificios más altos de México (y los que vienen)". Recuperado de <https://www.altonivel.com.mx/actualidad/mexico/edificios-mas-altos-de-mexico/>. Fecha de consulta: 16/ago/2020.

ASCE 41 (2006). "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings". ASCE/SEI Standard 41-06. Reston, Virginia, Estados Unidos.

ASCE 7 (2016). "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures". ASCE/SEI Standard 7-16. Reston, Virginia, Estados Unidos.

Barbosa, R., Álvarez, J., & Carrillo, J. (2018). "Aceleraciones de Piso para Diseño de Elementos No Estructurales y Estructurales que no hacen parte del Sistema de Resistencia Sísmica en Edificios". Revista Ingenierías Universidad de Medellín. Vol. 17, No. 33, pp. 99-119.

Bertero, V., Anderson, J & Krawinkler, H., (1994) "Performance of Steel Building Structures During the Northridge Earthquake". Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, Universidad de California, Estados Unidos.

CBC (2007). "California Building Code". Código de Regulaciones de California. Vol. 1 de Parte 2. California, Estados Unidos.

Cero plástico (2020). "Silicón vs Plástico". Recuperado de <https://ceroplastico.org/2018/10/15/silicon-vs-plastico/>. Fecha de consulta: 15/oct/2020.

Chopra, A. (2014). "Dinámica de Estructuras". Cuarta edición. Pearson Educación, México.

CIRES (2005). Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. Ciudad de México, México.

Coeto, G., Eduardo, A., Alonso, J. & Terán, A., (2010). "Diseño de Edificio para Estacionamiento con Losa Plana Postensada como Sistema Gravitacional y Contravientos Restringidos contra Pandeo como Sistema Sismorresistente". XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Guanajuato, México.

CSI Perform (2007) Version 4.0.1. Programa de análisis estructural. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, Estados Unidos.

CTBUH (2020). "CTBUH Height Criteria". Recuperado de <https://www.ctbuh.org/resource/height>. Fecha de consulta: 26/ago/2020.

Daneshjoo, F. & Gerami, M., (2003). “Higher Mode Effects on Seismic Behavior of MDOF steel Moment Resisting Frames”. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*. Vol. 5, No. 3, pp. 41-54.

Dutta, A. & Hamburger, R., (2009). “Case study of a 40 – Storey Buckling Restrained Braced Frame Building Located in Los Angeles”. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. Vol. 19, pp. 77-93.

Esturirafi (2020). “¿Es el teflón malo para tu salud?”. Recuperado de [https://www.esturirafi.com/2015/11/es-el-teflon-malo-para-tu-salud.html#:~:text=Una%20frase%20que%20explica%20muy,con%20%20C3%A1cido%20perfluorooctanico%20\(PFOA\)..](https://www.esturirafi.com/2015/11/es-el-teflon-malo-para-tu-salud.html#:~:text=Una%20frase%20que%20explica%20muy,con%20%20C3%A1cido%20perfluorooctanico%20(PFOA)..) Fecha de consulta: 15/oct/2020.

ETABS (2018) V18.0.2. Programa de análisis estructural de edificios. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, Estados Unidos.

Gama, C., (2019). “Efecto de los modos superiores en el análisis y diseño sísmico de edificios altos en suelo blando”. Tesis de maestría. Universidad Autónoma Metropolitana.

Gholipour, M. & Mazloom, M., (2018). “Seismic response analysis of mega-scale buckling-restrained bracing systems in tall buildings”. *Advances in Computational Design*. Vol. 3, No. 1, pp. 17-34.

Guerrero, H., Ji, T., Terán, A. & Escobar, J. (2016). “A Method for Preliminary Seismic Design and Assessment of Low-Rise Structures Protected with Buckling-Restrained Braces”. *Engineering Structures*. Vol. 123, pp. 141-154.

Ibrahim, E. (2007). “High-Rise Buildings – Need & Impacts”. *CIB World Building Congress*. Ciudad del Cabo, Sudáfrica. Vol. CIB2007, No. 269, pp 1998-2008.

