

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA

COLEGIO DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

Facultad de Ingeniería Culiacán

Programa de Maestría en Ciencias de la Ingeniería



**“Espectros de respuesta basados en conceptos de energía para edificios de
concreto reforzado con CRP”**

TESIS

Que como requisito para obtener el grado de
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

Presenta

Ing. Melissa Evelia Rocha Lara

Director de tesis

Dr. Edén Bojórquez Mora

Codirector de tesis

Dr. Herían Alberto Leyva Madrigal

Culiacán, Sinaloa, noviembre de 2023



Dirección General de Bibliotecas
Ciudad Universitaria
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57
dgbuas@uas.edu.mx

UAS-Dirección General de Bibliotecas

Repositorio Institucional Buelna

Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial
Compartir Igual, 4.0 Internacional



Agradecimientos

Después de terminar la Licenciatura en Ingeniería Civil, siempre estuvo en mi mente el deseo de regresar a la facultad para continuar mis estudios realizando una maestría y agradezco a Dios por poner los medios para hacerlo realidad.

Agradezco a mi familia y amigos, especialmente a mi esposo quien me brindó su apoyo incondicional a todo momento. Les agradezco su motivación y esas palabras que me hicieron confiar en mí.

A la UAS y Facultad de Ingeniería Culiacán por la formación académica permitiéndome adquirir nuevos conocimientos con valores éticos.

Al CONAHCYT por la beca otorgada mediante el programa de becas nacionales.

A la UAS-DGIP por el apoyo económico otorgado en la etapa final para concluir este trabajo a través del programa de Ciencia de Frontera 2023 (CF-2023-G-1636).

A mis profesores, Dr. Alfredo Reyes Salazar, Dr. Jesús Martín Leal Graciano y Dr. Héctor Enrique Rodríguez Lozoya por sus aportes académicos, sus consejos y su amistad.

A mi profesor y también director de tesis, el Dr. Edén Bojórquez Mora por compartirme de su gran conocimiento y siempre estar dispuesto para ayudarme, ha sido un gran impulsor y ha creído en mí en cada momento, le agradezco por su apoyo y ser mi guía en la elaboración de este trabajo y así obtener el grado de Maestra en Ciencias de la Ingeniería.

A mi codirector de tesis, el Dr. Herían Alberto Leyva Madrigal por ayudarme a entender muchos conceptos fundamentales para este trabajo y por estar siempre que necesité su apoyo.

A mis compañeros de curso y a mis compañeros maestros y doctores de posgrado que me hicieron un espacio en su cubículo haciéndome sentir parte del grupo y que durante este proceso siempre fueron fuente de motivación, de consejos y me brindaron su ayuda cuando requería apoyo para comprender ciertos conceptos. Mi admiración y respeto para todos ellos.

Gracias..

Dedicatoria

Este título de maestría se lo dedico a mi hijo Edén André quien fue mi mas grande motivación para querer superarme, a mi esposo que amo con todo mi corazón, sin su apoyo no hubiera sido posible todo esto y a mi madre que es el cimiento de mi formación y de buenos valores.

También se lo dedico a mi mejor amiga Alba Rocío, siempre estarás en mi corazón y en mis pensamientos, fuiste una guerrera de la vida y siempre te recordaré en cada atardecer.

Porque Jehová da la sabiduría, y de su boca viene el conocimiento y la inteligencia. [Proverbios 2:6]

RESUMEN

Una de las herramientas más importantes para la ingeniería sísmica, así como para el diseño sismo-resistente de estructuras es el espectro de respuesta. En la actualidad los espectros de respuesta o diseño se obtienen a partir de demandas máximas de sistemas de un grado de libertad; sin embargo, se ha demostrado en diversas investigaciones que los espectros de energía están más relacionados con el daño estructural, por lo que es necesario por un lado de parámetros más representativos del daño en edificaciones y por otro de sistemas estructurales capaces de reducir el daño ocasionado por los sismos. Una manera de mitigar los daños en las estructuras y ayudar en el proceso de diseño sísmico de edificaciones son los disipadores de energía, particularmente los contraventeos restringidos contra pandeo CRP, los cuales en los últimos años se han usado en cientos de edificaciones demostrando su eficiencia en diversos estudios experimentales. En este trabajo se tiene como objetivo obtener espectros basados en conceptos de energía para sistemas de múltiples grados de libertad los cuales representan estructuras complejas con mayores similitudes a las edificaciones reales comparadas con los sistemas de un grado de libertad. Para llevar a cabo este estudio se diseñan edificios de 5, 7, 9, 12, 15 y 20 niveles de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo ubicados en el suelo blando de la Ciudad de México. Los edificios son modelados y se analizan dinámicamente paso a paso en el tiempo al ser sometidos a 30 registros sísmicos escalados hasta alcanzar los niveles de ductilidad deseados. Finalmente, se obtienen tanto espectros de energía como de distorsión máxima de entrepiso de los sistemas complejos (edificios de concreto reforzado con CRP), y se indica la importancia de contar con este tipo de herramienta para su incorporación en los futuros reglamentos de construcción que consideren el daño acumulado en las estructuras sismo-resistentes.

Palabras Clave: Espectros de respuesta, Contraventeo restringido contra pandeo, Energía histerética, Análisis dinámico, Sistemas de múltiples grados de libertad.

ABSTRACT

One of the most important tools for seismic engineering, as well as for the earthquake-resistant design of structures, is the response spectrum. Currently the response or design spectra are obtained from the maximum demands of systems with one degree of freedom; However, it has been shown in various investigations that energy spectra are more related to structural damage, which is why it is necessary, on the one hand, to have parameters that are more representative of the damage in buildings and, on the other hand, to have structural systems capable of reducing the damage caused. . by earthquakes. One way to mitigate damage to structures and assist in the seismic design process of buildings are energy dissipators, particularly CRP buckling restrained braces, which in recent years have been used in hundreds of buildings demonstrating their efficiency in various experimental studies. The objective of this work is to obtain spectra based on energy concepts for multiple degrees of freedom systems which represent complex structures with greater similarities to real buildings compared to single degree of freedom systems. To carry out this study, buildings of 5, 7, 9, 12, 15 and 20 levels of reinforced concrete with brace restricted against buckling located in the soft soil of Mexico City are designed. The buildings are modeled and analyzed dynamically step by step over time by being subjected to 30 seismic records scaled until the desired ductility levels are reached. Finally, both energy and maximum mezzanine distortion spectra of complex systems (CRP reinforced concrete buildings) are obtained, and the importance of having this type of tool for its incorporation in future construction regulations that consider the accumulated damage in earthquake-resistant structures.

Keywords: Response spectra, Brckling restrained braces, Hysteretic energy, Dynamic analysis, Multiple degree of freedom systems.

OBJETIVOS

Objetivo General

Proponer espectros de energía histerética normalizada para edificaciones de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo.

Objetivos Específicos

1. Diseño sísmico de seis edificios de concreto reforzado de 5, 7, 9, 12, 15 y 20 niveles con contraventeos restringidos contra pandeo, con tres claros de 7m y altura de entresijos de 3.5m usando un software especializado.
2. Selección de registros sísmicos de estaciones ubicadas en suelo blando de la Ciudad de México (zona III).
3. Escalamiento de los registros seleccionados.
4. Modelación de los SMGL usando el programa RUAUMOKO2D, correspondiente a los seis edificios diseñados.
5. Obtener el comportamiento elástico e inelástico de los seis edificios mediante un análisis dinámico paso a paso en el tiempo.
6. Realizar análisis Pushover para los seis edificios.
7. Graficar el análisis dinámico incremental de la energía histerética normalizada, distorsión máxima de entresijo, desplazamiento máximo de azotea y ductilidad de los seis edificios analizados.
8. Obtener las gráficas de los espectros de respuesta de distorsión máxima de entresijo y de energía histerética normalizada.

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	14
2 ASPECTOS TEÓRICOS	18
2.1 Contraventeo restringido contra pandeo	18
2.2 Energía histerética normalizada	21
2.3 Espectros de respuesta de sistemas de un grado de libertad	22
2.4 Sistemas inelásticos	24
3 METODOLOGÍA	26
3.1 Procedimiento para obtener los espectros de energía	26
3.2 Diseño sísmico de los edificios	27
3.3 Selección de registros sísmicos	32
3.4 Escalamiento de registros	34
3.5 Modelación y análisis	36
3.6 Análisis Pushover	37
3.7 Análisis dinámico incremental	38
3.8 Espectros de respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad	39
4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN	40
4.1 Diseño estructural (secciones obtenidas para los elementos de cada edificio)	40
4.2 Escalamiento de registros para cada edificio	49
4.3 Análisis Pushover	52
4.4 Análisis dinámico incremental	56
4.4.1 Análisis dinámico incremental en términos de ductilidad	56
4.4.2 Análisis dinámico incremental en términos de distorsión máxima de entrepiso	63

4.4.3 Análisis dinámico incremental en términos de energía histerética normalizada	69
4.5 Espectros de respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad.....	75
4.5.1 Espectros de distorsión máxima de entrepiso	76
4.5.2 Espectros de energía histerética normalizada	77
5 CONCLUSIONES	78
6 BIBLIOGRAFÍA	79

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Registros sísmicos seleccionados	31
Tabla 4.1 Secciones para Edificio de 5 niveles	39
Tabla 4.2 Secciones para Edificio de 7 niveles	40
Tabla 4.3 Secciones para Edificio de 9 niveles	41
Tabla 4.4 Secciones para Edificio de 12 niveles	42
Tabla 4.5 Secciones para Edificio de 15 niveles	44
Tabla 4.6 Secciones para Edificio de 20 niveles	46
Tabla 4.7 Periodos de vibración de los 6 edificios	46

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Imagen de CRP colocado en estructura	18
Figura 2.2 Componentes de un CRP (NTC-DCEA, 2020)	19
Figura 2.3 Comportamiento histerético de contraventeos	19
Figura 2.4 Modelo elastoplástico perfecto	24
Figura 2.5 Modelo de Takeda	24
Figura 3.1 Diagrama de flujo para obtener espectros de energía	25
Figura 3.2 Marcos de concreto reforzado considerando contraventeos restringidos contra pandeo a) Marco de 5 niveles, b) Marco de 7 niveles	26
Figura 3.3 Marcos de concreto reforzado considerando contraventeos restringidos contra pandeo a) Marco de 9 niveles, b) Marco de 12 niveles	27
Figura 3.4 Marcos de concreto reforzado considerando contraventeos restringidos contra pandeo a) Marco de 15 niveles, b) Marco de 20 niveles	28
Figura 3.5 Espectro de diseño usado para el análisis de los marcos de concreto reforzado con CRP obtenido con el software SASID	30
Figura 3.6 Espectros de respuesta de los 30 registros de banda angosta seleccionados	32
Figura 3.7 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta sin escalar	33
Figura 3.8 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta escalado para un $T_n=0.61s$ a 100 gal	33
Figura 3.9 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta escalado para un $T_n=0.61s$ a 500 gal	34
Figura 3.10 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta escalado para un $T_n=0.61s$ a 1000 gal	34
Figura 3.11 Espectros de respuesta de los 30 registros escalados para un $T_n=0.61s$ a 100 gal	34
Figura 3.12 Secuencia del proceso de análisis pushover.	36
Figura 3.13 Análisis dinámico incremental para edificios de concreto reforzado (Revista de Ciencias Tecnológicas (RECIT). Volumen 5 (2): 234-250, 2022)	37
Figura 4.1 Secciones para el Edificio de 5 niveles	39

Figura 4.2 Secciones para el Edificio de 7 niveles	40
Figura 4.3 Secciones para el Edificio de 9 niveles	41
Figura 4.4 Secciones para el Edificio de 12 niveles	43
Figura 4.5 Secciones para el Edificio de 15 niveles	45
Figura 4.6 Secciones para el Edificio de 20 niveles	47
Figura 4.7 Escalamientos para el edificio de 5 niveles con $T_n=0.61s$ para las intensidades sísmicas: a)400 gal b) 1500 gal	48
Figura 4.8 Escalamientos para el edificio de 7 niveles con $T_n=0.72s$ e intensidades sísmicas: a) 900 gal b) 1800 gal, para el edificio de 9 niveles con $T_n=0.92s$ e intensidades: c) 1000 gal d) 2000 gal y para el edificio de 12 niveles con $T_n=1.12s$ e intensidades de: e) 600 gal f) 1300 gal	49
Figura 4.9 Escalamientos para el edificio de 15 niveles con $T_n=1.21s$ e intensidades sísmicas de: a) 200 gal b) 2000 gal y para el edificio de 20 niveles con $T_n=1.57s$ c) 1000 gal d) 2000 gal	50
Figura 4.10 Curva de capacidad del marco de 5 niveles	51
Figura 4.11 Curva de capacidad del marco de 7 niveles	52
Figura 4.12 Curva de capacidad del marco de 9 niveles	52
Figura 4.13 Curva de capacidad del marco de 12 niveles	53
Figura 4.14 Curva de capacidad del marco de 15 niveles	53
Figura 4.15 Curva de capacidad del marco de 20 niveles	54
Figura 4.16 Análisis dinámico incremental de desplazamiento máximo de azotea para el edificio de 5 niveles	56
Figura 4.17 Análisis dinámico incremental de ductilidad del edificio de 5 niveles	57
Figura 4.18 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 7 niveles	57
Figura 4.19 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 9 niveles	58
Figura 4.20 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 12 niveles	58
Figura 4.21 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 15 niveles	59

Figura 4.22 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio 20 niveles	59
Figura 4.23 Mediana de ductilidad para los seis edificios en estudio: a) 5 niveles, b) 7 niveles, c) 9 niveles, d) 12 niveles, e) 15 niveles y f) 20 niveles	60
Figura 4.24 Mediana de ductilidad que combina los seis edificios	61
Figura 4.25 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 5 niveles con $T_n=0.61$	62
Figura 4.26 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 7 niveles con $T_n=0.72$	63
Figura 4.27 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 9 niveles con $T_n=0.92s$	63
Figura 4.28 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 12 niveles con $T_n=1.12$	64
Figura 4.29 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 15 niveles con $T_n=1.21s$	64
Figura 4.30 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 20 niveles con $T_n=1.57s$	65
Figura 4.31 Mediana de distorsión máxima de entrepiso para los seis edificios a) 5 niveles, b) 7 niveles, c) 9 niveles, d) 12 niveles, e) 15 niveles y f) 20 niveles	66
Figura 4.32 Mediana de distorsión máxima de entrepiso combinada para los seis edificios	67
Figura 4.33 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los treinta registros escalados del edificio de 5 niveles	68
Figura 4.34 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los treinta registros escalados del edificio de 7 niveles	69
Figura 4.35 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los treinta registros escalados del edificio de 9 niveles	69
Figura 4.36 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los treinta registros escalados del edificio de 12 niveles	70
Figura 4.37 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los treinta registros escalados del edificio de 15 niveles	70
Figura 4.38 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los treinta registros escalados del edificio de 20 niveles	71

Figura 4.39 Mediana de energía histerética normalizada para los seis edificios a) 5 niveles, b) 7 niveles, c) 9 niveles, d) 12 niveles, e) 15 niveles y f) 20 niveles 72

Figura 4.40 Mediana de energía histerética normalizada combinada para los seis edificios 73

1 INTRODUCCIÓN

Las edificaciones con el paso del tiempo han ido evolucionando y cada vez son más grandes y altas; por esta razón, requieren gran inversión económica, así como proteger las vidas humanas que se encuentran dentro de dicha infraestructura ante la ocurrencia de fenómenos naturales y aquellos causados por el hombre. Uno de los fenómenos naturales que provoca mayores afectaciones desde arquitectónicas hasta estructurales incluso el colapso de una edificación son los sismos. Se ha demostrado que los sismos recientes tales como: China 2008, Haití 2010, Japón 2011, Nepal 2015, México 2017 [1], han ocasionado gran pérdida de vidas y daños materiales significativos. De hecho, durante el 2023, sismos como los de Turquía en el mes febrero dejaron en evidencia la importancia de contar con construcciones cada día más seguras, pues un número importante de edificaciones sufrieron daños severos e incluso el colapso, provocando la pérdida de un número importante de vidas humanas, así como heridos. Por lo anterior, es importante conocer la manera en que los sismos dañan las construcciones.

Se ha demostrado que un sismo afecta de diferente manera a las edificaciones en función de algunos factores tales como: el tipo de suelo donde esta desplantada la construcción, las consideraciones de diseño, ubicación de las placas tectónicas, tipos de fallas cercanas, entre otros.

México es un país de alta sismicidad ya que se encuentra ubicado geográficamente en una zona donde hay movimientos de las placas tectónicas y se producen grandes liberaciones de energía. También está situado en el llamado cinturón de Fuego del Pacífico donde se registra la mayor parte de los movimientos telúricos en el mundo. En México se han presentado miles de sismos en los últimos años, y los que más daño han ocasionado son los de 1957, 1985 y 2017, donde Ciudad de México ha sido la más afectada debido al suelo blando que la caracteriza.

Actualmente existen gran número de investigaciones teóricas y experimentales que proporcionan información muy relevante para el diseño de las estructuras, principalmente en zonas de mayor sismicidad, y que han logrado modificar los reglamentos y normativas de diseño para que cada vez se construyan edificaciones más seguras y sismo-resistentes.

Una de las herramientas fundamentales para el diseño sísmico de edificaciones son los espectros de respuesta, estos espectros generalmente se obtienen a partir de sistemas de un grado de libertad (S1GL) con comportamiento elástico, elasto-plástico perfecto o comportamiento histerético diferente [2, 3, 4, 5].

El concepto de espectros de respuesta fue introducido por M. A. Biot en 1932 [6] y fue ampliamente usado por Housner, Benioff, Newmark y muchos otros investigadores en la actualidad. Se puede observar que, en la mayoría de los estudios, los espectros prácticamente se obtienen de un S1GL; por lo tanto, es necesario contar con espectros que representen sistemas complejos y reales como en el caso de sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL).

En la Ciudad de México es muy importante contar con espectros de respuesta que sean representativos de las edificaciones reales ya que por su tipo de suelo blando representa un alto peligro sísmico. Por otro lado, los espectros tradicionales para diseño se obtienen a partir de demandas máximas (seudoaceleración, seudovelocidad, desplazamiento) y ductilidad. Se ha observado que dichos parámetros por sí solos podrían no estar tan relacionados con el daño estructural [7]. Por ello, se han propuesto parámetros relacionados con demandas acumuladas para fines de diseño sismo-resistente; por ejemplo, a partir de indicadores relacionados con la energía. Housner en 1956 [23] propuso inicialmente el uso de conceptos de energía sísmica y a partir de esa investigación otros investigadores han desarrollado desde métodos para estimar las demandas de energía, hasta procedimiento de diseño inspirados en conceptos de energía sísmica, especialmente al utilizar la energía histerética disipada [9, 10, 11, 12]. Algunos investigadores sugieren que el daño acumulado puede ser de gran importancia para el diseño de los edificios sismo-resistentes y especialmente en estructuras que sufren rápido deterioro en sus elementos o que estén sujetas a movimientos de larga duración [13, 14]. El daño acumulado se puede considerar de manera explícita a través de

conceptos de energía [7, 15], donde la energía plástica histerética normalizada es un parámetro que se relaciona de manera adecuada ya que considera la fuerza de fluencia F_y y el desplazamiento de fluencia δ_y [12, 14, 16, 17, 18, 19]. Aunque se han obtenido espectros de energía histerética disipada para S1GL [20].

Las investigaciones teóricas y experimentales indican que la resistencia, rigidez y capacidad de deformación última de las estructuras de concreto reforzado sufren deterioro cuando entran en el rango plástico, se presenta una degradación excesiva del ciclo histerético y puede presentar una falla con deformaciones menores a la capacidad última que alcanza la estructura cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente [21].

En el diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos, la resistencia lateral de una estructura se provee para controlar sus demandas máxima y acumulada de deformación plástica, para evitar la degradación excesiva de sus propiedades estructurales [13, 22, 23].