IMCA (2019). “Manual de Construcción en Acero”. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero. 5ª Edición. Limusa. Ciudad de México.

Imran, I., Purba, D., Moestopo, M., Watanabe, A., Hikino, T. & Siringoringo, D., (2018). “Structures with Added Buckling Restrained Brace Elements”. *Electronic Journal of Structural Engineering (eJSE)*. Vol. 18, No. 1, pp. 1-12.

ISC-2800 (2007). “Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings”. Teherán, Irán.

Jeong, S., Lee, K. & Jang, W., (2010). “PRISM for Earthquake Engineering”. Departamento de Ingeniería Arquitectónica, Universidad INHA, Incheon, Corea del Sur.

Jerves, R., (2018). “Análisis por Desempeño de una Estructura con Plasticidad Distribuida mediante Fibras Basadas en Desplazamientos”. Tesis de licenciatura. Universidad de Cuenca.

LATBSDC (2008). “An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region”. Consejo de Diseño Estructural de Edificios Altos de Los Ángeles. California, Estados Unidos.

LATBSDC (2011). “An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region”. Consejo de Diseño Estructural de Edificios Altos de Los Ángeles. California, Estados Unidos.

Maniatakis, C., Psycharis, I. & Spyrakos, C., (2013). “Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures”. Estructuras de Ingeniería. Vol. 56, pp. 417-430.

Marshall, J., (2014). “Buckling-restrained braces and their implementation in structural design of steel buildings”. Enciclopedia de Ingeniería Sísmica, pp. 1-11.

Mena, U., Pérez, L. & Vilar, J., (2006). “Propuestas de Modificación a las Recomendaciones para Análisis Sísmico de Edificios del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad”. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Menegotto, M. & Pinto, P. (1973). “Method of Analysis for Cyclic Loaded R. C. Plane Frame Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending”. Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deform Ability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. Lisboa, Portugal. Vol. 11, pp. 15-22.

NTC-CADE (2017). “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las edificaciones”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

NTC-DCEA (2017). “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

NTC-DS (2017). “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

OpenSees (2014). “Open Source Finite Element Platform for Earthquake Engineering Simulations. Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos de América.

P100 (2006). Romanian Seismic Design Code-Part I: Design Provision for Buildings. Bucarest, Rumania

Paz, M. (1992). “Dinámica Estructural. Teoría y Cálculo”. Tercera edición. Editorial Reverté, España.

RAII-UNAM (2014). Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Ciudad de México, México.

Restrepo, J. & Guerrini, G., (2009). “Higher-Mode Effects in Performance-Based Seismic Design of High-Rise Buildings”. 78th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California. California, Estados Unidos.

Sahoo, D.R., (2012). "Performance-Based Plastic Design (PBPD) of High-Rise Buckling-Restrained Braced Frames". 15 World Conference on Earthquake Engineering (WCEE). Lisboa, Portugal.

SASID (2017). Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño. Ciudad de México, México.

Schellenberg, A., Yang, T. & Kohama, E., (2017). "OpenSees Navigator Release 2.5.8". Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.

Signo vial (2020). "La pintura de tráfico no debe poner en riesgo la vida ni el medio ambiente". Recuperado de <https://www.signovial.pe/blog/pintura-de-traffic-acrilica-base-agua-amigable-con-la-vida-y-el-planeta/>. Fecha de consulta: 15/oct/2020.

Spacone, E., Filippou, F. & Taucer, F. (1996). "Fiber Beam- Column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulations". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 25, No. 7, pp. 711-725.

SNI (2013). Norma Nacional de Indonesia. Indonesia.

SSN (1998). Servicio Sismológico Nacional. Ciudad de México, México.

Sy, J., Anwar, N., Aung, T & Rayamajhi, D. (2014). "Application of Buckling Restrained Braces in a 50-Storey Building". International Journal of High-Rise Buildings. Vol. 3, No.1, pp. 81-87.

Taghavi, S. & Miranda, E. (2003). "Response Assessment of Nonstructural Building Elements". Pacific Earthquake Engineering Research Center. Reporte 2003/05. Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.