En los últimos años se han implementado diversas tecnologías para mitigar los efectos que pueden ocasionar los sismos en las estructuras, uno de ellos son los disipadores de energía los cuales permiten disminuir aceleraciones, velocidades y desplazamientos de entrepiso en edificaciones. El contraventeo restringido contra pandeo (CRP) es un disipador de energía que permite un comportamiento histerético estable ya que la resistencia que se obtiene a tensión y a compresión es bastante similar. Existen diversos estudios en los cuales han sido ampliamente probados los CRP [24, 25, 26, 27] y se ha demostrado su gran capacidad para disipar grandes cantidades de energía que ayudan a mantener seguras las estructuras [28, 29, 30, 31, 32]. En las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero (NTC-DCEA-2020) [33] ya se incluyen criterios para diseño con CRP. En Japón existen centenares de edificios que cuentan con un sistema sismo-resistente a base de CRP, también Taiwán, Canadá, EE.UU. entre otros también han realizado pruebas experimentales importantes, y se han construido varios edificios con este sistema. Además, a medida que los edificios se vuelven más altos, el uso de CRP en edificaciones de concreto reforzado permite reducir el costo de construcción [34]. Debido a todo lo anterior, en el presente trabajo se plantea un procedimiento para obtener espectros de respuesta de SMGL

de edificaciones de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo. Además de obtener los espectros de energía histerética y distorsión máxima de entrepiso para edificios ubicados en suelo blando de la Ciudad de México, donde existen altas demandas de energía en las estructuras.

2 ASPECTOS TEÓRICOS

2.1 Contraventeo restringido contra pandeo

Los daños provocados a las estructuras ante la presencia de un sismo pueden ser aceptables mientras se concentren en ciertos elementos específicos de fácil remplazo o reparación, tales como los dispositivos de disipación de energía, de hecho, su función es bastante similar a la que experimentan los fusibles [35, 36]. Lo anterior, es de vital importancia con la finalidad de contar con estructuras resilientes.

Los contraventeos son miembros estructurales de acero que se encargan de controlar los desplazamientos laterales de una estructura provocadas por sismo y viento, dichos elementos trabajan muy bien a tensión; sin embargo, cuando se aplican fuerzas grandes a compresión se presenta pandeo en el miembro por su relación de esbeltez alta, lo que provoca un comportamiento de energía histerética asimétrico; es decir, cuando se realizan cargas a tensión y compresión de manera consecutiva en repetidas ocasiones como sucede al presentarse un sismo, la resistencia del contraventeo se pierde y falla.

El contraventeo restringido contra pandeo CRP se caracterizan por fluir indistintamente en tensión o compresión sin que se presente el pandeo [37]. El diseño de los marcos con CRP se realiza de manera que durante el sismo de diseño los CRP incursionen en el intervalo inelástico, en tensión o compresión, mientras que las vigas y columnas se conservan básicamente, en el rango elástico. Lo anterior con la finalidad de concentrar las deformaciones inelásticas principalmente en los CRP (NTC-DCEA, 2020) [33].



Figura 2.1 Imagen de CRP colocado en estructura (efe-primaria-ce control y diseño de estructuras)

Los CRP deben colocarse de manera simétrica en planta para evitar transmitir torsiones, están compuestos por un núcleo de acero confinado por una camisa de acero rellena con concreto o mortero de alta resistencia, que restringe el pandeo del núcleo, se coloca un material adherente al núcleo para que evite que el concreto o mortero se adhiera [38, 39].

Como se puede observar en la figura 2.2 se generan tres segmentos, el primero es el del extremo ubicada en la conexión entre el contraviento con la estructura, el cual se debe diseñar para que no exista pandeo y tampoco fluya. El segundo es el de transición en el cual se continúa con la sección de la conexión donde el área de la sección transversal es mayor que el núcleo y se embebe un poco en el material confinante, por último, el segmento que fluye el cual se encuentra totalmente restringido por la camisa y el material confinante.

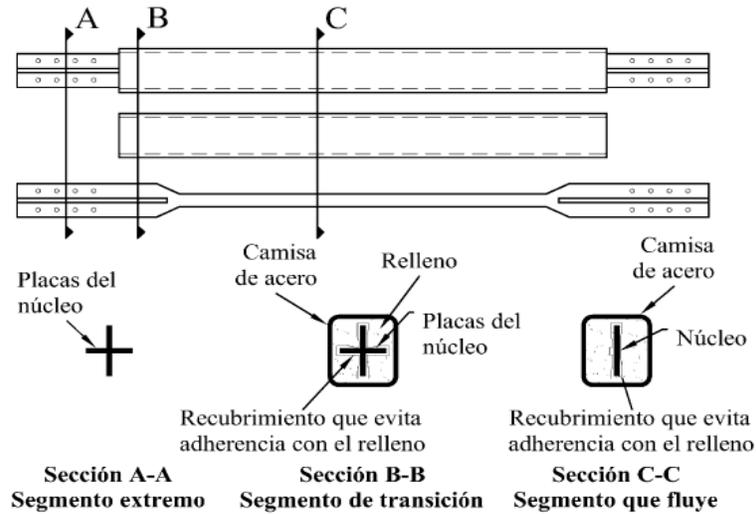


Figura 2.2 Componentes de un CRP (NTC-DCEA, 2020).

El diseño de los CRP se debe realizar de tal manera que la resistencia a tensión y compresión sean similares para que pueda disipar energía de manera adecuada por comportamiento histerético [39], lo anterior es crucial con el objetivo de plantear metodologías de diseño sísmico de edificios inspiradas en la energía histerética.

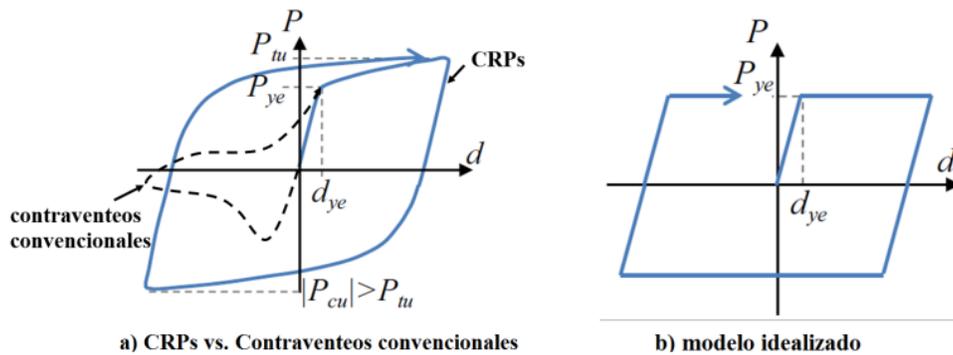


Figura 2.3 Comportamiento histerético de contraventeos

2.2 Energía histerética normalizada

La energía histerética se deriva de la ecuación de movimiento para S1GL considerando amortiguamiento viscoso:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_s(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_g(t) \quad \dots\dots\dots(1)$$

donde m es la masa, c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso, $f_s(x, \dot{x})$ es la fuerza restitutiva y \ddot{x}_g es la aceleración del terreno. Al integrar cada miembro respecto a (1) se puede escribir de la siguiente manera:

$$\int m\ddot{x}(t) dx + \int c\dot{x}(t) dx + \int f_s(x, \dot{x}) dx = -\int m\ddot{x}_g(t) dx \quad \dots\dots\dots(2)$$

La ecuación anterior también se puede representar de la siguiente forma [43]:

$$E_K + E_D + E_S + E_H = E_I \quad \dots\dots\dots(3)$$

La ecuación anterior representa el balance de energía de una estructura, donde E_K , E_D , E_S y E_H son la energía cinética, energía de amortiguamiento, energía de deformación y la energía histerética disipada respectivamente; E_I es la energía de entrada relativa.

La energía histerética disipada E_H es la que está más relacionada con el daño acumulado y es igual al área encerrada de cada uno de los ciclos de histéresis que presenta la estructura ante la presencia de un sismo [12]; sin embargo, este parámetro proporciona información sobre las demandas de la deformación plástica acumulada, por sí sola no puede proporcionar información suficiente acerca de la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sísmico [19]. Por lo que un parámetro que se relaciona de mejor manera con el daño estructural es el de la energía histerética normalizada, la cual consiste en dividir la energía histerética disipada por la fuerza de fluencia F_y y el desplazamiento de fluencia δ_y [12, 14, 19] como se muestra en la ecuación (4). Es importante mencionar que existen varios índices de daño estructural que se basan en el uso de la energía histerética normalizada [5, 12, 14, 15]; además, se han propuesto varias metodologías de diseño sísmico basada en este parámetro [10, 40]. Por tal motivo, en el presente trabajo se

utiliza para la obtención de espectros en sistemas complejos de múltiples grados de libertad (edificios de concreto reforzado con CRP).

$$E_N = \frac{E_H}{F_y \delta_y} \dots\dots\dots(4)$$

2.3 Espectros de respuesta de sistemas de un grado de libertad

El espectro de respuesta fue propuesto inicialmente por Biot en 1932 [6], posteriormente Housner [8] fue uno de los más grandes desarrolladores en este tema. El espectro de respuesta es una de las herramientas más útiles dentro de la ingeniería sísmica, de hecho, actualmente es la base en la mayoría de los reglamentos de diseño en el mundo para establecer las fuerzas de diseño con las que se proporciona la rigidez y resistencia a las estructuras [2].

Se le denomina espectro de respuesta ya que mide como responde una o un conjunto de estructuras ante las acciones o vibraciones que le transmite el exterior y es un medio práctico para caracterizar los movimientos del terreno y sus efectos máximos o acumulados sobre las estructuras.

El espectro de respuesta proporciona información para resumir la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de un grado de libertad a un componente particular del movimiento del terreno. Se grafica normalmente en función del periodo o de un parámetro relacionado como la frecuencia para una fracción de amortiguamiento fijo (ζ) [4].

Cuando se presenta un sismo el terreno le transmite vibración al edificio a través de su base, por lo que el edificio también comienza a vibrar, pero no con la misma intensidad, ya que los materiales con los que está construido el edificio tienen determinada elasticidad y eso permite que el edificio absorba una cantidad de energía, si la energía proporcionada es mayor a la que puede resistir el edificio en su rango elástico, entonces empieza a incursionar en el rango inelástico donde se presenten deformaciones plásticas o permanentes.

El periodo de vibración de la estructura es un dato muy importante, un periodo corto representa mayor rigidez de la estructura, en estos casos la estructura presenta valores muy similares al del suelo y de forma contraria, para periodos largos, significa que la estructura desarrolla mayor flexibilidad. Los suelos firmes generan periodos cortos y los suelos blandos hacen que el periodo sea mayor.

Se pueden obtener espectros de respuesta para diversos parámetros de medición, como desplazamiento, seudovelocidad (Sv) y pseudoaceleración (Sa) donde éste último es el más utilizado por los ingenieros civiles en sus cálculos y generalmente se encuentra en función de la gravedad (g).

Pasos para generar los espectros de respuesta:

- a) Para este estudio se usarán registros del terreno de sismos reales, aunque también se pueden obtener por alguna ley de atenuación [40, 41, 42].
- b) Usar un método paso a paso para obtener los desplazamientos o algún parámetro de respuesta en función del tiempo, con un valor fijo de fracción de amortiguamiento y de periodo. Se identifica el máximo desplazamiento para cada periodo.
- c) Para obtener el espectro de respuesta de desplazamiento, solo se grafican los valores ya obtenidos de desplazamientos máximos vs periodos, para los espectros de seudovelocidad y pseudoaceleración se usan las siguientes fórmulas que relacionan el desplazamiento máximo con Sv y Sa.

$$D \equiv U_o \dots\dots\dots(5) \qquad Sa = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \dots\dots(8)$$

$$Sv = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \dots\dots(6) \qquad V_{bo} = f_{So} = m Sa = \frac{Sa}{g} w \dots\dots(9)$$

$$E_{So} = \frac{m Sv^2}{2} \dots\dots\dots(7)$$

Donde:

- D = Deformación máxima para un S1GL con periodo T_n debido a un movimiento sísmico de terreno.
- V = Seudo-velocidad (unidades de velocidad)
- A = Seudo-aceleración (unidades de aceleración)
- E_{So} = Valor máximo de la energía de deformación almacenada en el sistema durante el sismo
- V_{bo} = Valor máximo del cortante basal o valor máximo de la fuerza estática equivalente

2.4 Sistemas inelásticos

Para el diseño de edificaciones es permitido por los reglamentos actuales incursionar en el intervalo inelástico, lo cual permite disipar energía al ocurrir un sismo y evitar eventualmente el colapso. Se han hecho pruebas experimentales donde se hace una simulación del sismo cíclicamente y se ha obtenido como resultados que el comportamiento fuerza contra deformación de los elementos estructurales dependen de la conformación de la estructura y de los materiales.

En el comportamiento histerético de los materiales está relacionado con la fuerza que es aplicada y la resistencia de fluencia f_y . Para que un elemento disipe energía, es necesario que el esfuerzo que resiste sea mayor a su f_y , por lo que la estructura sufrirá daños que afectarán sus dimensiones originales, su rigidez y resistencia, todo dependerá de la amplitud y el número de ciclos.

Los siguientes modelos matemáticos representan la relación entre resistencia y deformación de un elemento con base a ensayos de laboratorio donde se presenta una fase de carga, una de descarga y una de recarga de manera que se van generando ciclos histeréticos. Nótese que únicamente se incluyen dos modelos de comportamiento del material para fines ilustrativos, un modelo sin degradación de las características mecánicas, y un segundo modelo que exhibe degradación de rigidez.

- **Modelo elastoplástico perfecto:** Es una idealización del comportamiento no-lineal relacionada con la fuerza-deformación elastoplástica perfecta (ver figura 2.4), donde se observa inicialmente el proceso de carga y su comportamiento elástico-lineal con rigidez k , hasta llegar al valor de f_y , a partir de este valor inicia la deformación u_y para una fuerza constante f_y donde no hay rigidez. Al retirar la carga, su comportamiento sigue siendo lineal en decremento con pendiente paralela a la elástica-lineal inicial. El proceso de recarga tiene un comportamiento similar al de la carga en sentido contrario. Es un modelo muy sencillo, pero no toma en cuenta la pérdida de rigidez y resistencia por lo cual los resultados no se apegan a la realidad.

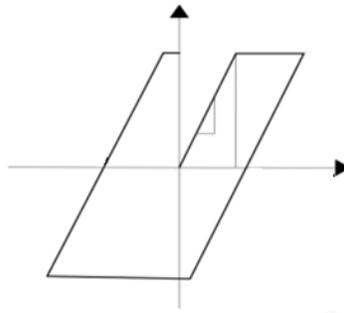


Figura 2.4 Modelo elastoplástico perfecto

- Modelo de Takeda:** Es un modelo más completo y se ha usado ampliamente por generar resultados muy parecidos a los experimentales, donde las estructuras de concreto reforzado sometidas a movimientos sísmicos severos pueden sufrir grandes deformaciones. Este modelo toma en cuenta el comportamiento histerético y es capaz de modelar mediante un parámetro α , la degradación de rigidez en la descarga y un parámetro β , la degradación en la recarga [43]. En la figura 2.5 se muestra la gráfica de fuerza contra deformación del modelo de Takeda.

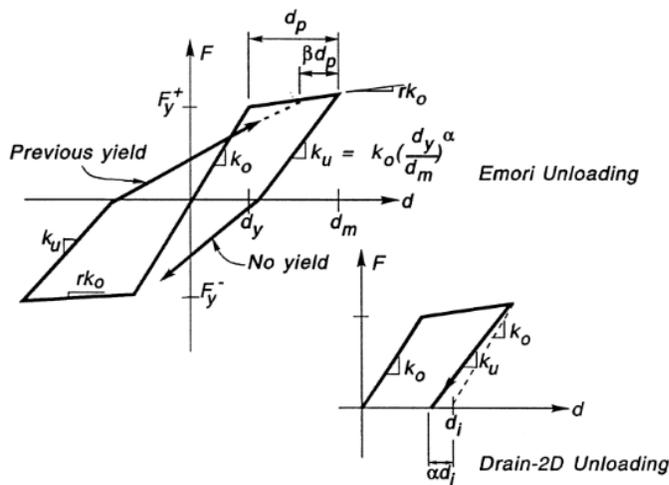


Figura 2.5 Modelo de Takeda

Es importante mencionar que en el presente estudio se utilizan ambos modelos de comportamiento histerético para representar los elementos vigas, columnas y contraventeos de las estructuras a base de marcos de concreto reforzado con CRP que se analizarán.

3 METODOLOGÍA

3.1 Procedimiento para obtener los espectros de energía

Se realizó un diagrama de flujo de los pasos a seguir para obtener los espectros de energía que es el objetivo de este trabajo, los cuales se muestra en la figura 3.1, nótese que cada uno de los parámetros y pasos del proceso para obtener los espectros de energía se definen a partir de la sección 3.2.

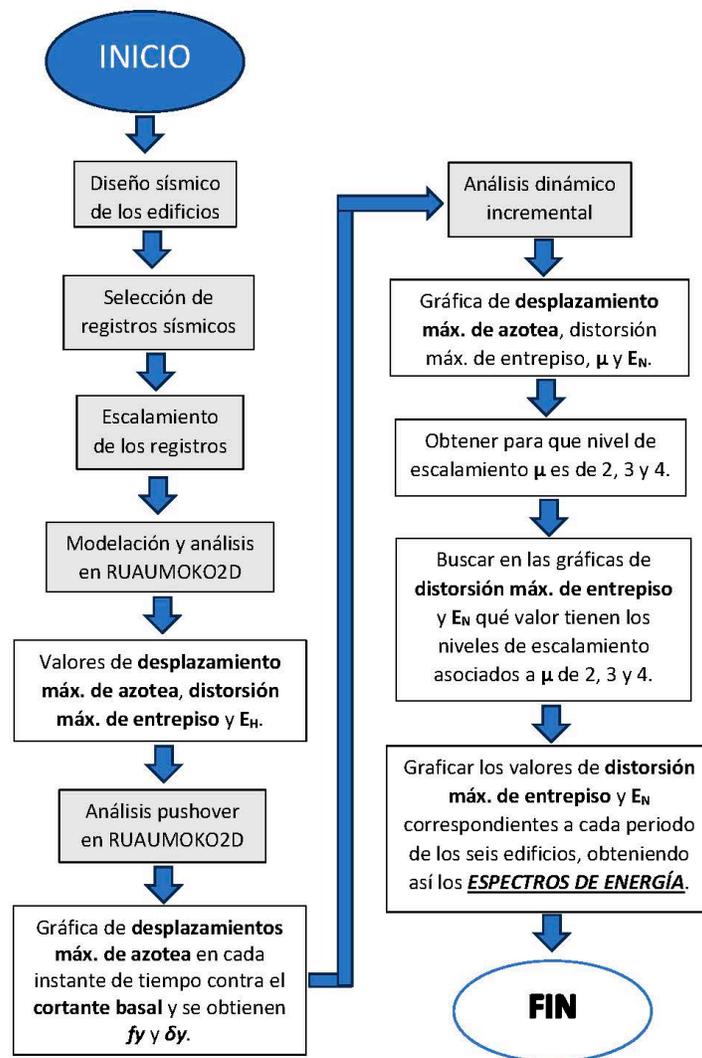


Figura 3.1 Diagrama de flujo para obtener espectros de energía

3.2 Diseño sísmico de los edificios

En este trabajo se estudian edificios a base de marcos en dos dimensiones de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo en la crujía central. Estos edificios son de 5, 7, 9, 12, 15 y 20 niveles mostrados en las figuras 3.2, 3.3 y 3.4, que son representativos de edificaciones de baja, mediana y gran altura. Los edificios en estudio se diseñaron con base en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) 2020. Las consideraciones tomadas en cuenta para el diseño estructural de los edificios son las siguientes:

- Localización: Suelo blando (zona III) de la Ciudad de México.
- Uso: Oficinas
- Estructura Tipo: B

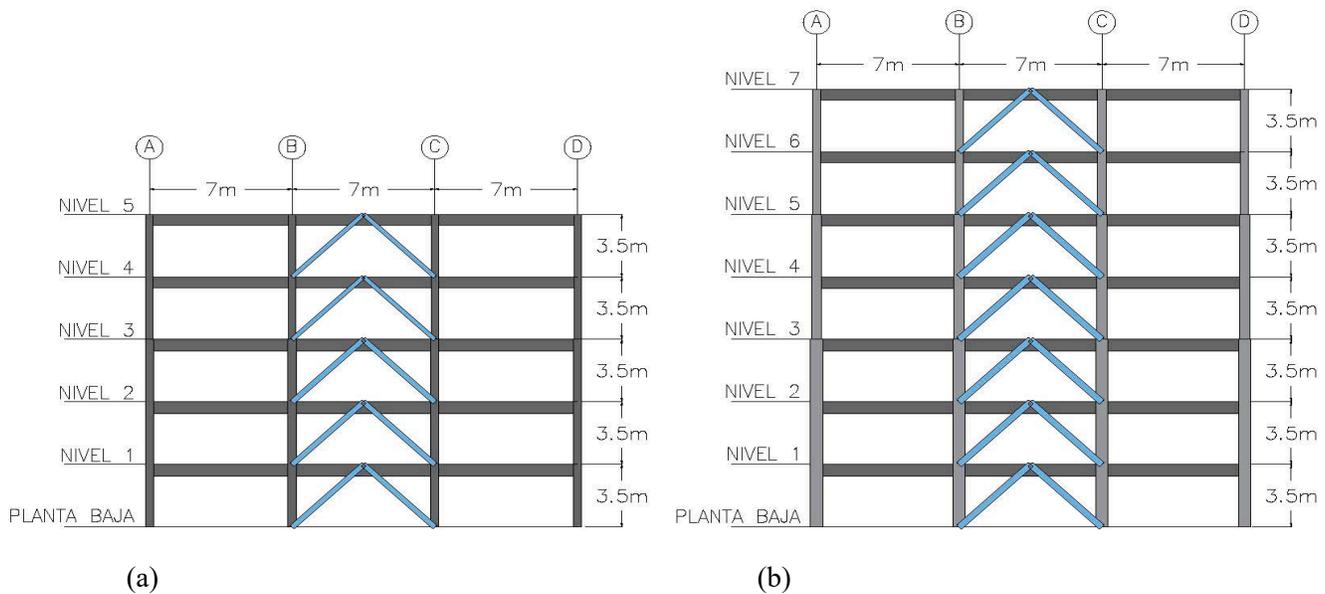


Figura 3.2 Marcos de concreto reforzado considerando contraventeos restringidos contra pandeo

a) Marco de 5 niveles, b) Marco de 7 niveles

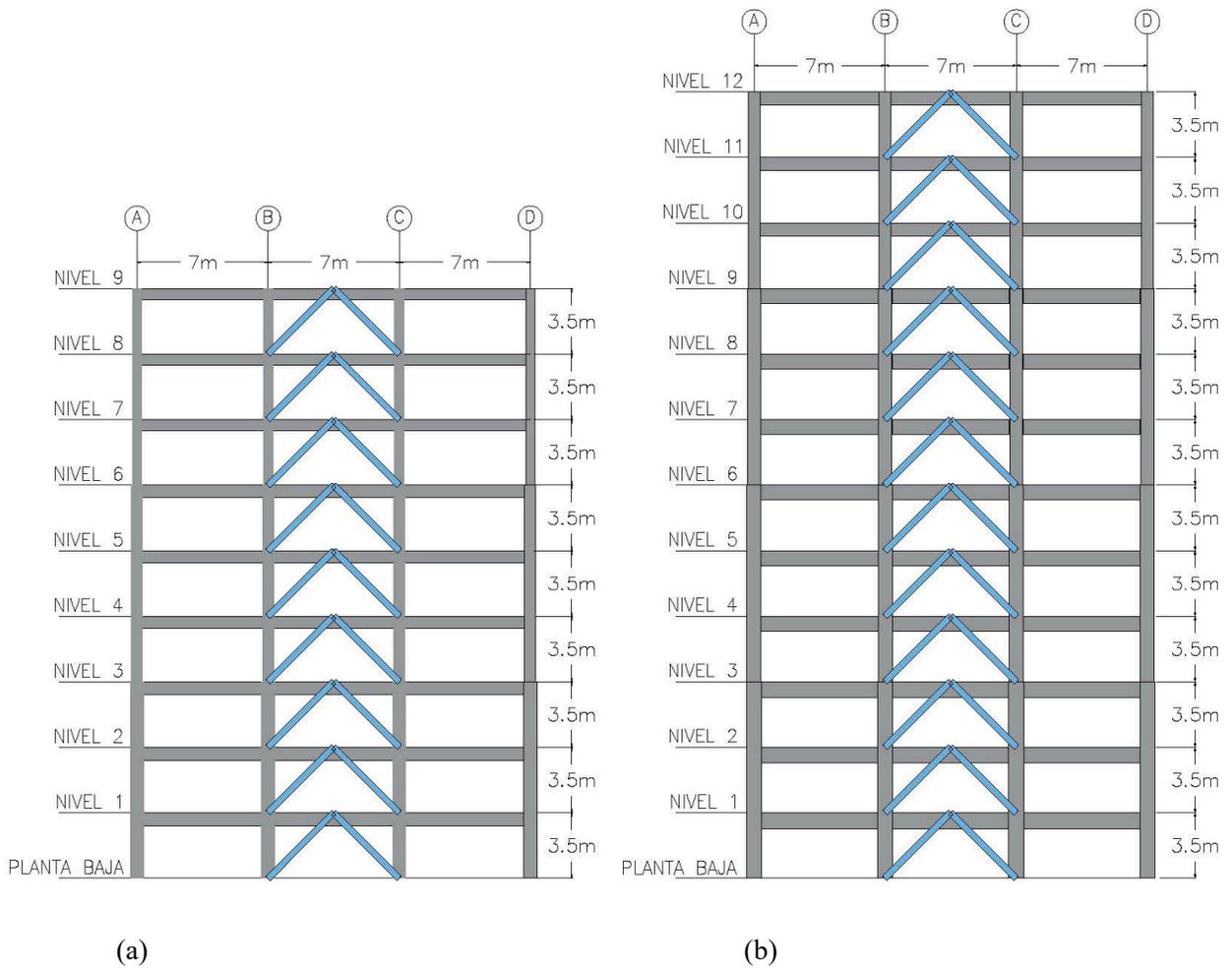


Figura 3.3 Marcos de concreto reforzado considerando contraventeos restringidos contra pandeo
 a) Marco de 9 niveles, b) Marco de 12 niveles

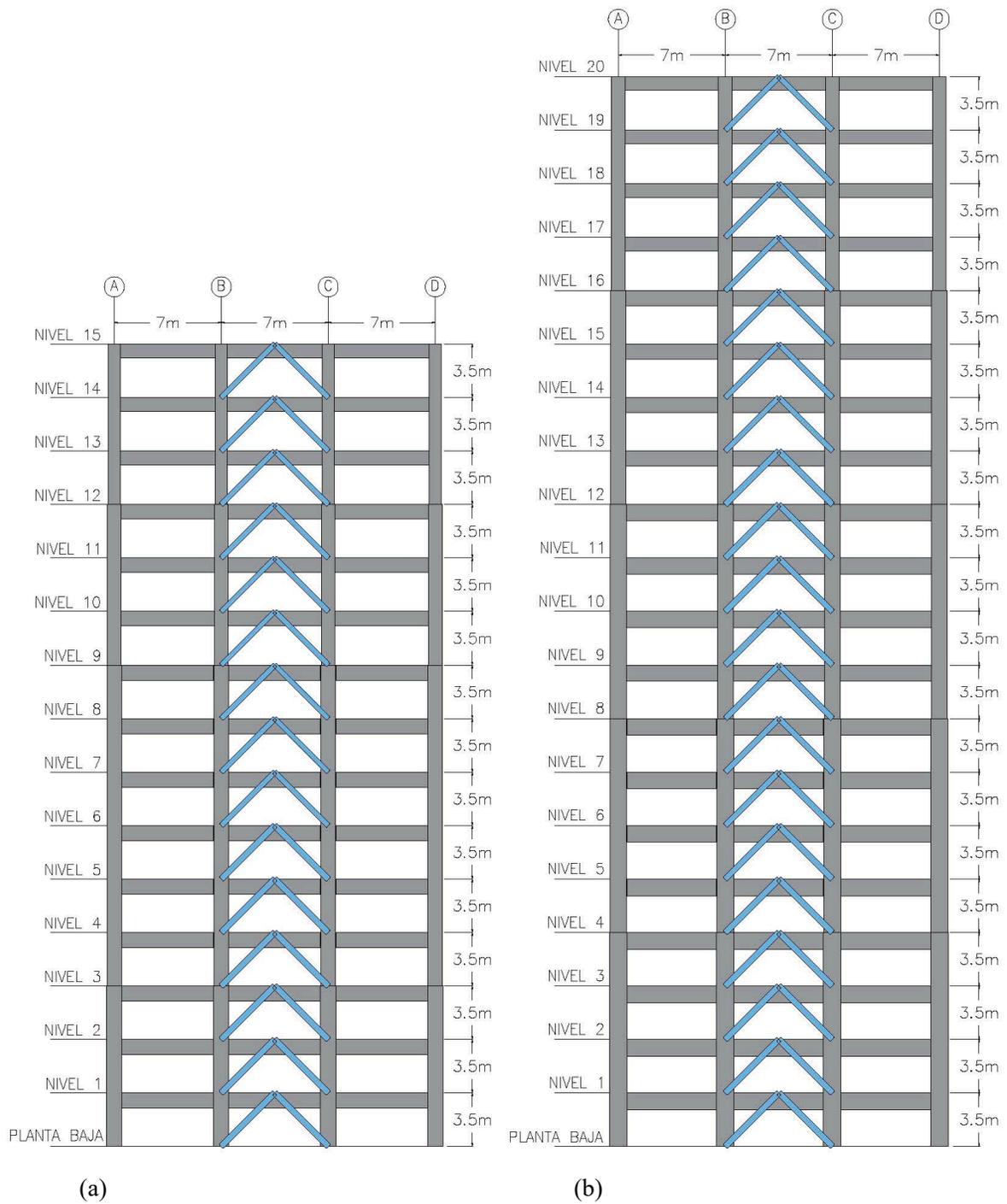


Figura 3.4 Marcos de concreto reforzado considerando contraventeos restringidos contra pandeo
 a) Marco de 15 niveles, b) Marco de 20 niveles

Para el diseño de los marcos se usan las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México de 2020 considerando un análisis dinámico modal, para este caso el reglamento indica lo siguiente: “Cuando se emplee el método de análisis dinámico modal, 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, 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 sobre-resistencia, R , que se usa para revisar el estado límite de prevención de colapso” [33].

El diseño estructural se realizó considerando un análisis dinámico modal, factor de comportamiento sísmico $Q = 4$ (se espera que la ductilidad sea alta debido a la contribución del sistema de CRP), distorsión máxima de entrepiso permisible ante colapso $\gamma_{max} = 0.02$, el factor de reducción Q' depende del comportamiento sísmico y de los periodos que delimitan la meseta en el espectro de diseño T_a y T_b , se calculan con la ecuación 10.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta P}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \dots\dots\dots(10)$$

Para calcular el factor de sobre resistencia, R , se utiliza la siguiente ecuación:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \dots\dots\dots(11)$$

R_0 es un factor básico de sobre resistencia del sistema estructural

k_1 es un factor de correlación por hiperestaticidad

k_2 es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas

Considerando:

$R_0 = 2.0$ (para estructuras de mampostería y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplan con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor.)

$k_1 = 1.25$ (para sistemas duales)

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_d} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad \dots\dots\dots(12)$$

El espectro elástico e inelástico obtenido se muestra en la figura 3.5.

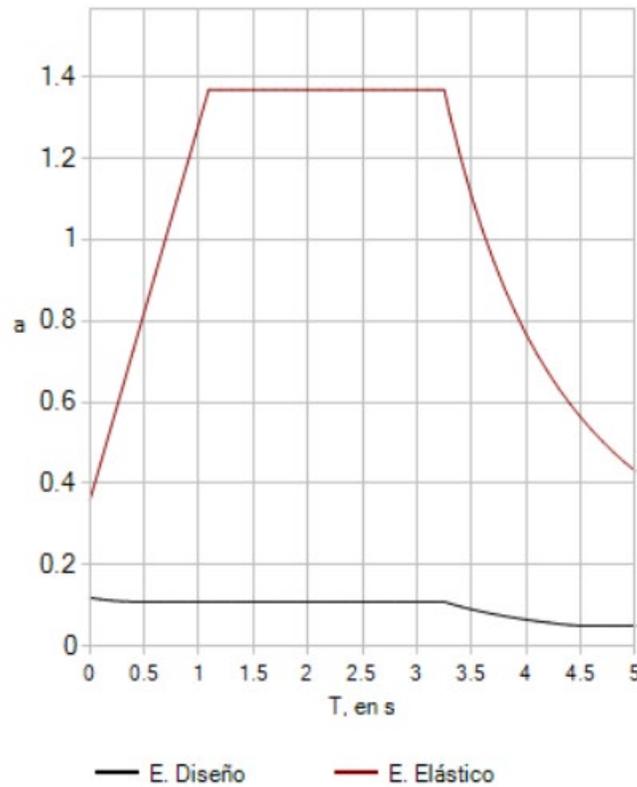


Figura 3.5 Espectro de diseño usado para el análisis de los marcos de concreto reforzado con CRP obtenido con el software SASID

El análisis se hizo con un software especializado con las combinaciones y factores de carga indicados en las NTC, considerando agrietamiento de columnas y trabes reduciendo el momento de inercia al 70% en columnas y el 50% en trabes.

3.3 Selección de registros sísmicos

Se eligieron 30 registros de banda angosta ocurridos en el suelo blando de la ciudad de México y se muestran en la *tabla 3.1*, el intervalo de las magnitudes de los eventos sísmicos utilizados se encuentra entre 6.9 y 8.1, con los cuales se realizaron los análisis dinámicos paso a paso de los seis edificios en estudio.

Tabla 3.1 Registros sísmicos seleccionados

Registro	Fecha	Magnitud	Ubicación del sismo	Nombre de la estación	Aceleración máxima del suelo (cm/s ²)	Velocidad máxima del suelo (cm/s)
1	19/09/1985	8.1	Michoacán	SCT	178	59.5
2	21/09/1985	7.6	Michoacán	Tláhuac Deportivo	48.7	14.6
3	25/04/1989	6.9	Guerrero	Alameda	45	15.6
4	25/04/1989	6.9	Guerrero	Garibaldi	68	21.5
5	25/04/1989	6.9	Guerrero	SCT	44.9	12.8
6	25/04/1989	6.9	Guerrero	Sector Popular	45.1	15.3
7	25/04/1989	6.9	Guerrero	Tlatelolco TL08	52.9	17.3
8	25/04/1989	6.9	Guerrero	Tlatelolco TL05	49.5	17.3
9	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Alameda	39.3	12.2
10	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Garibaldi	39.1	10.6
11	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Liconsa	30.1	9.62
12	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Plutarco Elías Calles	33.5	9.37
13	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Sector Popular	34.3	12.5
14	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Tlatelolco TL08	27.5	7.8
15	14/09/1995	7.3	Oaxaca-Guerrero	Tlatelolco TL05	27.2	7.4
16	09/10/1995	7.5	Colima	Cibeles	14.4	4.6
17	09/10/1995	7.5	Colima	CU Juárez	15.8	5.1
18	09/10/1995	7.5	Colima	C. Urbano P. Juárez	15.7	4.8
19	09/10/1995	7.5	Colima	Córdoba	24.9	8.6
20	09/10/1995	7.5	Colima	Liverpool	17.6	6.3
21	09/10/1995	7.5	Colima	Plutarco Elías Calles	19.2	7.9
22	09/10/1995	7.5	Colima	Sector Popular	13.7	5.3
23	09/10/1995	7.5	Colima	Valle Gómez	17.9	7.18
24	11/01/1997	6.9	Michoacán	CU Juárez	16.2	5.9
25	11/01/1997	6.9	Michoacán	C. Urbano P. Juárez	16.3	5.5
26	11/01/1997	6.9	Michoacán	García Campillo	18.7	6.9
27	11/01/1997	6.9	Michoacán	Plutarco Elías Calles	22.2	8.6
28	11/01/1997	6.9	Michoacán	Est. No. 10 Roma A	21	7.76
29	11/01/1997	6.9	Michoacán	Est. No.11 Roma B	20.4	7.1
30	11/01/1997	6.9	Michoacán	Tlatelolco TL08	16	7.2

En la figura 3.6 se muestran los espectros de respuesta elásticos de los 30 registros. Estos espectros se obtuvieron directamente de los registros sin escalar, se observa que el espectro correspondiente al sismo de la SCT de 1985 es el que tiene valores mas grandes de S_a , los demás se encuentran en rangos similares de S_a .

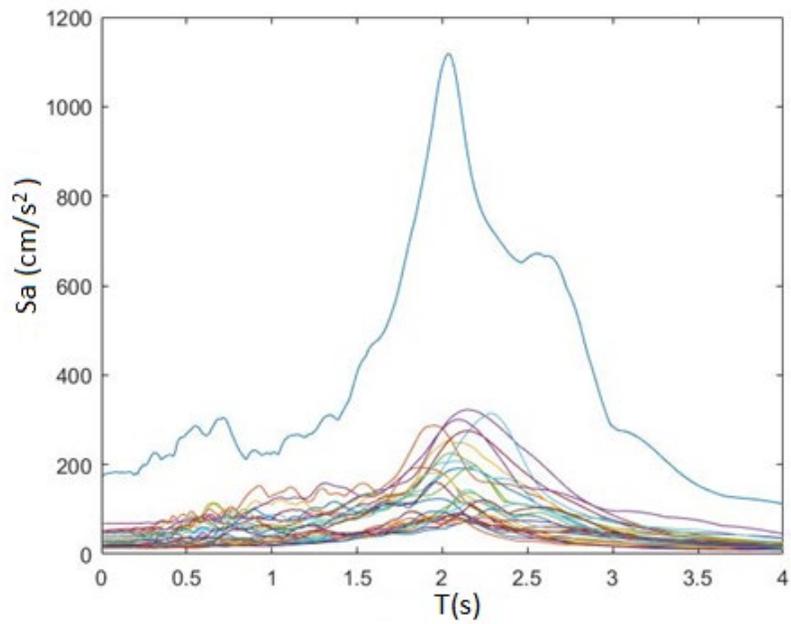


Figura 3.6 Espectros de respuesta de los 30 registros de banda angosta seleccionados

3.4 Escalamiento de registros

Se realizarán escalamientos de los 30 registros sísmicos seleccionados a diferentes niveles de intensidad en términos de S_a y para un determinado periodo de vibración T_n , de esta manera se pueden representar eventos sísmicos con diferentes intensidades. En la figura 3.7 se muestra el registro sísmico SCT de 1985 original con su respectivo espectro de respuesta. En la figura 3.8 se observa el mismo registro sísmico, pero con una intensidad de escalamiento de 100 gal (cm/s^2), para la figura 3.9 la intensidad de escalamiento es de 500 gal y en la figura 3.10 es de 1000 gal. La figura 3.11 muestra los espectros de respuesta de los 30 registros usados en este trabajo escalados a 100 gal.