Tamboli, A (2014). "Tall and supertall buildings". Mc Graw Hill. Primera edición. Nueva York, Estados Unidos.

Tapia, E., García, J. & Del Rincón, A. (2016). "Estudio Paramétrico del Modelado Inelástico de Contravientos de Acero". Revista de Ingeniería Sísmica No. 94, pp. 49-74.

Tapia, E. & Tena, A., (2013). "Diseño Sísmico de Marcos de Acero Contraventados. Parte 1: Recomendaciones de Diseño". Revista de Ingeniería Sísmica No. 88, pp. 43-67.

TBI (2010). "Tall Buildings Initiative. Guidelines por Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings". Pacific Earthquake Engineering Research Center. Reporte 2010/05. Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.

TBI (2017). "Tall Buildings Initiative. Guidelines por Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings". Pacific Earthquake Engineering Research Center. Reporte 2017/06. Universidad de California, Berkeley, Estados Unidos.

Terán, A., Arroyo, D. & León, J., (2006). “Efecto de la Degradación de Rigidez en el Desempeño Sísmico de los Pisos Superiores de Edificaciones Desplantadas en la Zona del Lago del D.F.”. XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Terán, A., Díaz, G. & Arroyo, D., (2014). “Efecto de los Modos Superiores en la Respuesta Dinámica de Estructuras Sujetas a Excitaciones Sísmicas de Banda Angosta”. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México.

Terán, A & Virto, N. (2009). “Diseño Basado en Desplazamientos de Edificaciones Bajas Rigidizadas con Contravientos Desadheridos”. Revista de Ingeniería Sísmica. Vol. 29, No. 80, pp. 1-29.

Tsai, K., Lai, J., Hwang, Y., Lin, S., & Weng, C. (2004). “Research and Application of Double-Core Buckling-Restrained Braces in Taiwan”. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B. C., Canada August 1-6, Paper No. 2179.

Uang, C M & Nakashima, M (2003). “Steel Buckling-Restrained Braced Frames”. Earthquake Engineering: Recent Advances and Applications. Capítulo 16, CRC Press.

UBC (2020). “Open Sees Navigator”. UBC Smart Structures. Recuperado de: <https://smartstructures.civil.ubc.ca/opensees-navigator/>. Fecha de consulta: 16/ago/2020.

Vaduva, M., Marin, L. & Cretu, D. (2012). “Improving the Seismic Response of Tall Reinforced Concrete Buildings using Buckling Restrained Braces”. 15 World Conference on Earthquake Engineering (WCEE). Lisboa, Portugal.

Vaseghi, J., Naej, M. & Naej, N., (2013). “Seismic Retrofitting of Steel Frames with Buckling Restrained Braces”. Iranica Journal of Energy & Environment. Vol. 4, pp. 178-185.

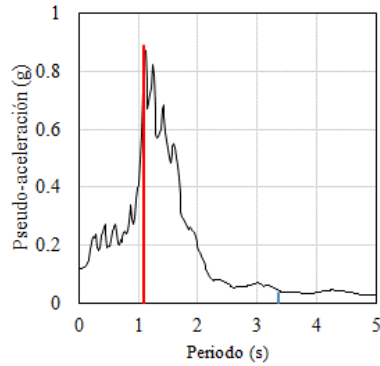
Velasco, L. & Guerrero, H. (2020). “Introducción al Análisis Estructural con OpenSees”. Series del Instituto de Ingeniería. Ciudad de México, México.

Watanabe, A., (2018). “Design and Applications of Buckling-Restrained Braces”. International Journal of High-rise Buildings. Vol.7, No. 3, pp. 215-221.

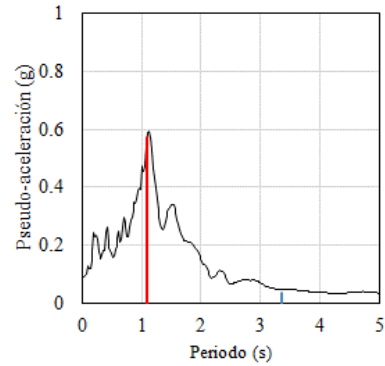
Yang, T., Bozorgnia, Y. & Moehle, J. (2007). “The Tall Buildings Initiative”. 14 World Conference on Earthquake Engineering (WCEE). Beijing, China.