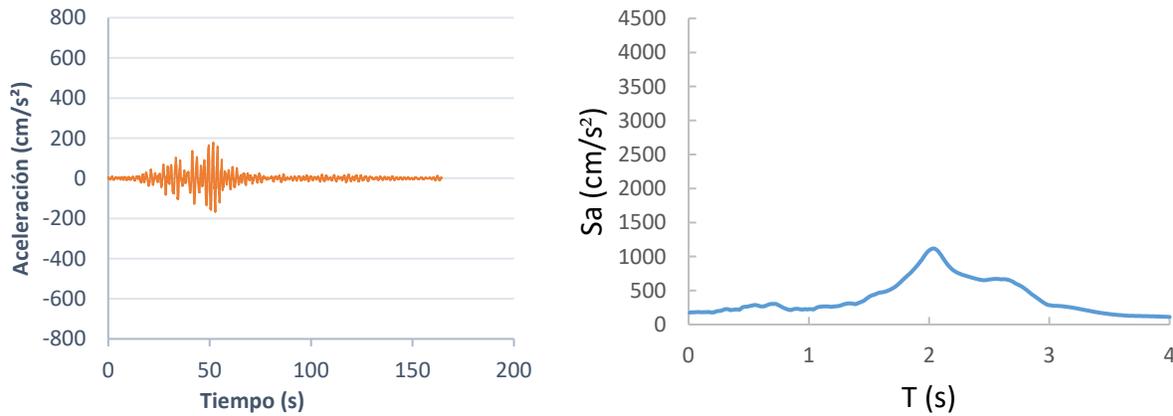


Figura 3.7 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta sin escalar

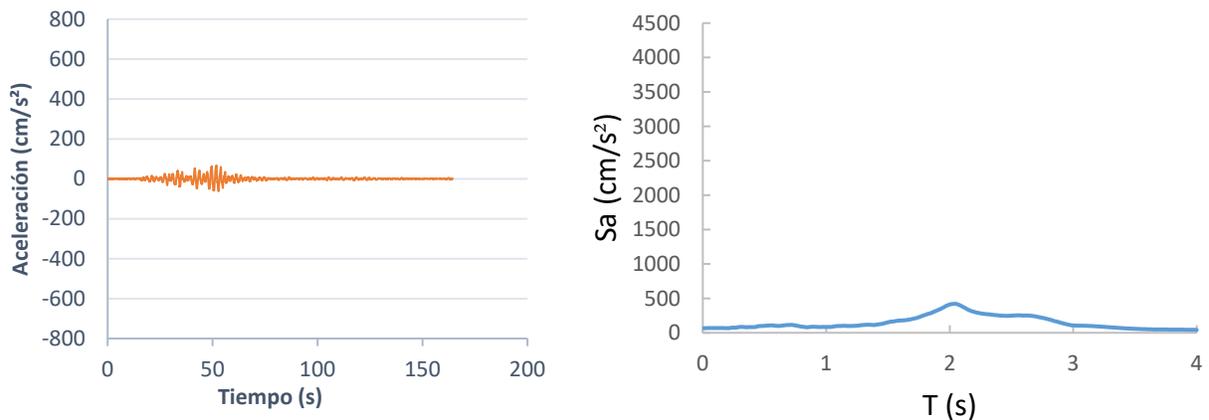


Figura 3.8 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta escalado para un $T_n=0.61s$ a 100 gal

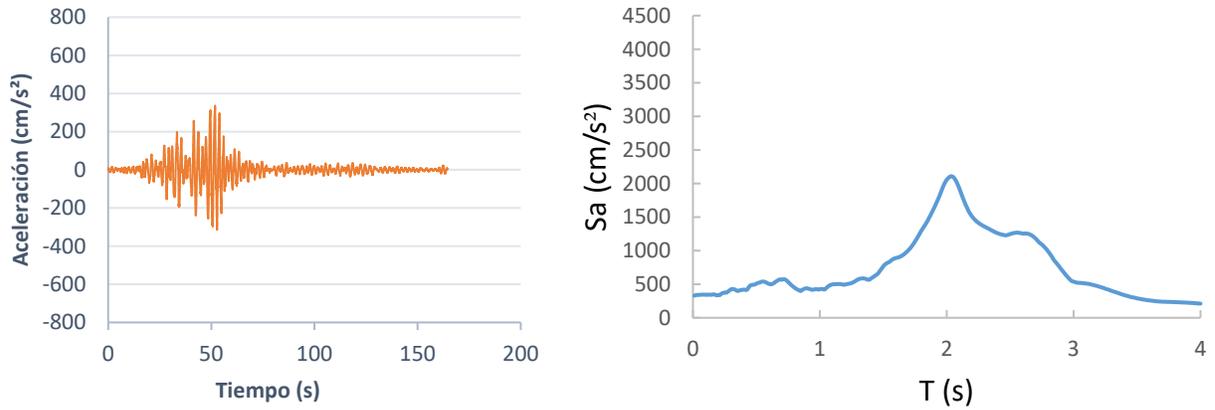


Figura 3.9 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta escalado para un $T_n=0.61s$ a 500 gal

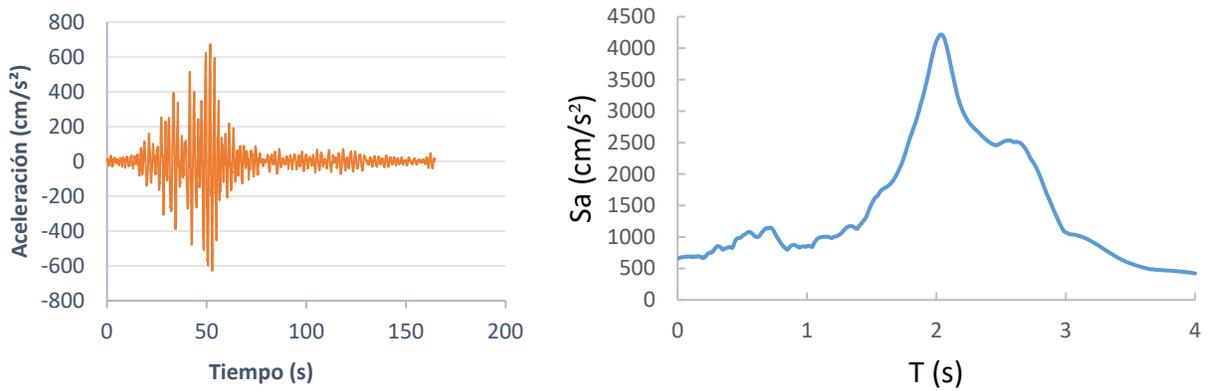


Figura 3.10 Registro sísmico SCT 1985 y su respectivo espectro de respuesta escalado para un $T_n=0.61s$ a 1000 gal

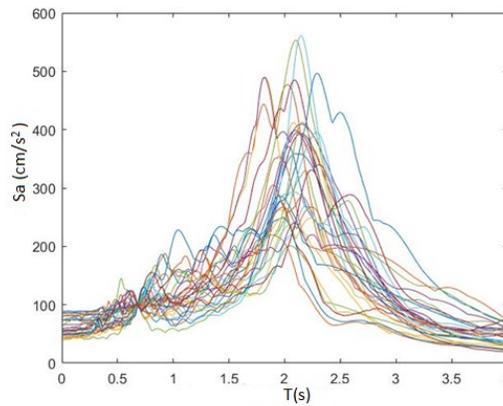


Figura 3.11 Espectros de respuesta de los 30 registros escalados para un $T_n=0.61s$ a 100 gal

3.5 Modelación y análisis

Las estructuras son modeladas y analizadas paso a paso por medio del programa especializado RUAUMOKO2D [44]. Los edificios son modelados en dos dimensiones con apoyos empotrados en las bases de las columnas, se considera un coeficiente de amortiguamiento del 5% para los análisis dinámicos.

Para el análisis de las trabes y columnas se usa el modelo de Takeda ya que se considera que los elementos tienen comportamientos similares a este modelo que representa su no-linealidad, el cual considera degradación de resistencia y de rigidez mediante los valores α , β y r :

- $\alpha = 0.4$ Factor de reducción de rigidez en descarga
- $\beta = 0.6$ Factor de reducción de rigidez en recarga
- $r = 0.04$ Factor de comportamiento bi-lineal

Para el análisis de los contraventeos restringidos contra pandeo se usa un modelo bi-lineal el cual no considera degradación de rigidez ni resistencia.

Es importante mencionar que cada modelo estructural (edificio de concreto reforzado con CRP) se somete a los 30 registros sísmicos escalados para los diferentes valores de intensidad sísmica; por lo tanto, se realizan 600 análisis sísmicos para cada uno de los modelos estudiados; es decir, en total se hicieron 3600 análisis dinámicos no lineales.

Los datos requeridos por el programa para cada análisis sísmico, además de los mencionados en párrafos anteriores, son principalmente las características y propiedades del edificio tales como las coordenadas de los nudos y elementos que componen el edificio, dimensiones de las secciones, características de los materiales, fuerzas y momentos de las secciones proporcionadas por el diagrama de interacción, pesos de los elementos incluyendo losas, cargas muertas y vivas e ingresar el registro sísmico.

Los resultados o parámetros de respuesta de interés obtenidos del programa son las distorsiones máximas de entrepiso, desplazamiento máximo de azotea y la energía histerética.

3.6 Análisis Pushover

El análisis Pushover (empuje) es un procedimiento estático no lineal de las estructuras. Se realiza paso a paso y asemeja las deformaciones inelásticas progresivas en una estructura hasta su falla total [45]. La aproximación estática es mediante la aplicación de fuerzas laterales a un modelo estructural en forma progresiva aumentando la carga hasta obtener el desplazamiento objetivo o de colapso, durante el procedimiento se grafica el cortante basal contra el desplazamiento en el último nivel como se observa en la figura 3.12.

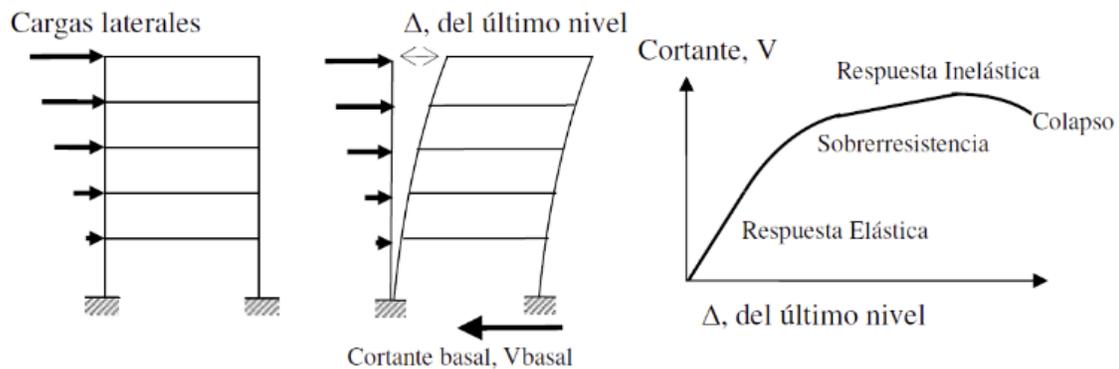


Figura 3.12 Secuencia del proceso de análisis pushover.

La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de una estructura ante cargas y desplazamientos laterales que producen dichas cargas, de esta curva se obtiene el esfuerzo de fluencia f_y y el desplazamiento de fluencia δ_y .

3.7 Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental (ADI) es un método de análisis paramétrico que puede estimar el comportamiento de una estructura bajo cargas sísmicas a diferentes valores de intensidad [46]. Consiste en analizar paso a paso una estructura usando uno o más registros sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad y con los resultados se pueden graficar las curvas ADI. Se pueden representar en las gráficas ADI distorsiones máximas, energía histerética, ductilidades, aceleraciones entre otros. En la figura 3.13 se muestra una gráfica tipo de análisis dinámico incremental la cual requiere gran cantidad de valores para su elaboración.

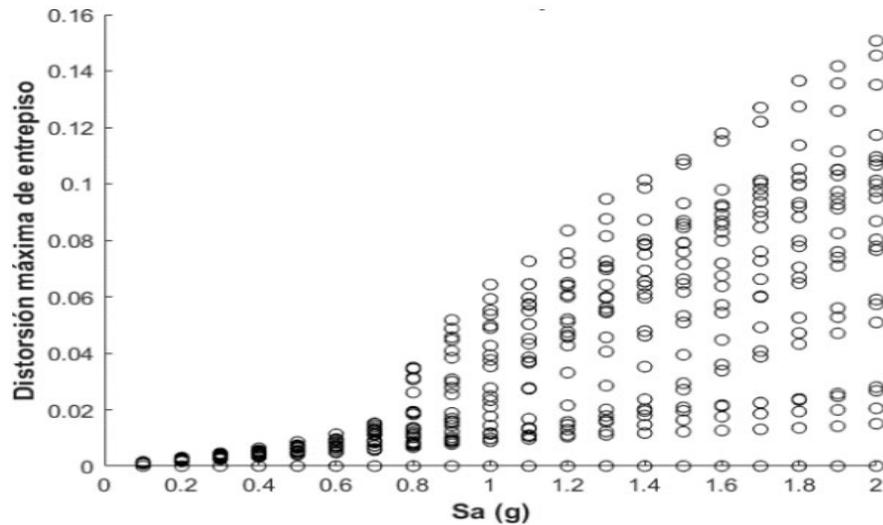


Figura 3.13 Análisis dinámico incremental para edificios de concreto reforzado (Revista de Ciencias Tecnológicas (RECIT). Volumen 5 (2): 234-250, 2022)

3.8 Espectros de respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad

En la actualidad no se cuentan con espectros de respuesta para sistemas de múltiples grados de libertad y es importante realizar investigaciones ya que los SMGL son más representativos de las estructuras reales. También se considera que la energía histerética normalizada esta más relacionada con el daño acumulado ya que toma en cuenta los ciclos a los cuales está sometida la estructura. Por ello, el presente trabajo tiene el objetivo de generar espectros de respuesta basados en conceptos de energía para edificios de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo.

Una vez obtenido el diseño de los marcos, se seleccionan los registros sísmicos a usar y se escalan los registros sísmicos a diferentes intensidades, se modelan y analizan mediante el programa RUAUMOKO2D, se extraen los resultados de interés de todos los análisis como lo son las distorsiones máximas de entrepiso, desplazamientos máximos de azotea y energía histerética E_N , posteriormente se realiza un análisis pushover para cada marco y se determinan la fuerza de fluencia f_y y el desplazamiento de fluencia δ_y , ya con todos los resultados se realizan las gráficas de análisis dinámico incremental de los desplazamientos máximos de azotea, distorsión máxima de entrepiso, E_N y ductilidad, a continuación, se relacionan todos los ADI para obtener las distorsiones máximas de entrepiso y E_N para ductilidades de 2, 3 y 4 y finalmente graficarlos para cada periodo correspondiente a cada edificio, con esto se obtendrán los espectros de respuesta representados solo por seis puntos (uno por cada edificio).

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Diseño estructural (secciones obtenidas para los elementos de cada edificio)

Se diseñaron edificios de 5, 7, 9, 12, 15 y 20 niveles de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo, para los cuales se utilizó el reglamento de la Ciudad de México y se obtuvieron las siguientes secciones de las columnas, traveses y contraventeos.

El marco de 5 niveles resultó con un periodo $T_n = 0.61s$; además, se generaron dos secciones de columnas, traveses y CRP para esta estructura, la primera sección llega hasta la planta del nivel 3 y la segunda hasta el nivel 5. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.1 y figura 4.1.

Tabla 4.1 Secciones para Edificio de 5 niveles

EDIFICIO DE 5 NIVELES $T_n=0.61s$				
Elemento	Niveles	Dimensión (cm)	Acero de refuerzo	Área de refuerzo (cm ²)
Columna 1	1-3	40 x 40	12 vars #8	60.84
Columna 2	4-5	35 x 35	12 vars # 7	46.55
Trabe 1	1-3	35 x 65	4 vars # 5	7.92
Trabe 2	4-5	25 x 60	2 vars # 8	10.14
CRP 1	1-3	25.4 x 0.48	-	40
CRP 2	4-5	20.3 x 0.48	-	32

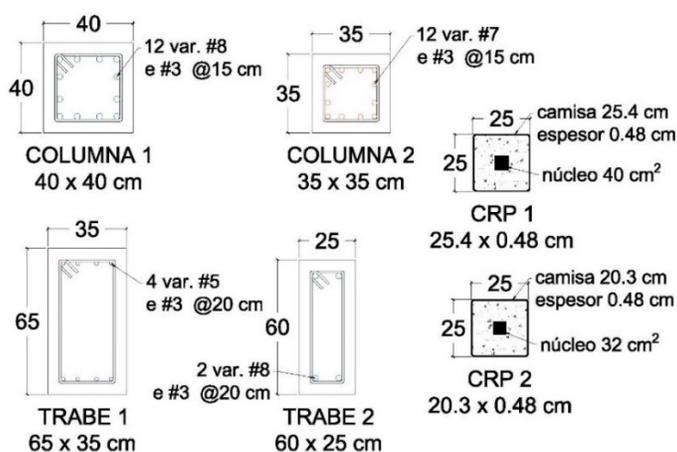


Figura 4.1 Secciones para el Edificio de 5 niveles

Para el marco de 7 niveles se obtuvo un periodo de $T_n = 0.72s$ y se generaron tres secciones de columnas, traveses y CRP, la primera sección llega hasta la planta del nivel 3, la segunda hasta el nivel 5 y la tercera hasta el nivel 7. Los resultados de las secciones transversales obtenidas se ilustran en la tabla 4.2 y figura 4.2.

Tabla 4.2 Secciones para Edificio de 7 niveles

EDIFICIO DE 7 NIVELES $T_n=0.72s$				
Elemento	Niveles	Dimensión (cm)	Acero de refuerzo	Área de refuerzo (cm ²)
Columna 1	1-3	60 x 60	16 vars #8	81.12
Columna 2	4-5	50 x 50	12 vars #6	34.20
Columna 3	6-7	40 x 40	20 vars #5	39.59
Trabe 1	1-3	35 x 65	4 vars #5	7.92
Trabe 2	4-5	30 x 65	4 vars #5	7.92
Trabe 3	6-7	25 x 60	2 vars #8	10.14
CRP 1	1-3	30.48 x 0.64	-	60
CRP 2	4-5	30.48 x 0.64	-	48
CRP 3	6-7	25.4 x 0.48	-	38

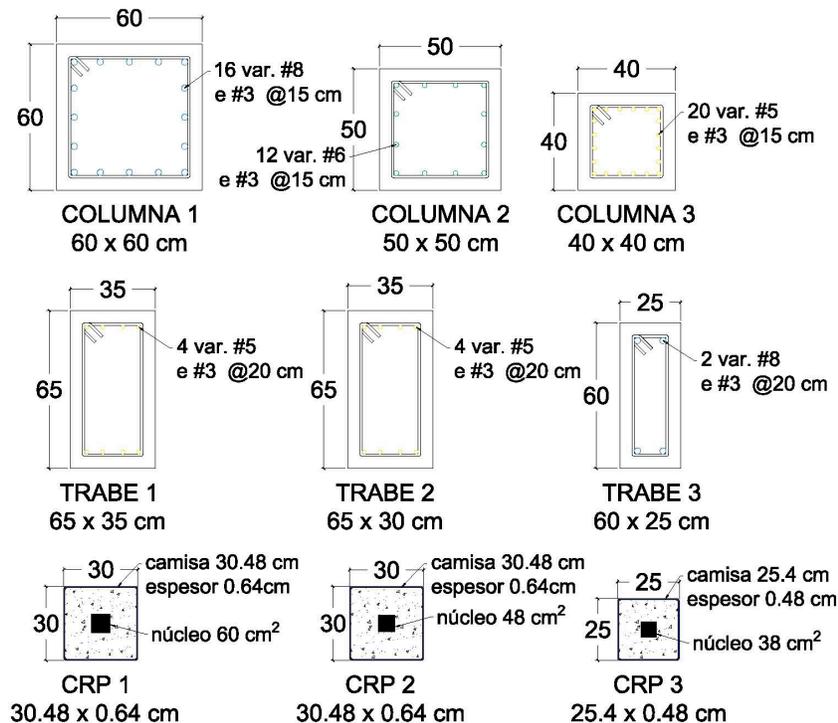


Figura 4.2 Secciones para el Edificio de 7 niveles

En el marco de 9 niveles se obtuvo un periodo de $T_n = 0.92s$ y se generaron tres secciones de columnas, traveses y CRP, los cambios de sección se presentan en los niveles 3 y 6, y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.3 y figura 4.3.

Tabla 4.3 Secciones para Edificio de 9 niveles

EDIFICIO DE 9 NIVELES $T_n=0.92s$				
Elemento	Niveles	Dimensión (cm)	Acero de refuerzo	Área de refuerzo (cm ²)
Columna 1	1-3	70 x 70	28 vars #8	141.96
Columna 2	4-6	60 x 60	24 vars # 6	68.40
Columna 3	7-9	50 x 50	24 vars # 4	30.48
Trabe 1	1-3	35 x 70	6 vars # 4	7.62
Trabe 2	4-6	30 x 65	4 vars # 5	7.92
Trabe 3	7-9	25 x 60	2 vars # 8	10.14
CRP 1	1-3	30.48 x 0.64	-	70
CRP 2	4-6	30.48 x 0.64	-	56
CRP 3	7-9	30.48 x 0.64	-	48

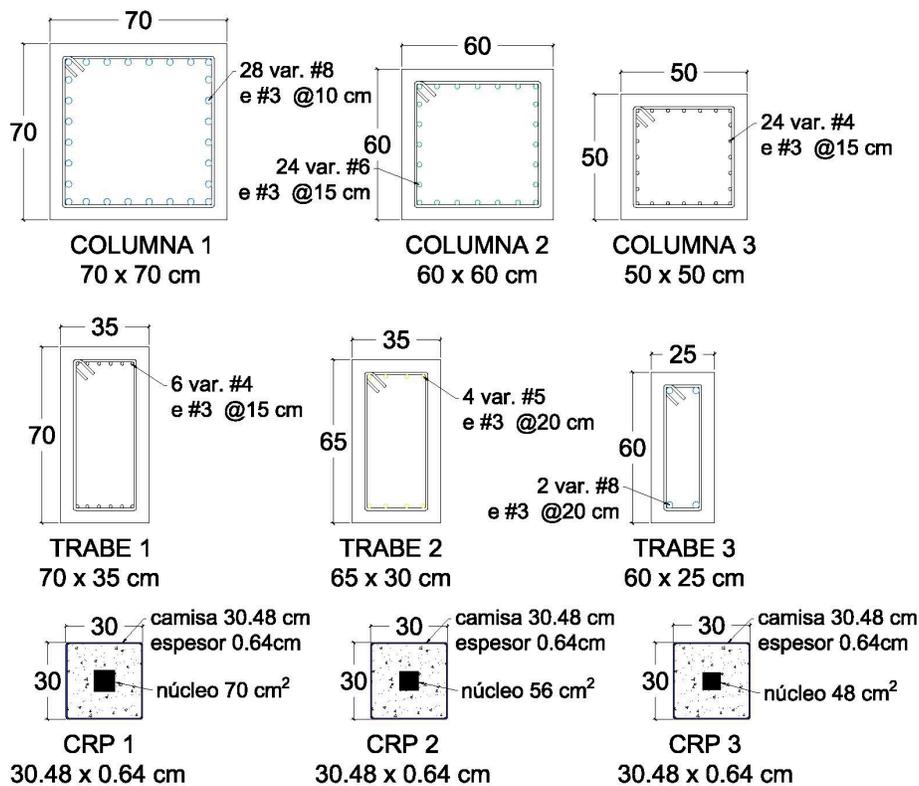


Figura 4.3 Secciones para el Edificio de 9 niveles

Para el edificio de 12 niveles se obtuvo un periodo de vibración $T_n = 1.12s$ y se generaron cuatro secciones de columnas, traveses y CRP. Los cambios de sección se presentan en los niveles 3, 6 y 9, las secciones obtenidas se muestran en la tabla 4.4 y figura 4.4.

Tabla 4.4 Secciones para Edificio de 12 niveles

EDIFICIO DE 12 NIVELES $T_n=1.12s$				
Elemento	Niveles	Dimensión (cm)	Acero de refuerzo	Área de refuerzo (cm²)
Columna 1	1-3	80 x 80	40 vars #8	202.80
Columna 2	4-6	75 x 75	20 vars # 8	101.40
Columna 3	7-9	70 x 70	20 vars # 6	57.01
Columna 4	10-12	65 x 65	16 vars # 6	45.60
Trabe 1	1-3	40 x 85	6 vars # 5	11.88
Trabe 2	4-6	40 x 80	7 vars # 5	13.86
Trabe 3	7-9	40 x 80	7 vars # 5	13.86
Trabe 4	10-12	35 x 70	7 vars # 4	8.89
CRP 1	1-3	30.48 x 0.64	-	100
CRP 2	4-6	30.48 x 0.64	-	88
CRP 3	7-9	30.48 x 0.64	-	80
CRP 4	10-12	30.48 x 0.64	-	72

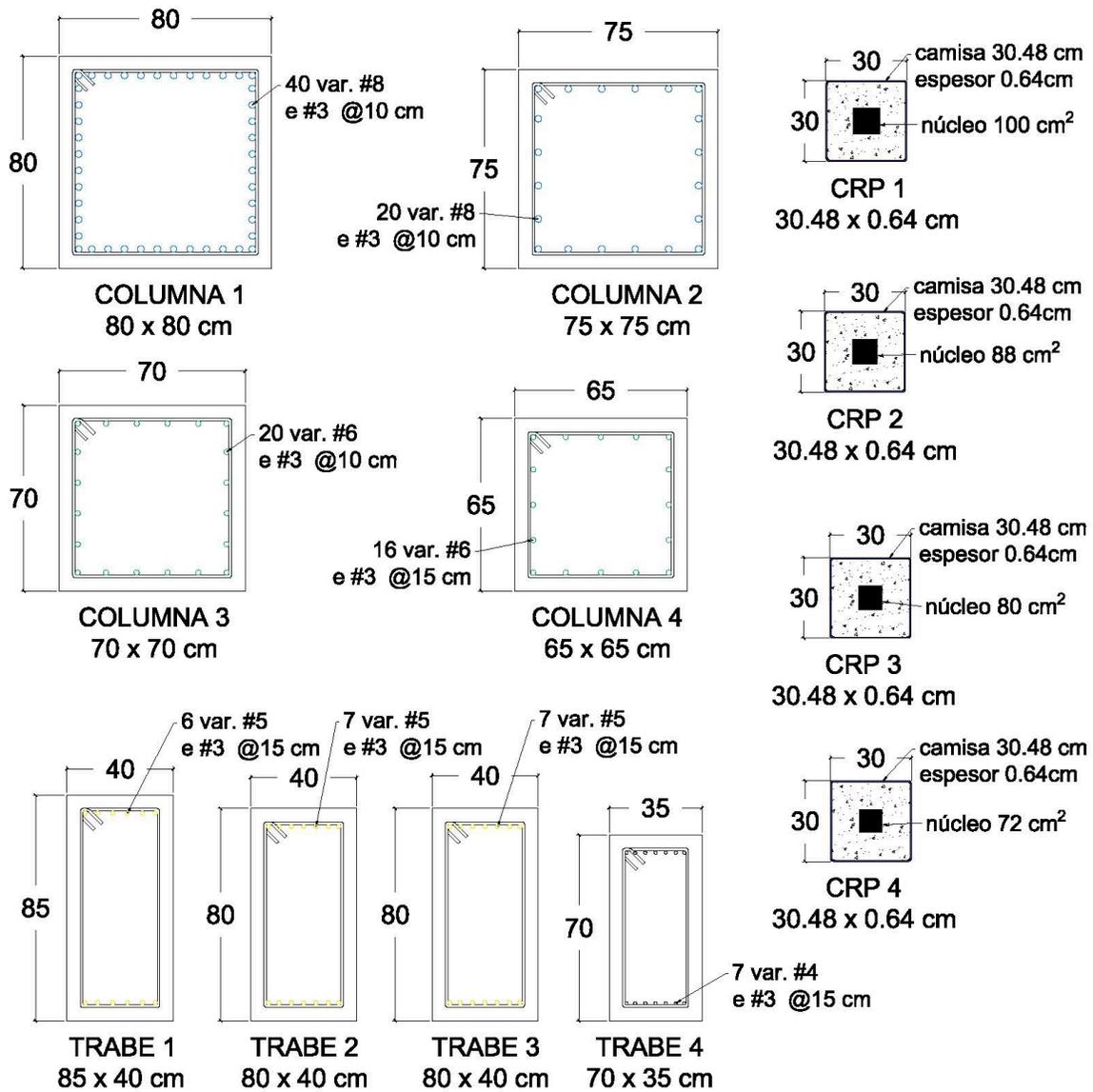


Figura 4.4 Secciones para el Edificio de 12 niveles

En el caso del edificio de 15 niveles se obtuvo un periodo de $T_n = 1.21s$ y se generaron cinco secciones de columnas, traveses y CRP. Los cambios de sección se presentan en los niveles 3, 6, 9 y 12. Los resultados de las secciones finales obtenidas se muestran en la tabla 4.5 y figura 4.5.

Tabla 4.5 Secciones para Edificio de 15 niveles

EDIFICIO DE 15 NIVELES $T_n=1.21s$				
Elemento	Niveles	Dimensión (cm)	Acero de refuerzo	Área de refuerzo (cm²)
Columna 1	1-3	100 x 100	44 vars #9	282.17
Columna 2	4-6	95 x 95	32 vars # 8	162.24
Columna 3	7-9	95 x 95	32 vars # 6	91.20
Columna 4	10-12	90 x90	32 vars # 6	91.20
Columna 5	13-15	80 x 80	24 vars # 6	68.40
Trabe 1	1-3	50 x 100	4 vars # 8	20.28
Trabe 2	4-6	45 x 100	6 vars # 7	23.28
Trabe 3	7-9	45 x 100	6 vars # 7	23.28
Trabe 4	10-12	45 x 95	5 vars # 7	19.40
Trabe 5	13-15	40 x 90	7 vars # 5	13.86
CRP 1	1-3	35.6 x 0.79	-	120
CRP 2	4-6	35.6 x 0.79	-	110
CRP 3	7-9	30.48 x 0.64	-	100
CRP 4	10-12	30.48 x 0.64	-	92
CRP 5	13-15	30.48 x 0.64	-	84

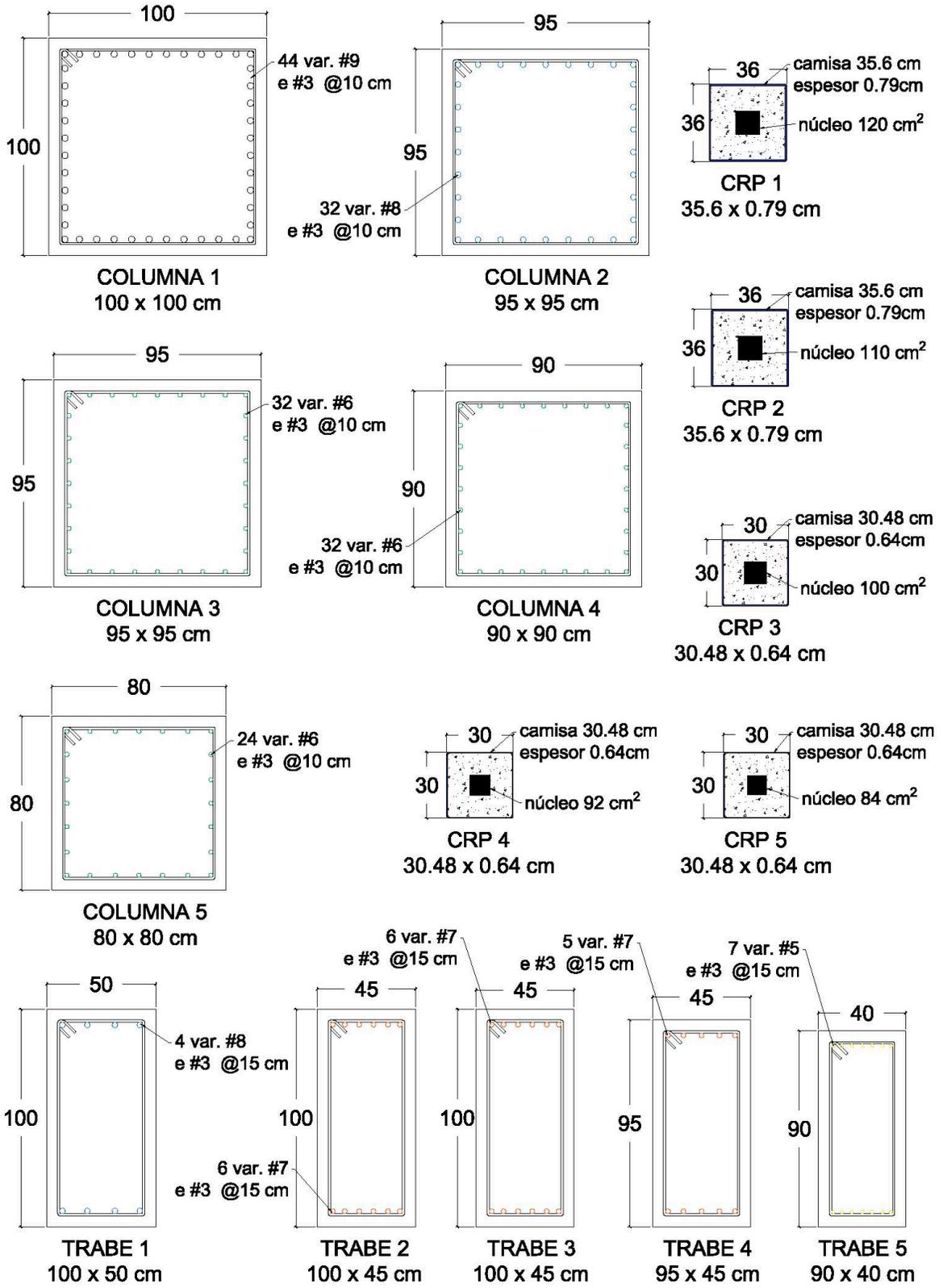


Figura 4.5 Secciones para el Edificio de 15 niveles

Por último, para el edificio de 20 niveles se obtuvo un periodo de $T_n = 1.57s$ y se generaron cinco secciones de columnas, traveses y CRP. Los cambios de sección se presentan en los niveles 4, 8, 12 y 16 y se muestran en la tabla 4.6 y figura 4.6.

Tabla 4.6 Secciones para Edificio de 20 niveles

EDIFICIO DE 20 NIVELES $T_n=1.57s$				
Elemento	Niveles	Dimensión (cm)	Acero de refuerzo	Área de refuerzo (cm²)
Columna 1	1-4	115 x 115	40 vars # 10	327.60
Columna 2	5-8	110 x 110	36 vars # 8	182.42
Columna 3	9-12	105 x 105	40 vars # 6	114.01
Columna 4	13-16	100 x 100	36 vars # 6	102.61
Columna 5	17-20	90 x 90	32 vars # 6	91.20
Trabe 1	1-4	50 x 110	5 vars # 8	25.35
Trabe 2	5-8	50 x 110	5 vars # 8	25.35
Trabe 3	9-12	50 x 105	5 vars # 8	25.35
Trabe 4	13-16	50 x 100	5 vars # 8	25.35
Trabe 5	17-20	50 x 90	5 vars # 6	14.25
CRP 1	1-4	35.6 x 0.79	-	140
CRP 2	5-8	35.6 x 0.79	-	128
CRP 3	9-12	35.6 x 0.79	-	116
CRP 4	13-16	30.48 x 0.64	-	104
CRP 5	17-20	30.48 x 0.64	-	92

La siguiente tabla resume los periodos de vibración para cada uno de los 6 edificios.

Tabla 4.7 Periodos de vibración de los 6 edificios

Niveles	$T_n(s)$
5	0.61
7	0.72
9	0.92
12	1.12
15	1.21
20	1.57

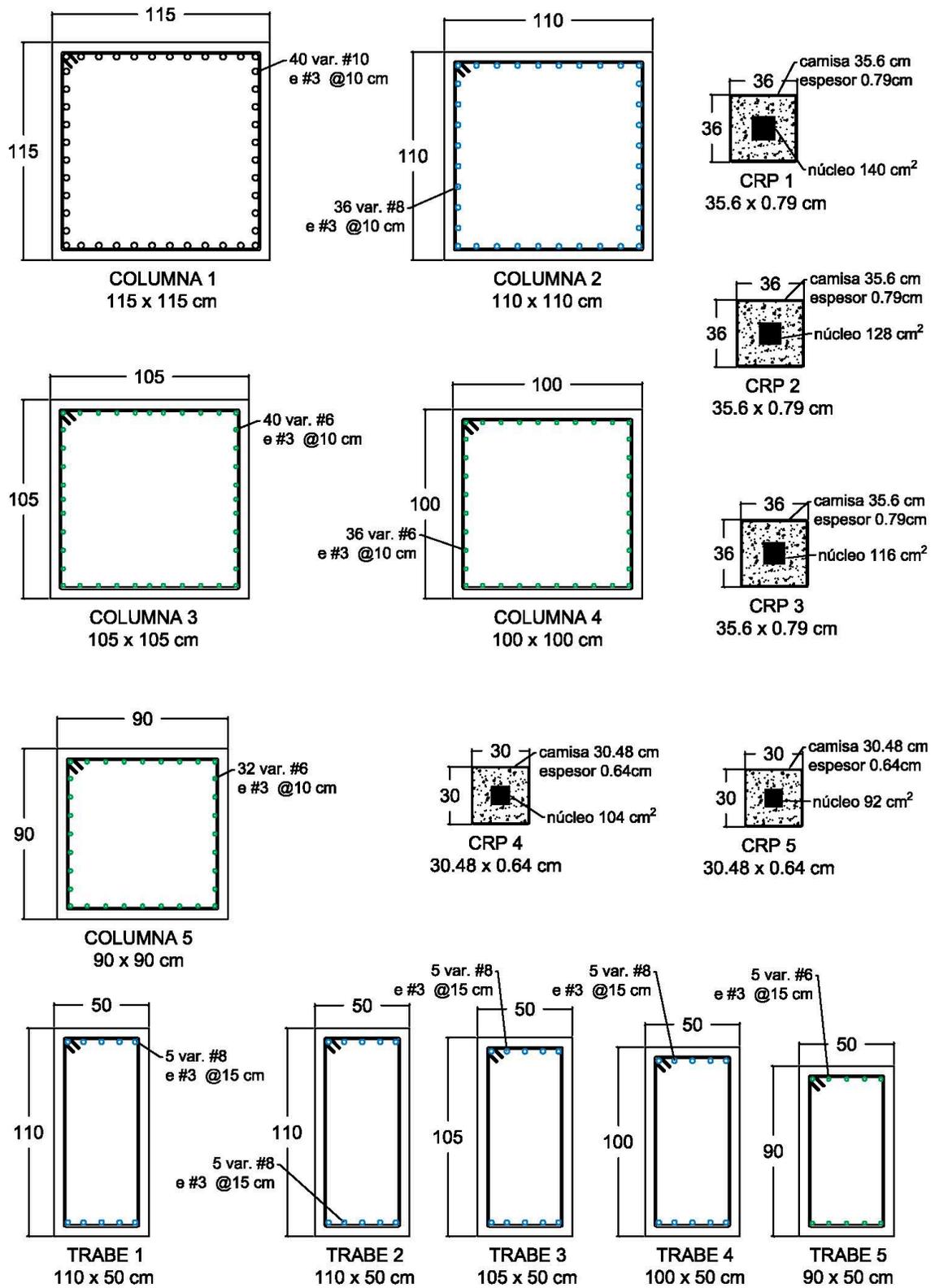


Figura 4.6 Secciones para el Edificio de 20 niveles

4.2 Escalamiento de registros para cada edificio

Se llevó a cabo el escalamiento de los 30 registros sísmicos utilizados en este trabajo, iniciando en 100 gal (cm/s^2) hasta llegar a los 2000 gal con intervalos de 100 gal y para un valor determinado de periodo fundamental de vibrar T_n correspondiente a cada edificio. El escalamiento se realizó para contar con más registros sísmicos con diferentes intensidades.

El procedimiento para hacer los escalamientos es principalmente obtener los espectros de respuesta lineales de S1GL de pseudoaceleración para la componente norte-sur, posteriormente con el periodo de vibración de cada edificio se revisa el espectro para encontrar el valor de S_a correspondiente, dicho valor se divide entre el nivel de escalamiento deseado y como resultado se obtiene el factor de escalamiento. Finalmente, es necesario multiplicar el registro original por el factor de escalamiento y de esta manera se obtiene un registro escalado para una intensidad deseada.

A continuación, se muestran algunas figuras de los espectros obtenidos de cada registro escalado para los 6 edificios.