APÉNDICE A. ESPECTROS DE RESPUESTA DE CADA ACELEROGRAMA ESCALADO UTILIZADO

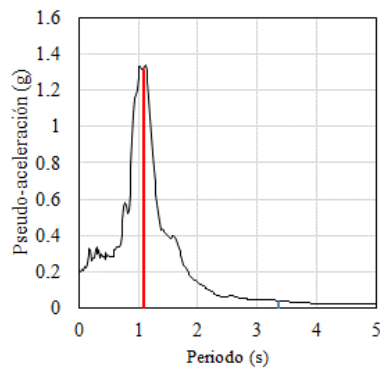
Espectros de respuesta para edificio de 31 niveles, caso: marcos momento-resistentes.



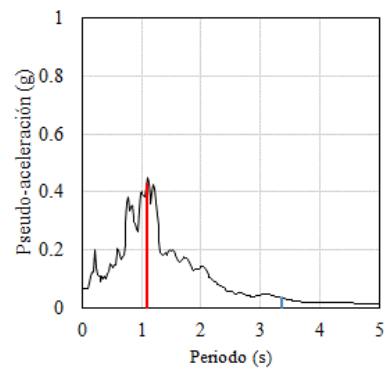
— AO24
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s



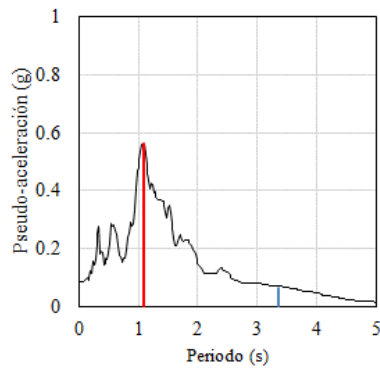
— AU46
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s



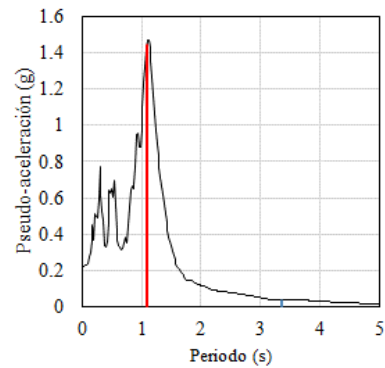
— DX37
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s



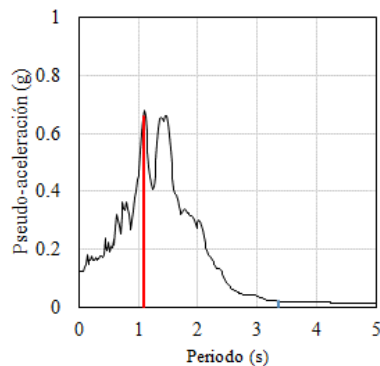
— ES57
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s



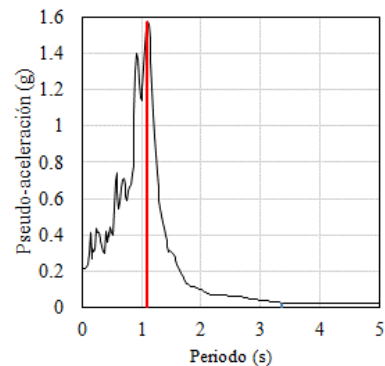
— GR27
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s



— JCS4
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s

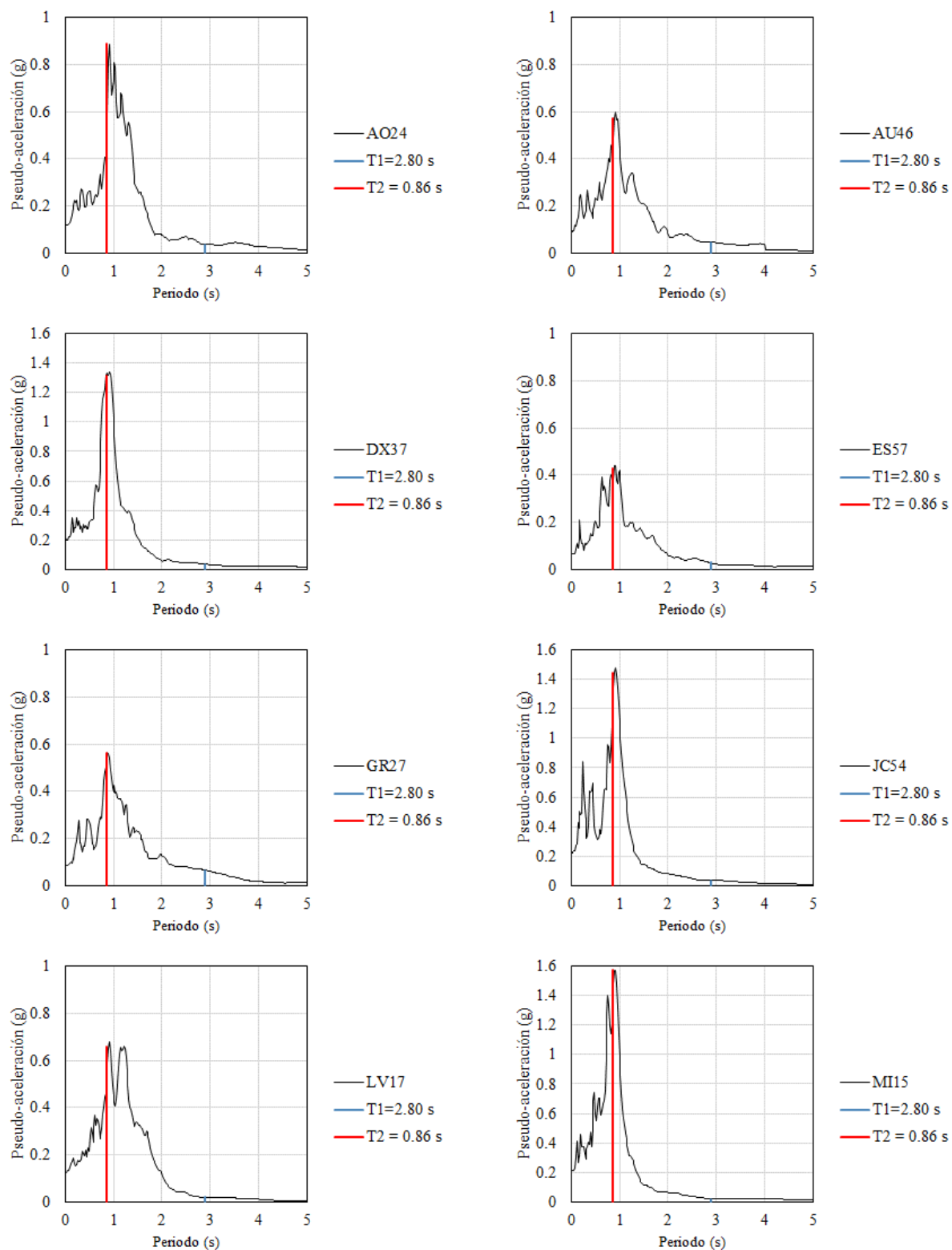


— LV17
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s

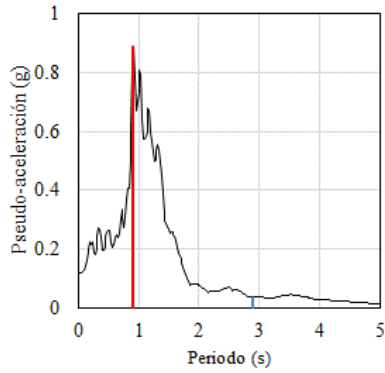


— MI15
— $T_1 = 3.35$ s
— $T_2 = 1.10$ s

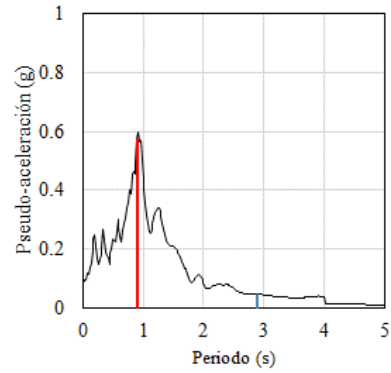
Espectros de respuesta para edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos.