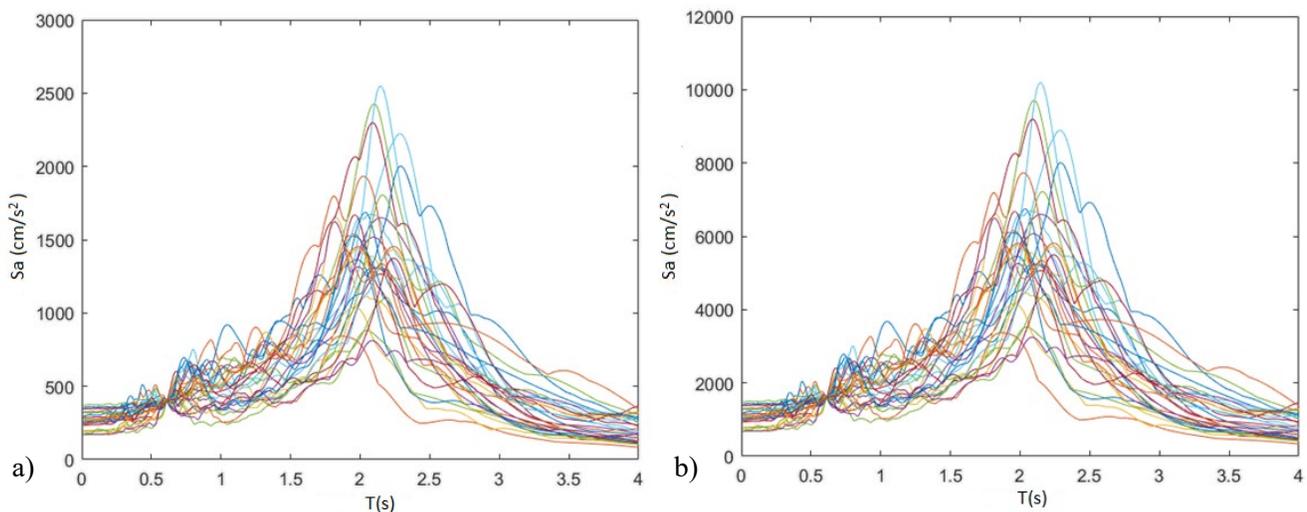


Figura 4.7 Escalamientos para el edificio de 5 niveles con $T_n=0.61s$ para las intensidades sísmicas: a) 400 gal b) 1500 gal

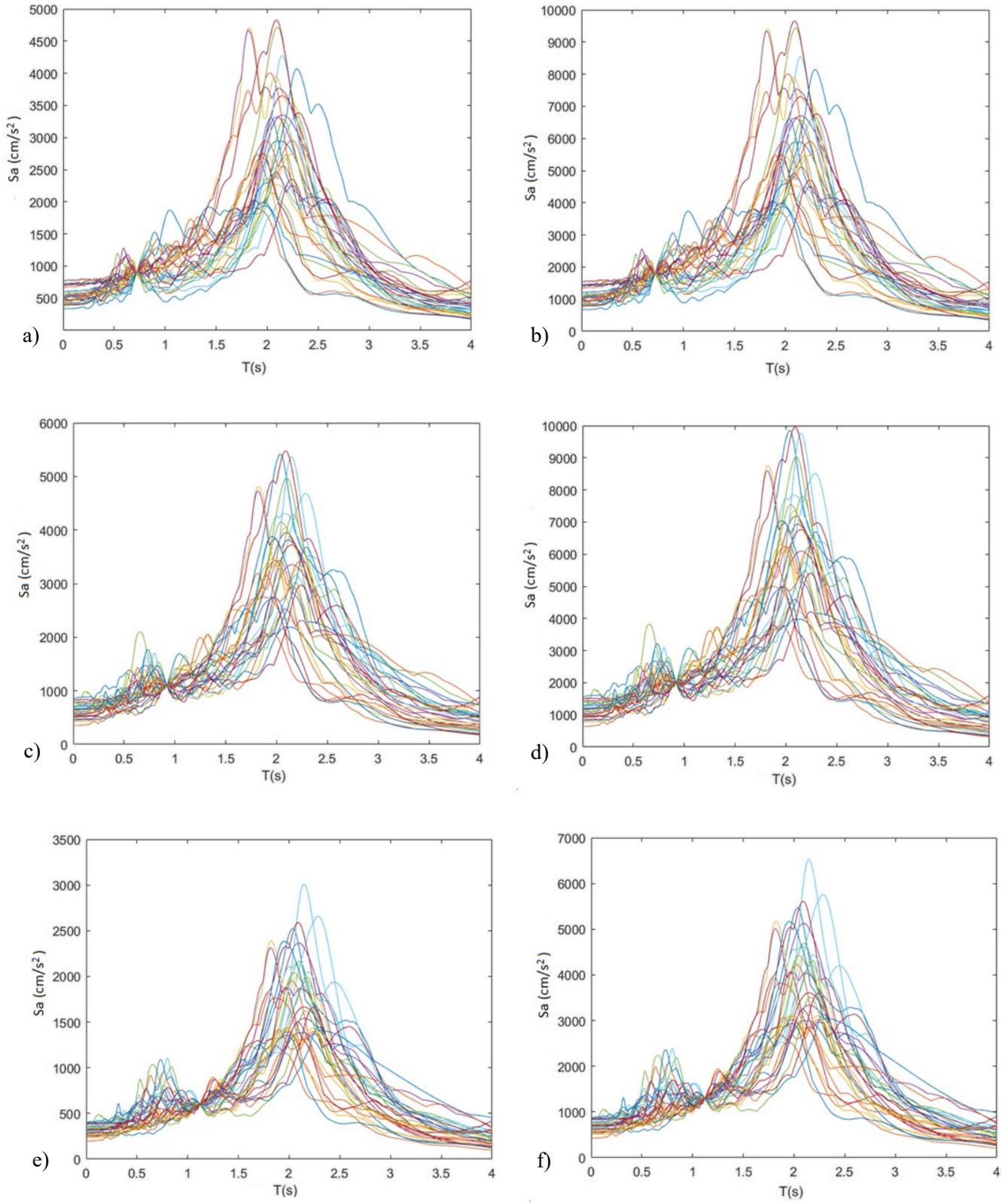


Figura 4.8 Escalamientos para el edificio de 7 niveles con $T_n=0.72s$ e intensidades sísmicas: a) 900 gal b) 1800 gal, para el edificio de 9 niveles con $T_n=0.92s$ e intensidades: c) 1000 gal d) 2000 gal y para el edificio de 12 niveles con $T_n=1.12s$ e intensidades de: e) 600 gal f) 1300 gal

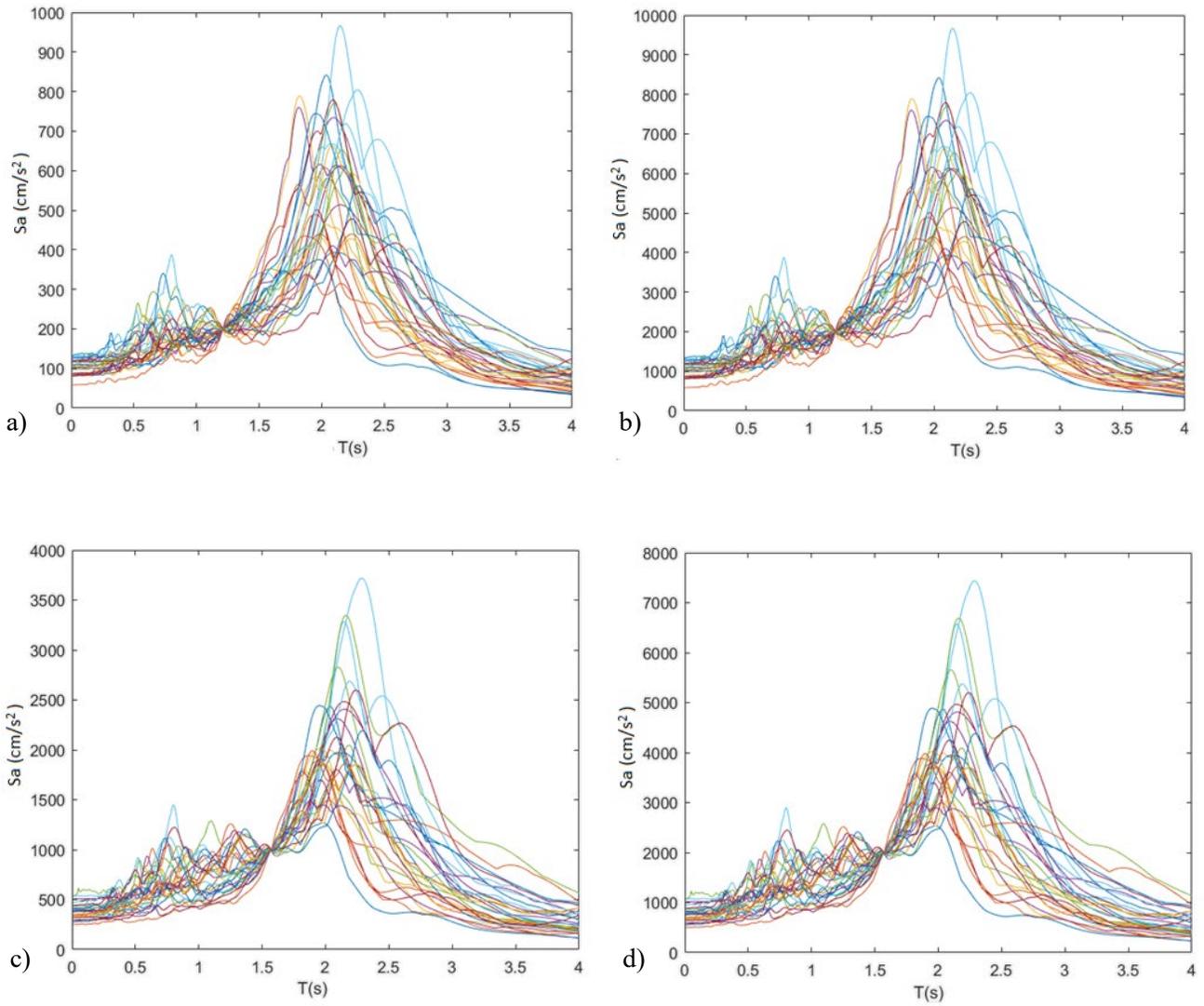


Figura 4.9 Escalamientos para el edificio de 15 niveles con $T_n=1.21s$ e intensidades sísmicas de: a) 200 gal b) 2000 gal y para el edificio de 20 niveles con $T_n=1.57s$ c) 1000 gal d) 2000 gal

4.3 Análisis Pushover

Se realizó un análisis PUSHOVER mediante el programa RUAUMOKO2D para obtener la curva de capacidad del marco con los desplazamientos máximos de azotea y el cortante basal (V).

Se sometieron los edificios a cargas laterales que fueron incrementando constantemente hasta llegar al colapso, las gráficas obtenidas se recortaron aproximadamente hasta llegar a ductilidad de 4 y se dibujó la curva idealizada lo más cercano al pushover real.

En la figura 4.10 se muestra la curva de capacidad del marco de 5 niveles, la curva continua representa el análisis pushover, la curva idealizada se obtiene aproximando una línea recta en la zona elástica y otra línea en la parte inelástica, estas líneas son discontinuas y en el punto donde se unen las dos rectas se encuentra el esfuerzo de fluencia $f_y = 195 \text{ Ton/m}^2$ y el desplazamiento de fluencia $\delta_y = 0.03 \text{ m}$. Los valores obtenidos son de gran utilidad ya que son necesarios para encontrar la ductilidad y resultados basados en energía histerética que se normaliza respecto a dichos valores.



Figura 4.10 Curva de capacidad del marco de 5 niveles

La figura 4.11 muestra la curva de capacidad del marco de 7 niveles, así como los valores de esfuerzo de fluencia $f_y = 310 \text{ Ton/m}^2$ y el desplazamiento de fluencia $\delta y = 0.05 \text{ m}$.

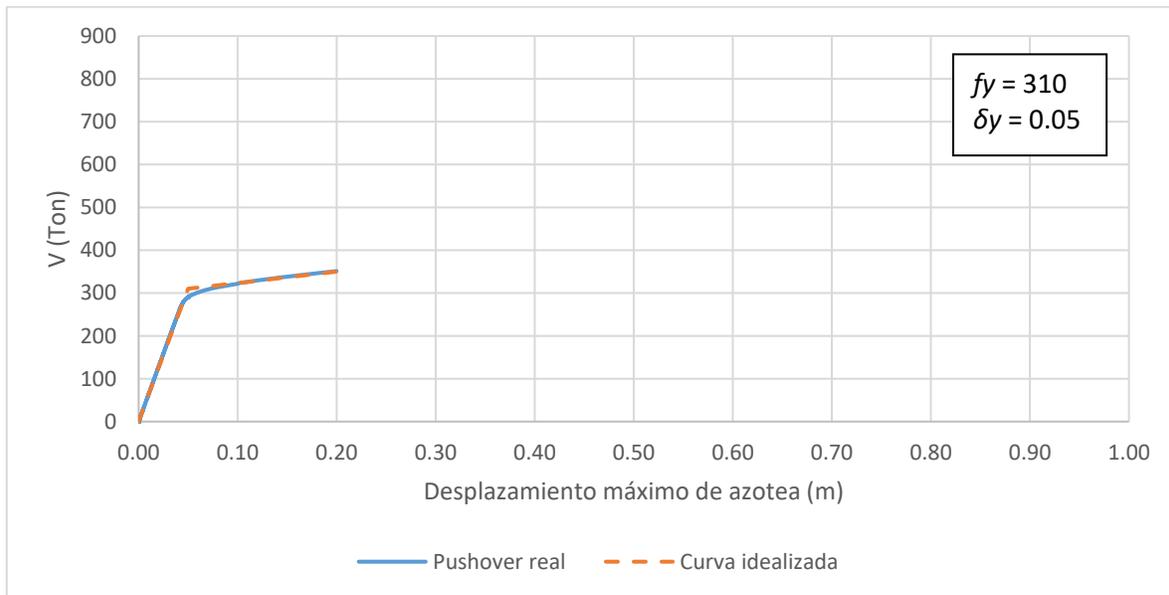


Figura 4.11 Curva de capacidad del marco de 7 niveles

De la curva de capacidad del marco de 9 niveles, en la figura 4.12 se obtienen los valores de esfuerzo de fluencia $f_y = 395 \text{ Ton/m}^2$ y el desplazamiento de fluencia $\delta y = 0.08 \text{ m}$.

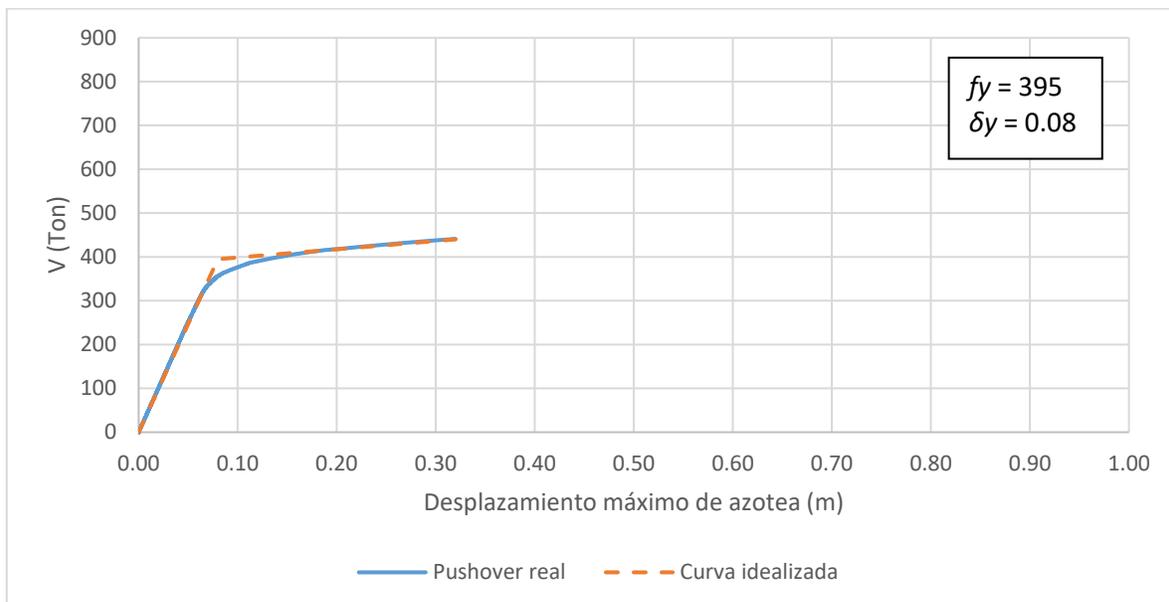


Figura 4.12 Curva de capacidad del marco de 9 niveles

De la curva de capacidad del marco de 12 niveles, en la figura 4.13 se obtienen los valores de esfuerzo de fluencia $f_y = 490 \text{ Ton/m}^2$ y el desplazamiento de fluencia $\delta y = 0.10$

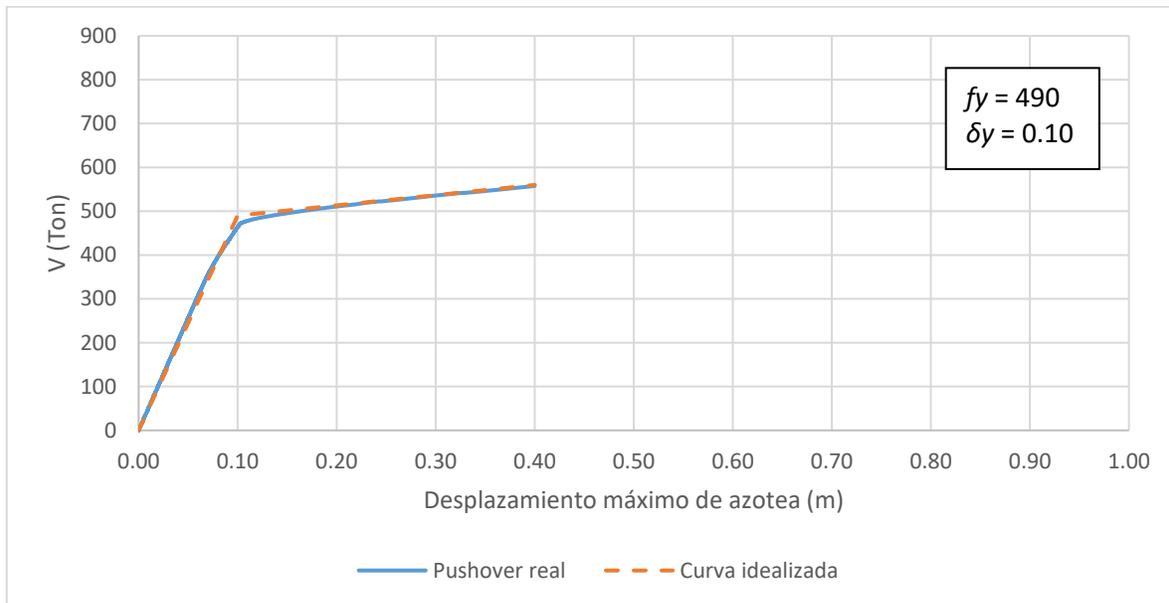


Figura 4.13 Curva de capacidad del marco de 12 niveles

De la figura 4.14 se obtienen los valores de esfuerzo de fluencia $f_y = 690 \text{ Ton/m}^2$ y el desplazamiento de fluencia $\delta y = 0.11 \text{ m}$ para el edificio de 15 niveles.

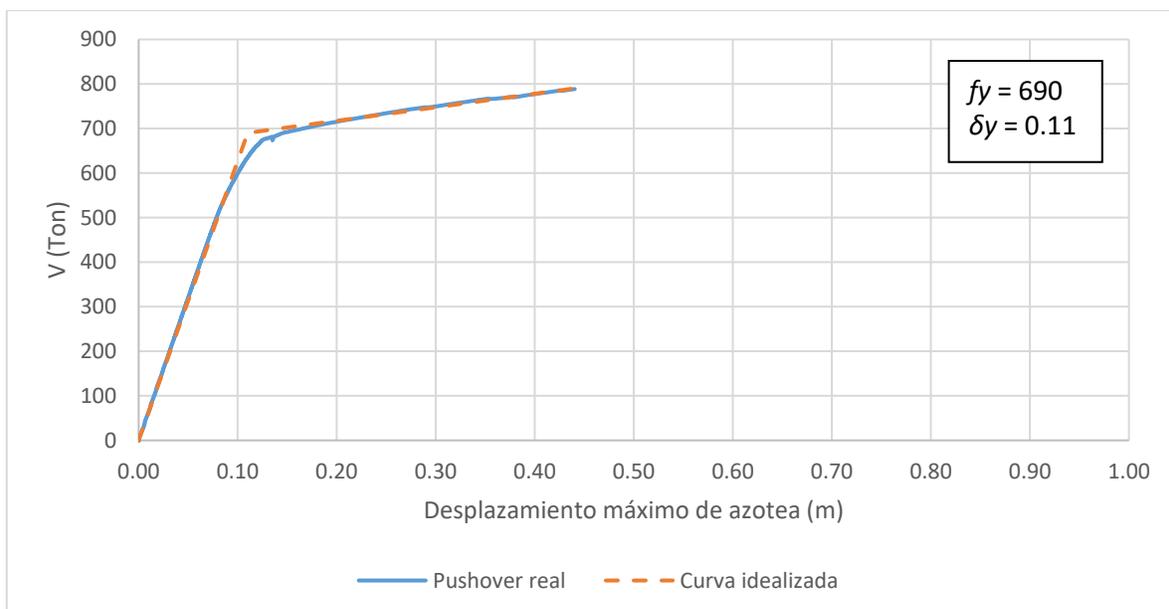


Figura 4.14 Curva de capacidad del marco de 15 niveles

En la figura 4.15 se muestran los resultados de esfuerzo de fluencia $f_y = 720 \text{ Ton/m}^2$ y el desplazamiento de fluencia $\delta_y = 0.13 \text{ m}$ para el edificio de 20 niveles.