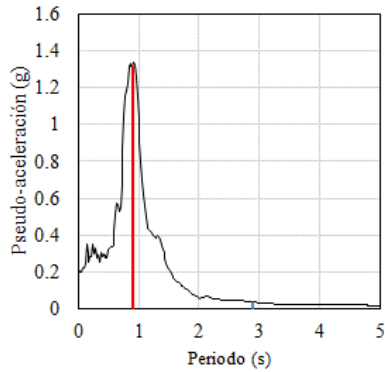
Espectros de respuesta para edificio de 31 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.



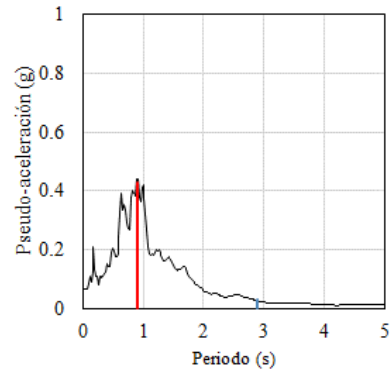
— AO24
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s



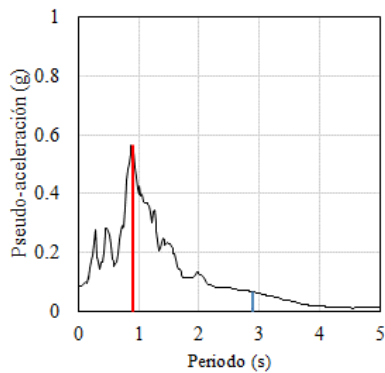
— AU46
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s



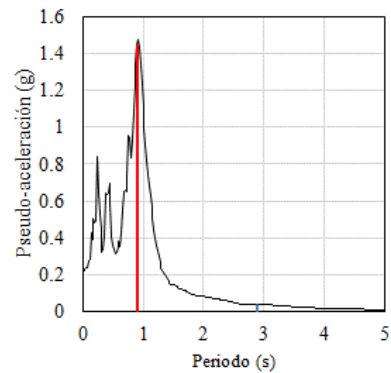
— DX37
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s



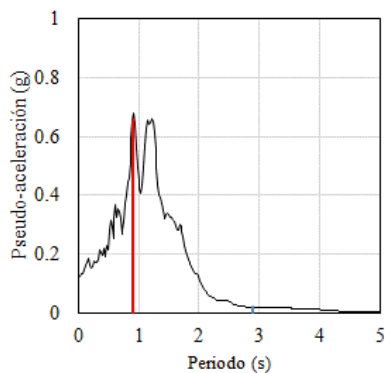
— ES57
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s



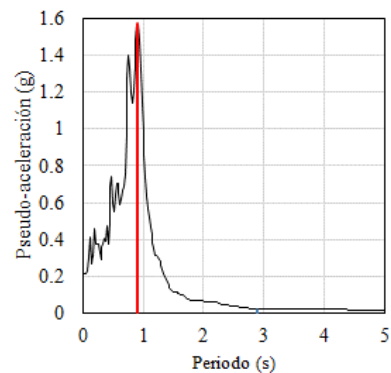
— GR27
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s