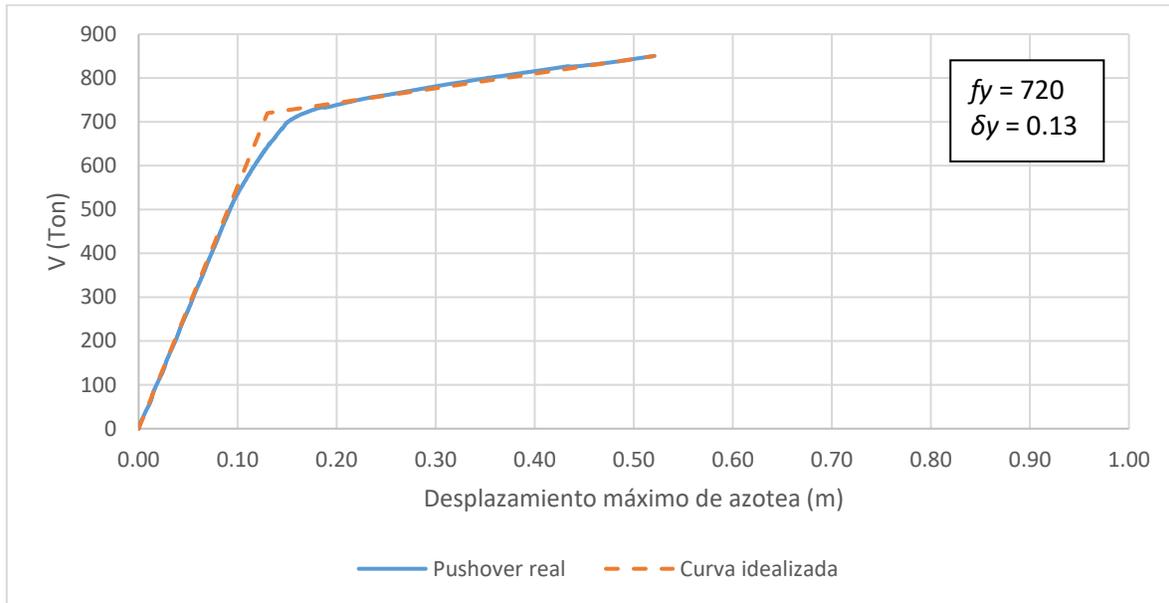


Figura 4.15 Curva de capacidad del marco de 20 niveles

4.4 Análisis dinámico incremental

El análisis se realizó con el programa RUAUMOKO2D donde fue necesario hacer un análisis sísmico para cada edificio, considerando cada registro sísmico escalado a los niveles de intensidad deseados. Después del análisis se procedió a revisar los resultados y extraer los datos de interés como lo son la distorsión máxima de entrepiso, el desplazamiento máximo de azotea y la energía histerética total.

Se realizaron los análisis dinámico incremental para cada edificio el cual consta de 30 valores correspondientes a cada registro multiplicados por los 20 niveles de escalamiento, teniendo como resultados 600 puntos en cada gráfica de ADI. Se obtiene la mediana donde todos los puntos serán concentrados en uno solo por cada nivel de escalamiento y se generará una gráfica con la mediana la cuál se usará como la curva que los representen. Se obtendrán ADI's de desplazamiento máximo de azotea, distorsión máxima de entrepiso, ductilidad y energía histerética normalizada.

4.4.1 Análisis dinámico incremental en términos de ductilidad

La ductilidad es la capacidad de deformarse que tiene una estructura sobrepasando el rango de comportamiento elástico, y sin perder la resistencia. Para este estudio la ductilidad del sistema incluye la propia del edificio más la que le proporciona el contraventeo restringido al pandeo.

Se registraron todos los desplazamientos máximos de azotea obtenidos como resultados del análisis. La figura 4.16 muestra un análisis dinámico incremental en términos de desplazamiento máximo de azotea.

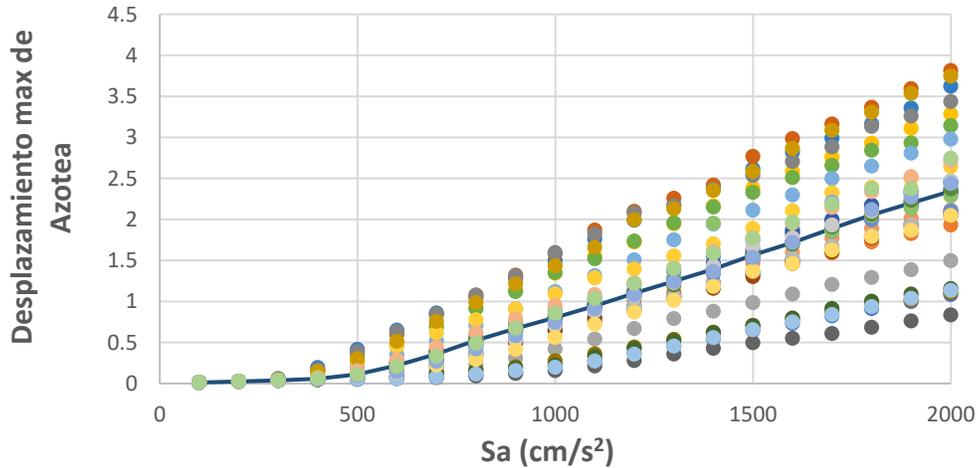


Figura 4.16 Análisis dinámico incremental de desplazamiento máximo de azotea para el edificio de 5 niveles

Para obtener la gráfica de ductilidad, los desplazamientos máximos de azotea se dividieron entre el desplazamiento de fluencia obtenido en la curva de capacidad de carga, ver ecuación 13.

$$DUCTILIDAD = \frac{\text{Desplazamiento máximo de azotea}}{\delta y} \dots\dots\dots(13)$$

La figura 4.17 muestra la gráfica ADI de ductilidad para el edificio de 5 niveles, cada intensidad de pseudoaceleración, consta de 30 puntos que corresponden a cada registro. Nótese que una de las características de este tipo de gráficas es que, a menor intensidad de Sa, los valores son muy parecidos y prácticamente se ve un punto en la gráfica, a medida que la intensidad sísmica definida en términos de Sa se va incrementando, también los puntos se van separando y hay más dispersión de los resultados, lo cual genera mayor incertidumbre en la predicción de la respuesta estructural. La curva con línea continua representa el valor de la mediana de todos análisis sísmicos. Se observa que a medida que aumenta el nivel de intensidad sísmica, también crece la demanda de ductilidad. Nótese que las ductilidades que se requieren para este estudio son de 2, 3 y 4, y para el caso del edificio de 5 niveles se encuentran entre intensidades Sa de 400 y 600 cm/s² como se observa en la figura 4.17.

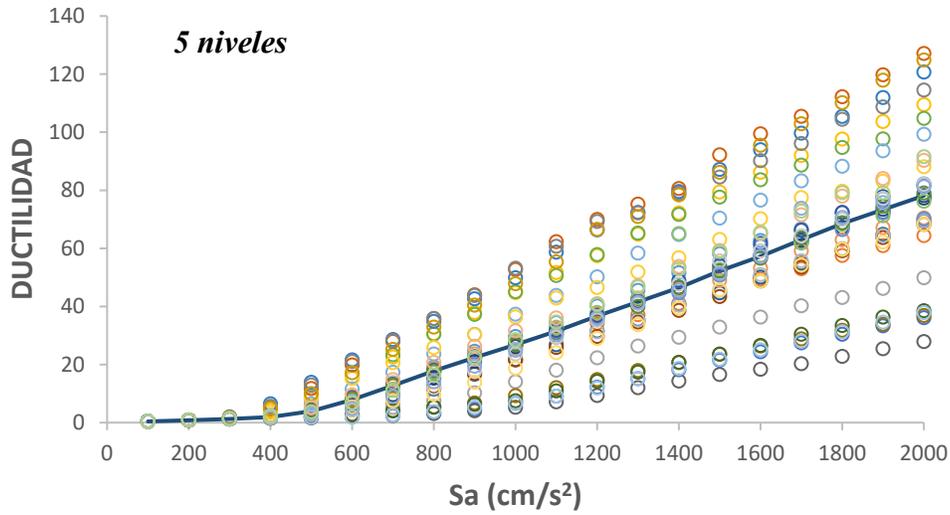


Figura 4.17 Análisis dinámico incremental de ductilidad del edificio de 5 niveles

La gráfica ADI para el edificio de 7 niveles se muestra en la figura 4.18. Los valores comienzan a verse dispersos a partir de una $S_a = 500 \text{ cm/s}^2$. A mayor intensidad de S_a , mayor incertidumbre en los resultados.

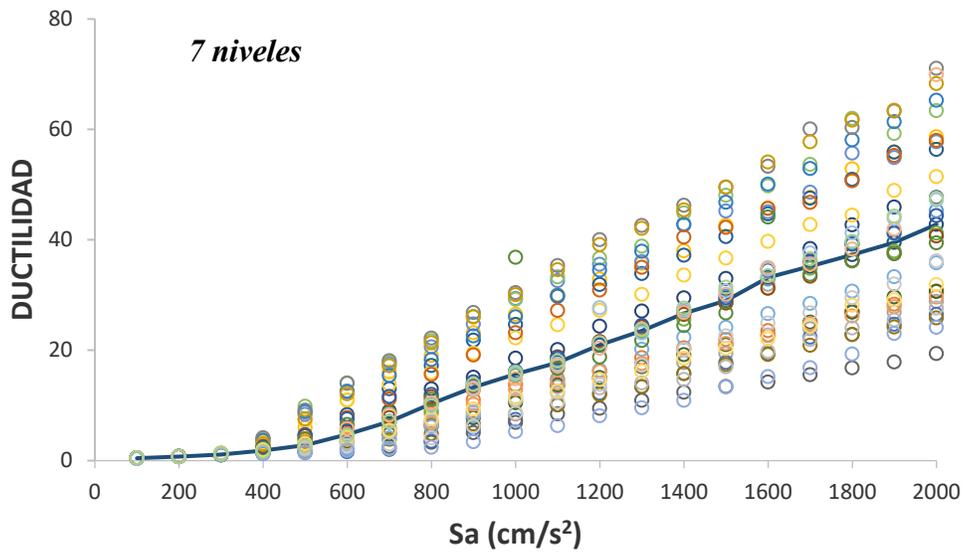


Figura 4.18 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 7 niveles

Las gráficas ADI para los edificios de 9 y 12 niveles se muestran en las figuras 4.19 y 4.20 respectivamente. Para el caso del edificio de 9 niveles los valores comienzan a verse dispersos a partir de una $S_a = 400 \text{ cm/s}^2$ y para el edificio de 12 niveles empiezan a tener una dispersión los datos a partir de una $S_a = 300 \text{ cm/s}^2$.

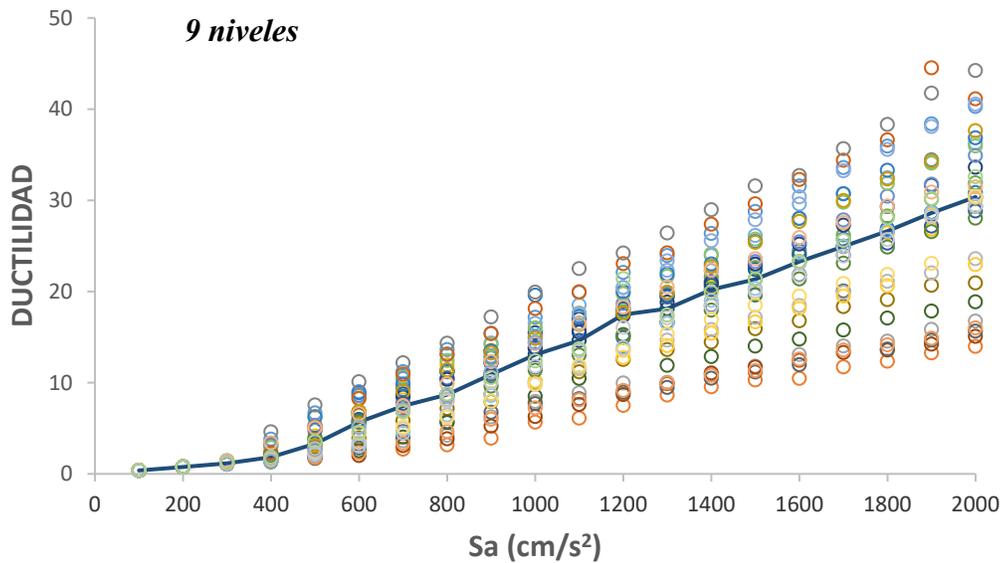


Figura 4.19 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 9 niveles

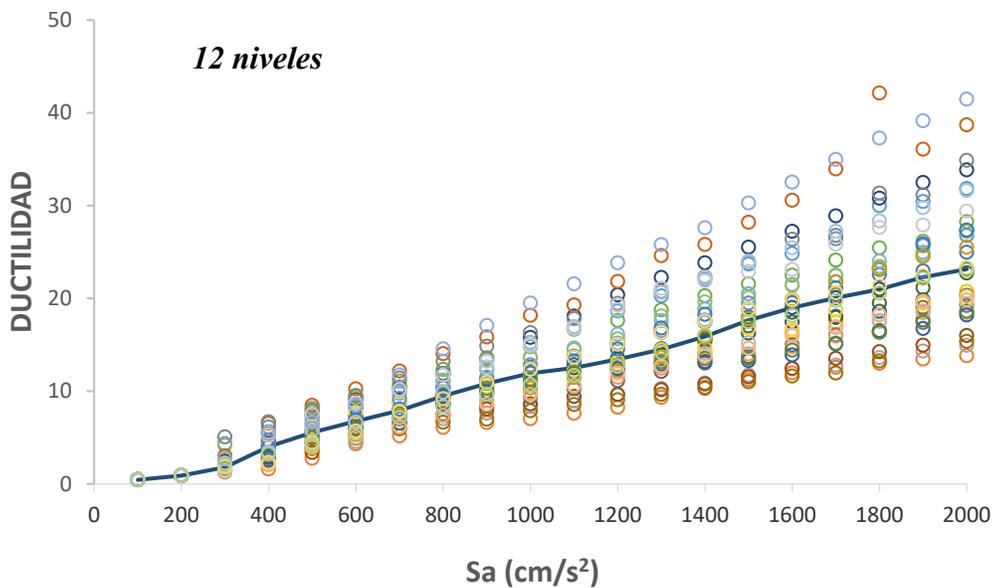


Figura 4.20 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 12 niveles

Las gráficas ADI para los edificios de 15 y 20 niveles se muestran en las figuras 4.21 y 4.22 respectivamente. Las variaciones de los valores se empiezan a ver dispersas a partir de una $S_a=300 \text{ cm/s}^2$ para el edificio de 15 niveles y de $S_a=200 \text{ cm/s}^2$ para el edificio de 20 niveles.

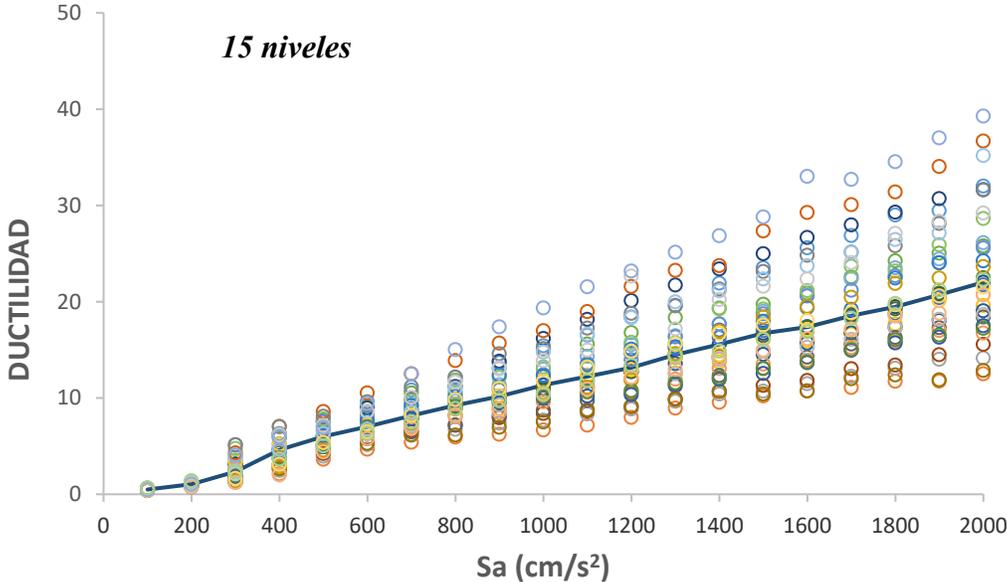


Figura 4.21 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio de 15 niveles

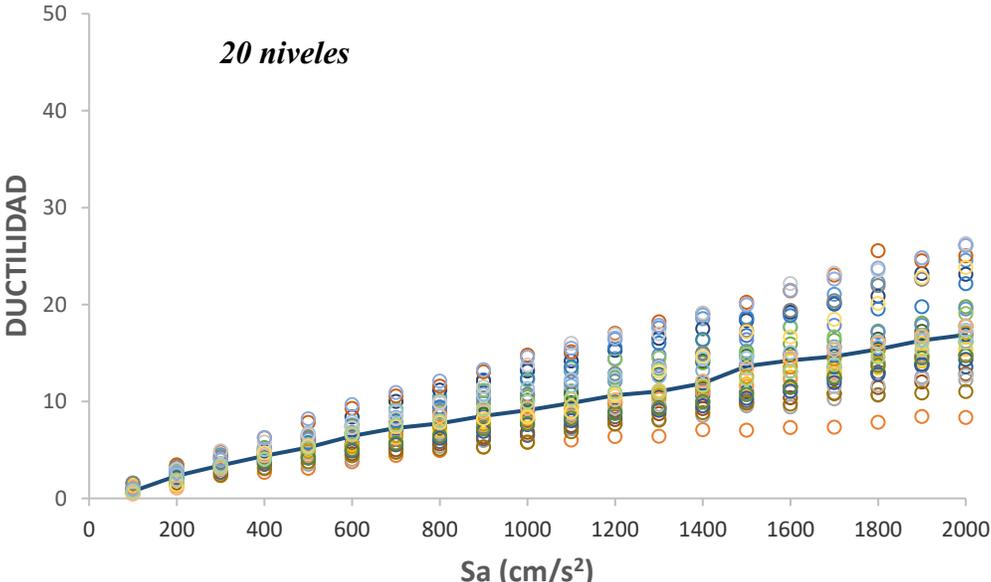


Figura 4.22 Análisis dinámico incremental de ductilidad para el edificio 20 niveles

A continuación, se muestran las gráficas de las medianas de todos los edificios, y son las que se usan para determinar a qué nivel de intensidad de S_a se encuentran las ductilidades de 2, 3 y 4 que utilizamos para el presente estudio con el objetivo de definir los espectros de energía histerética normalizada de los edificios.