— JC54
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s

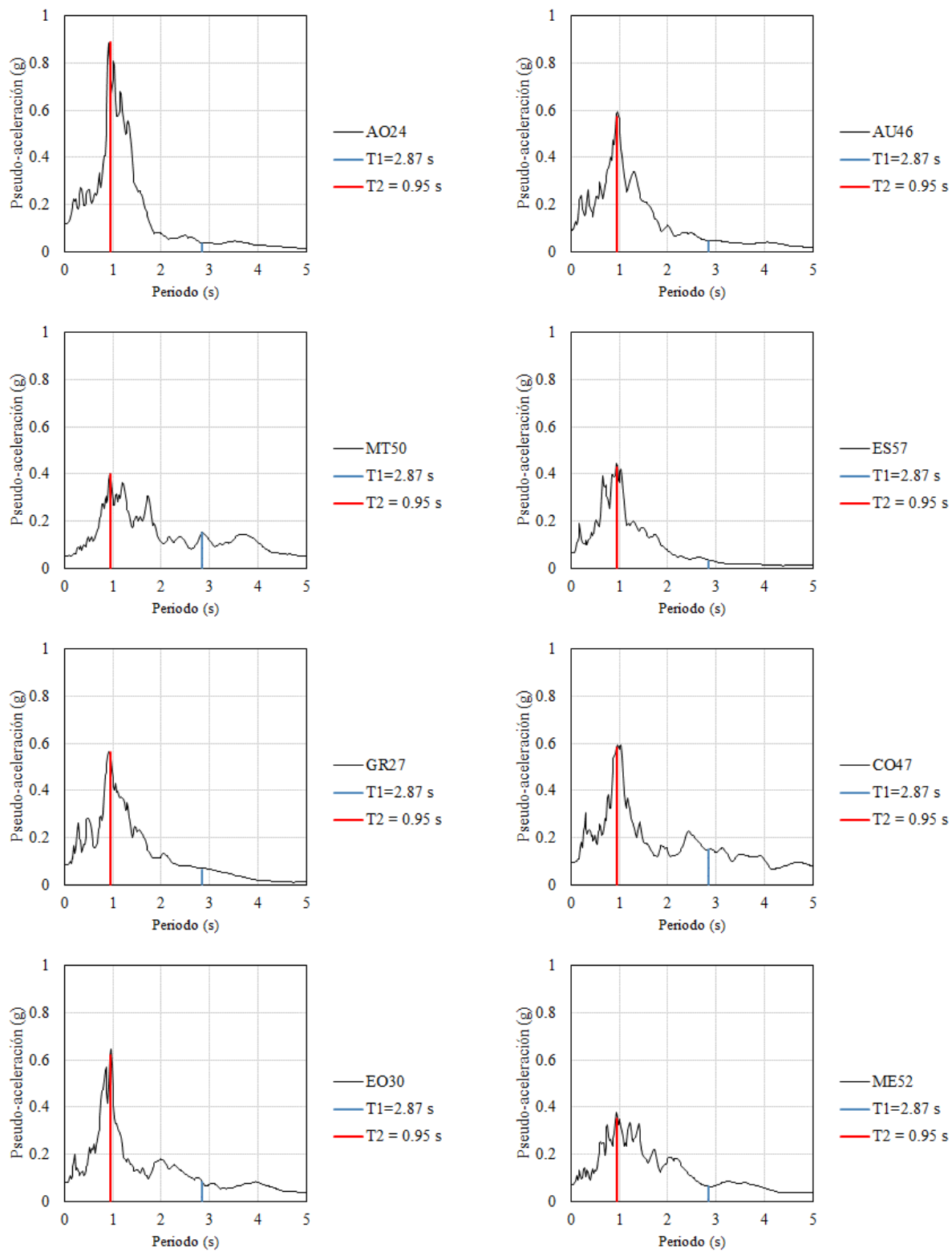


— LV17
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s

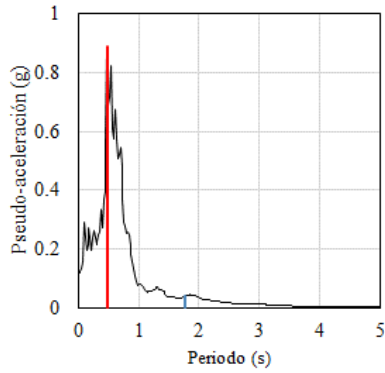


— MI15
— T1=2.90 s
— T2 = 0.88 s

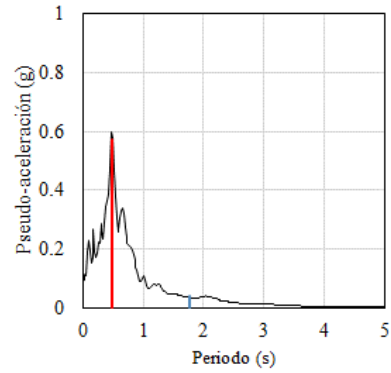
Espectros de respuesta para edificio de 15 niveles, caso: marcos momento-resistentes.



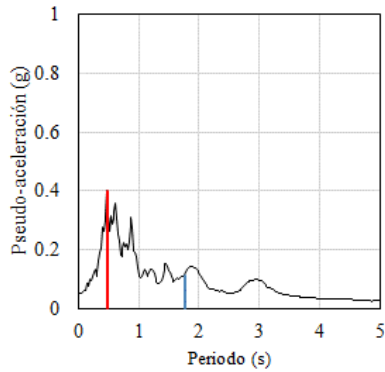
Espectros de respuesta para edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos concéntricos.



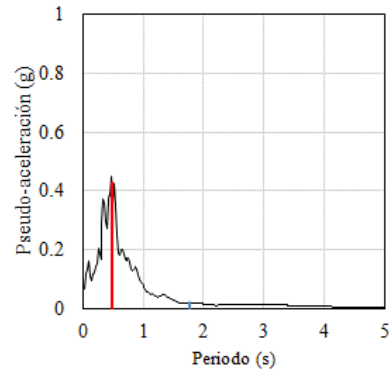
— AO24
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



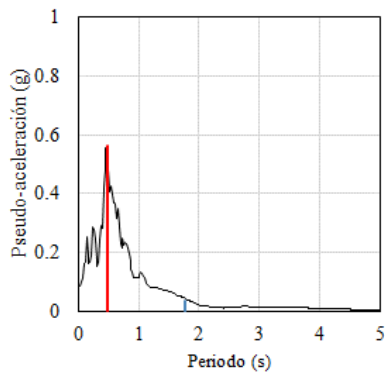
— AU46
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



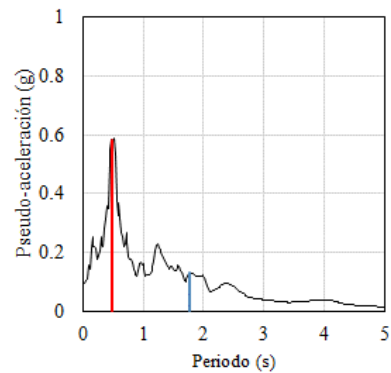
— MT50
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



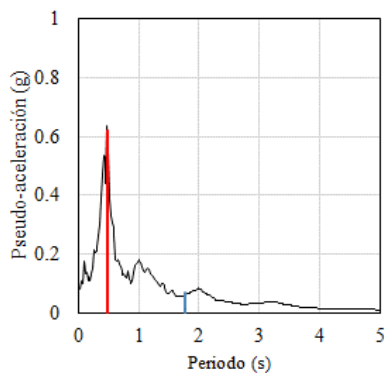
— ES57
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



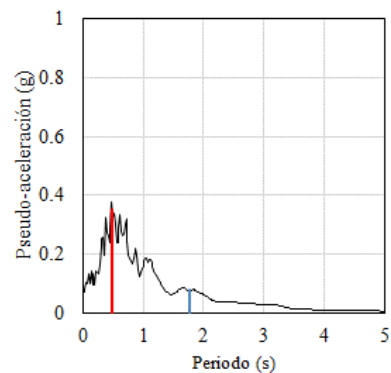
— GR27
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



— CO47
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



— EO30
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s



— ME52
— T1=1.59 s
— T2 = 0.40 s

Espectros de respuesta para edificio de 15 niveles, caso: marcos con contravientos restringidos al pandeo.