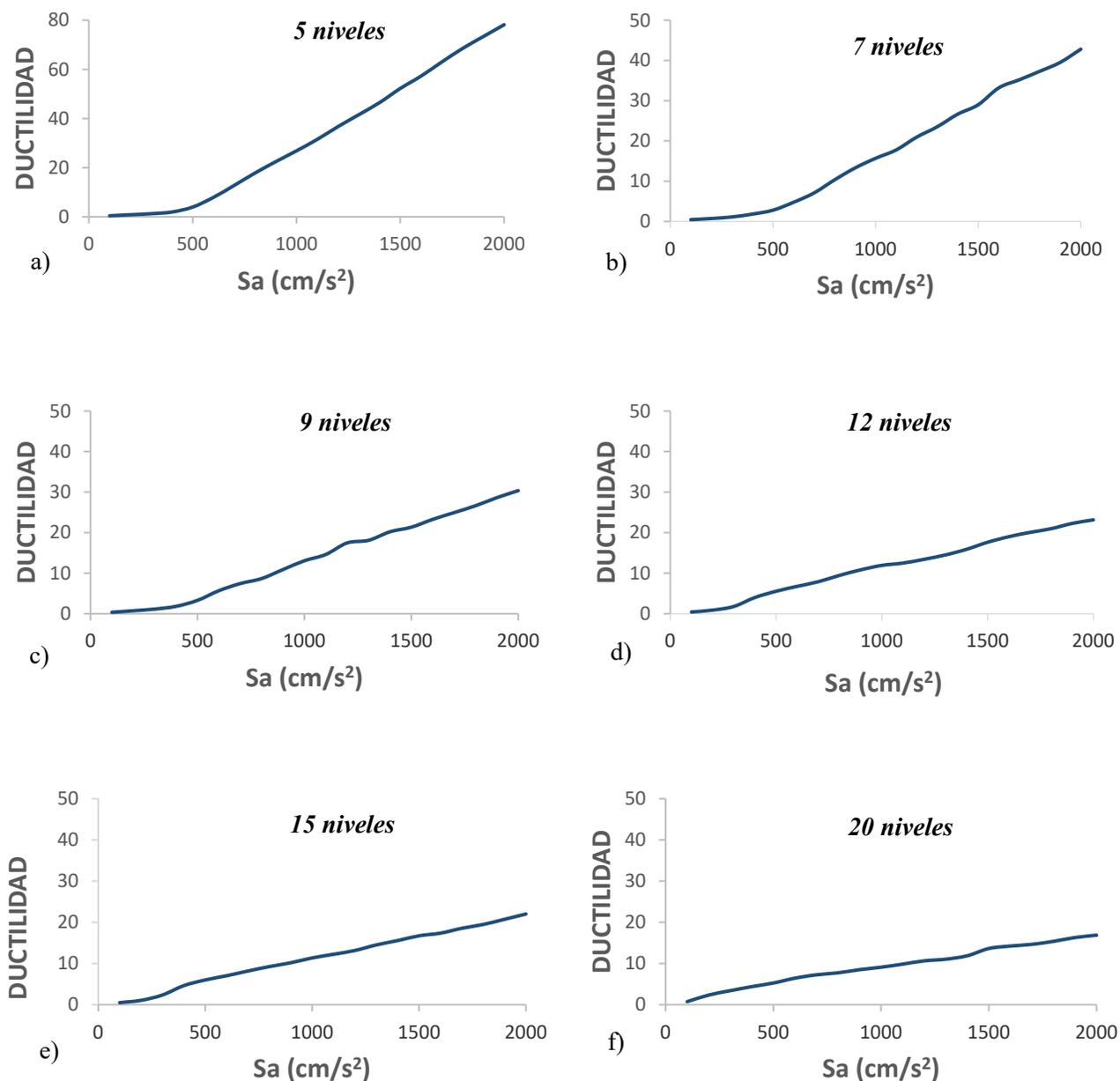


Figura 4.23 Mediana de ductilidad para los seis edificios en estudio: a) 5 niveles, b) 7 niveles, c) 9 niveles, d) 12 niveles, e) 15 niveles y f) 20 niveles

La figura 4.24 compara las ductilidades de todos los edificios concentrada en una sola figura. Se observa que el edificio de 5 niveles inicialmente tiene ductilidades más bajas y a medida que aumenta S_a llega a obtener las ductilidades más altas. A medida que aumenta el número de niveles de los marcos, va cambiando este criterio hasta llegar al edificio de 20 niveles con ductilidades mayores a pocos niveles de intensidad de S_a y para los escalamientos más altos, las ductilidades son las menores. Los reglamentos de construcción recomiendan ductilidades de 1 a 4, por lo que en este trabajo se revisan las ductilidades de 2, 3 y 4. Las figuras muestran que para las ductilidades de 2 hasta 4 las curvas están cercanas y se encuentran entre los niveles de escalamiento de 100 a 600 cm/s^2 .

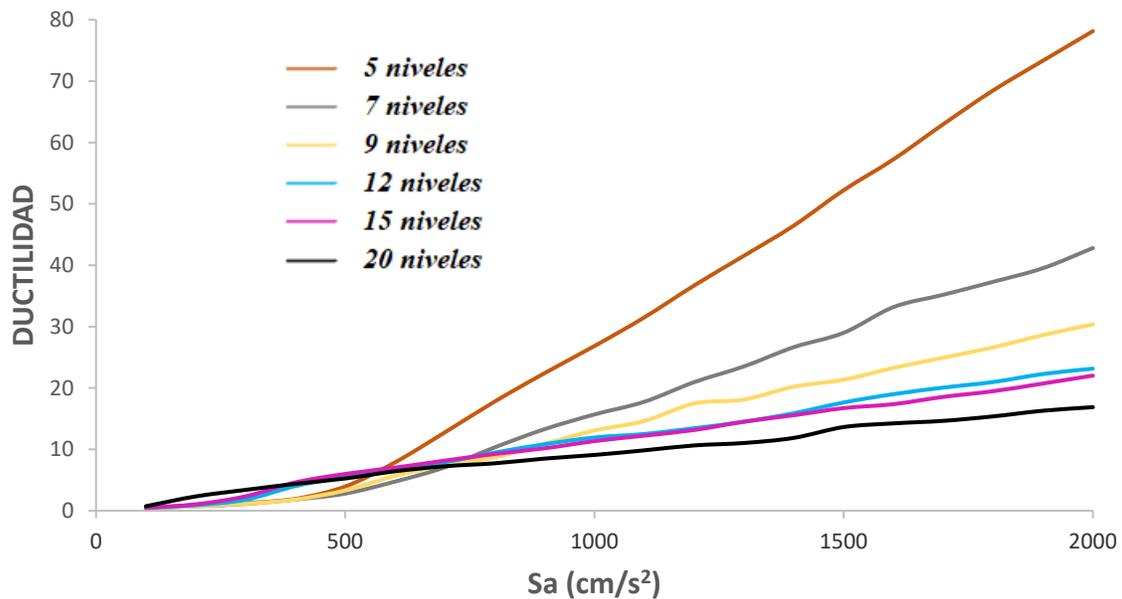


Figura 4.24 Mediana de ductilidad que combina los seis edificios

4.4.2 Análisis dinámico incremental en términos de distorsión máxima de entrepiso

La distorsión máxima de entrepiso es un valor muy importante por revisar cuando se está diseñando una estructura, ya que en los códigos de diseño establecen valores máximos que se deben cuidar que no sobrepasen, dichos valores varían dependiendo las características del edificio. La distorsión máxima de entrepiso se multiplica por la altura del nodo que se desea revisar y de esta manera se obtiene el desplazamiento permitido. Para este trabajo se diseñaron los marcos para una distorsión máxima de entrepiso de 0.02.

La gráfica de la figura 4.25 corresponde al análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 5 niveles, la línea continua representa el valor de la mediana. Los valores empiezan a tener variaciones importantes a partir del escalamiento $S_a = 500 \text{ cm/s}^2$.

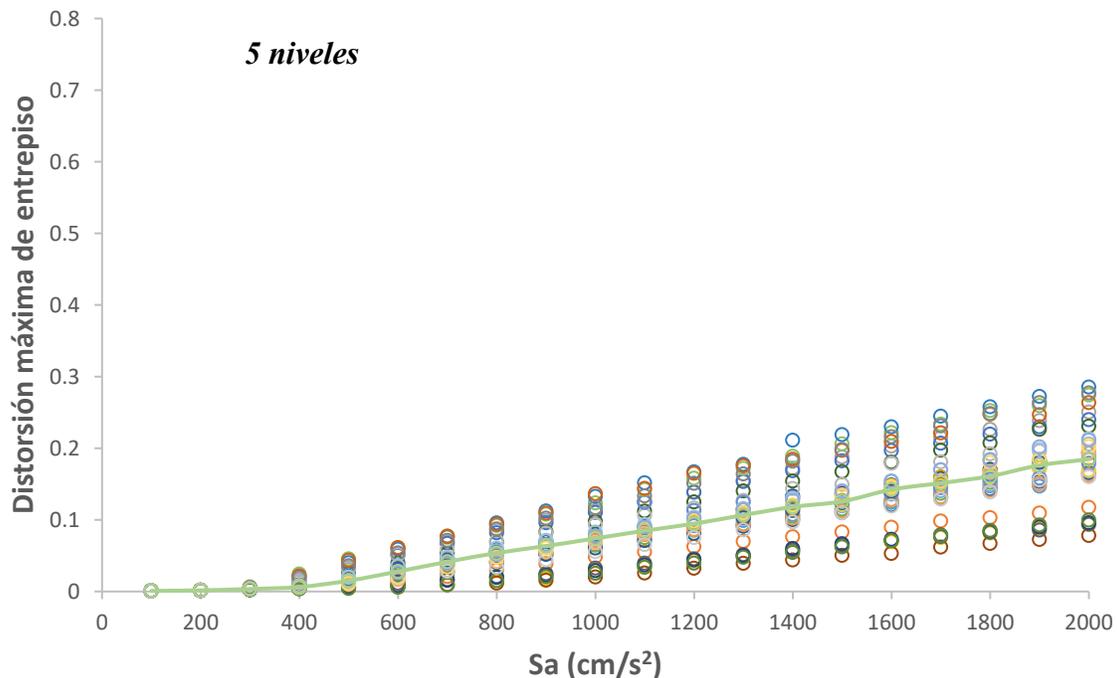


Figura 4.25 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 5 niveles con $T_n=0.61$

En las figuras 4.26, 4.27, 4.28, 4.29 y 4.30 se muestran los ADI de distorsión máxima de entrepiso para los edificios de 7 y 9 niveles respectivamente.

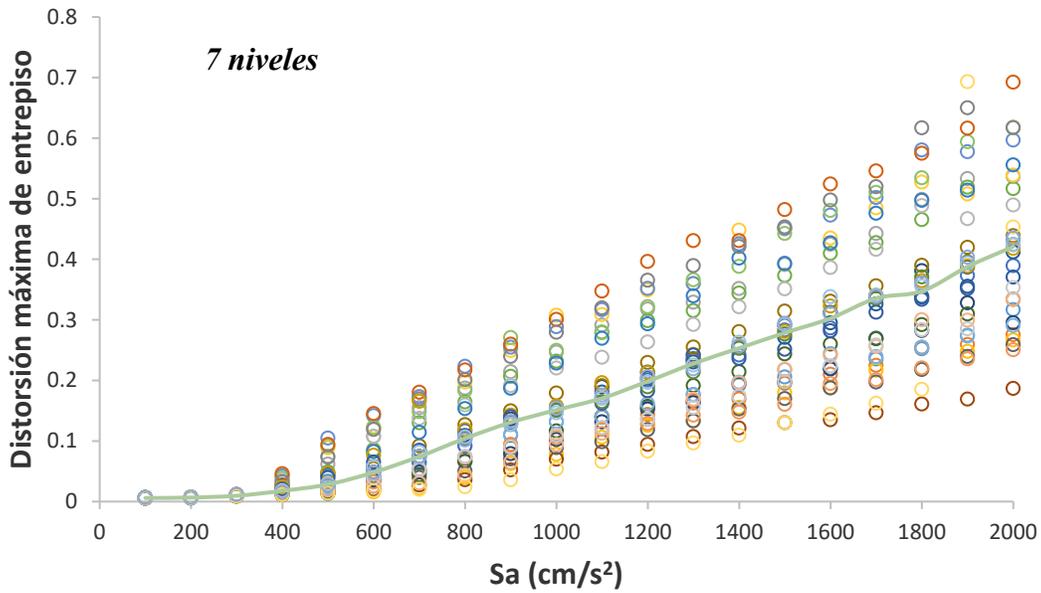


Figura 4.26 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 7 niveles con $T_n=0.72$

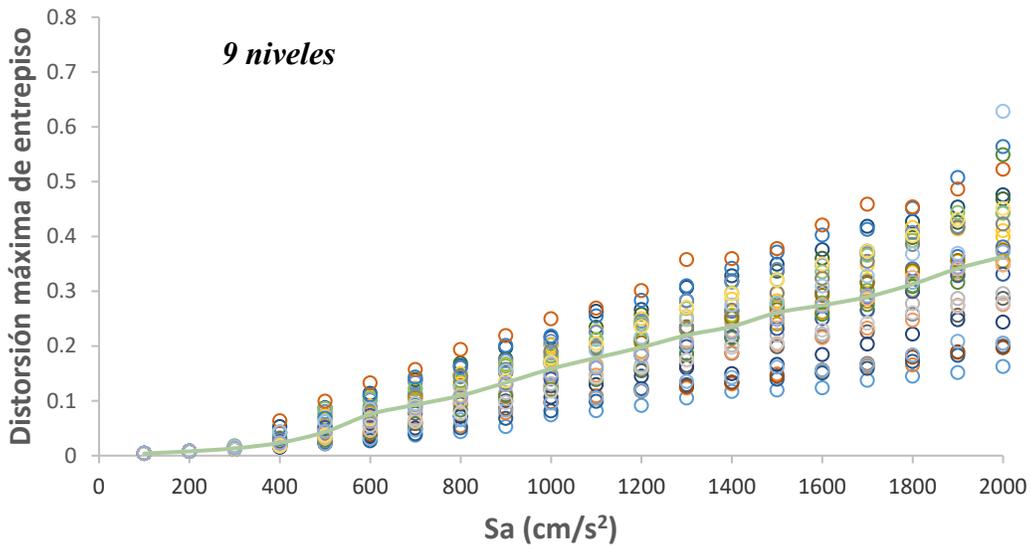


Figura 4.27 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 9 niveles con $T_n=0.92s$

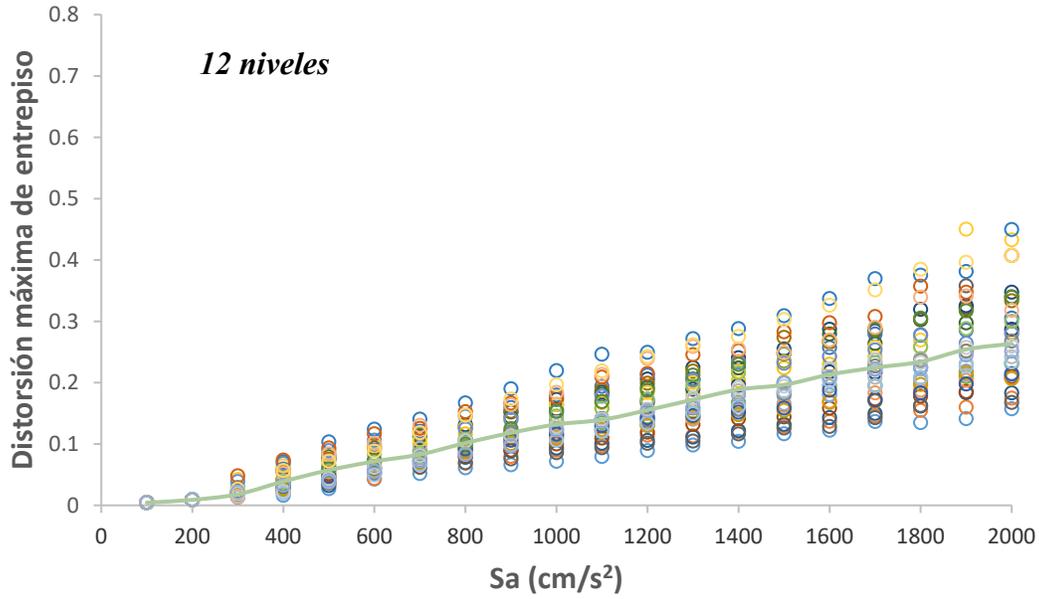


Figura 4.28 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 12 niveles con $T_n=1.12$

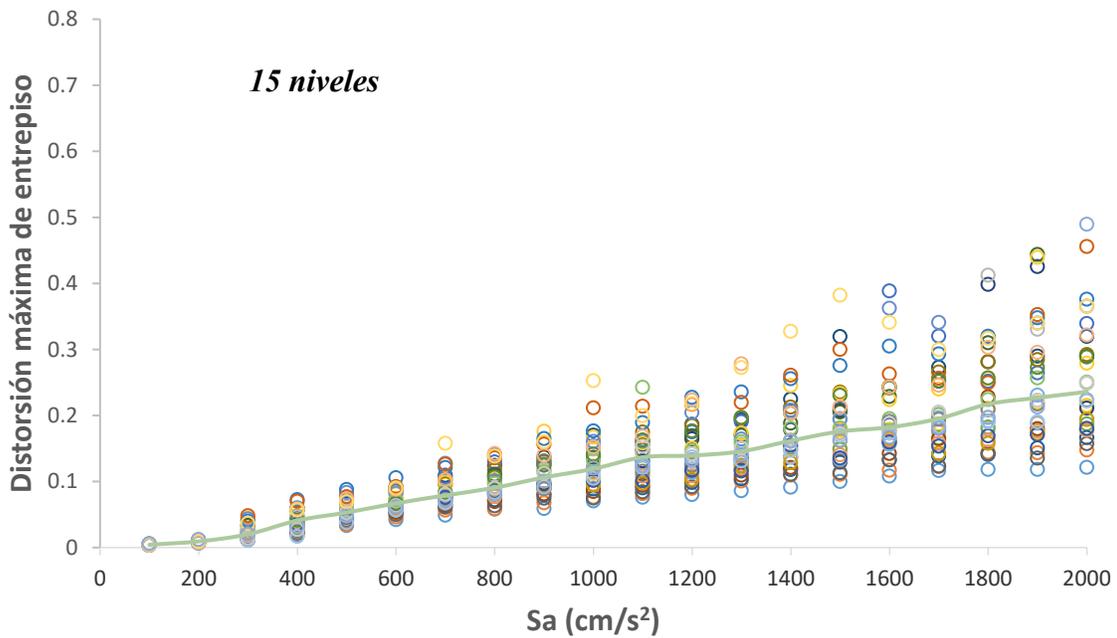


Figura 4.29 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 15 niveles con $T_n= 1.21s$

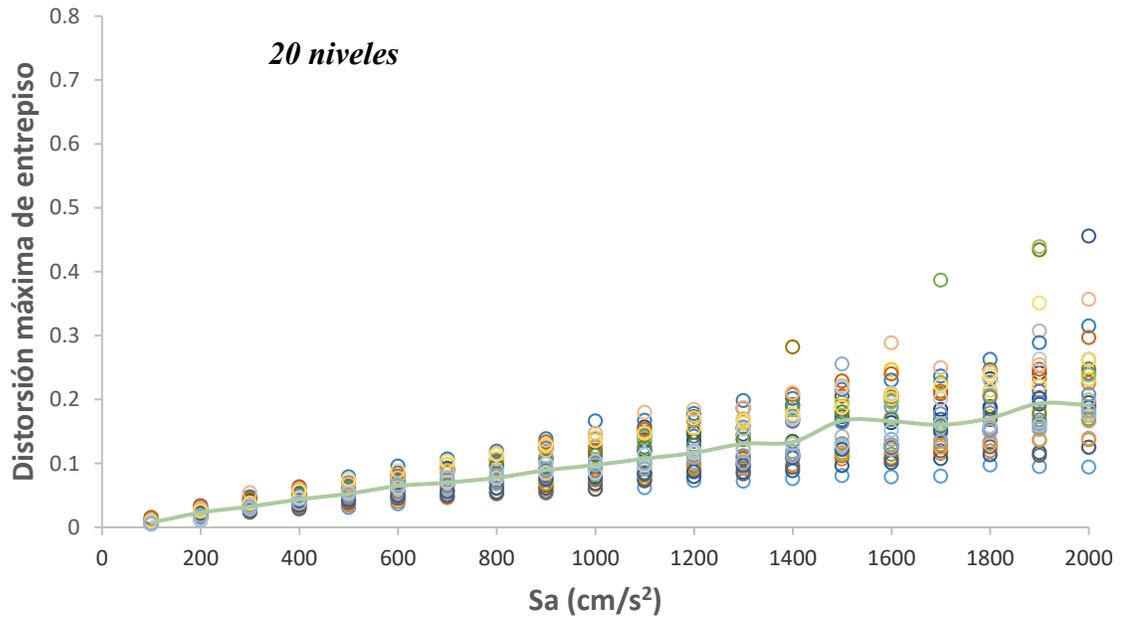


Figura 4.30 Análisis dinámico incremental de distorsión máxima de entrepiso para el edificio de 20 niveles con $T_n = 1.57s$

A continuación, se muestran las gráficas de las medianas de distorsión máxima de entrepiso de todos los edificios, y son las que se usan para determinar a qué nivel de intensidad de S_a , se encuentran las ductilidades de 2, 3 y 4 que utilizamos para el presente estudio.

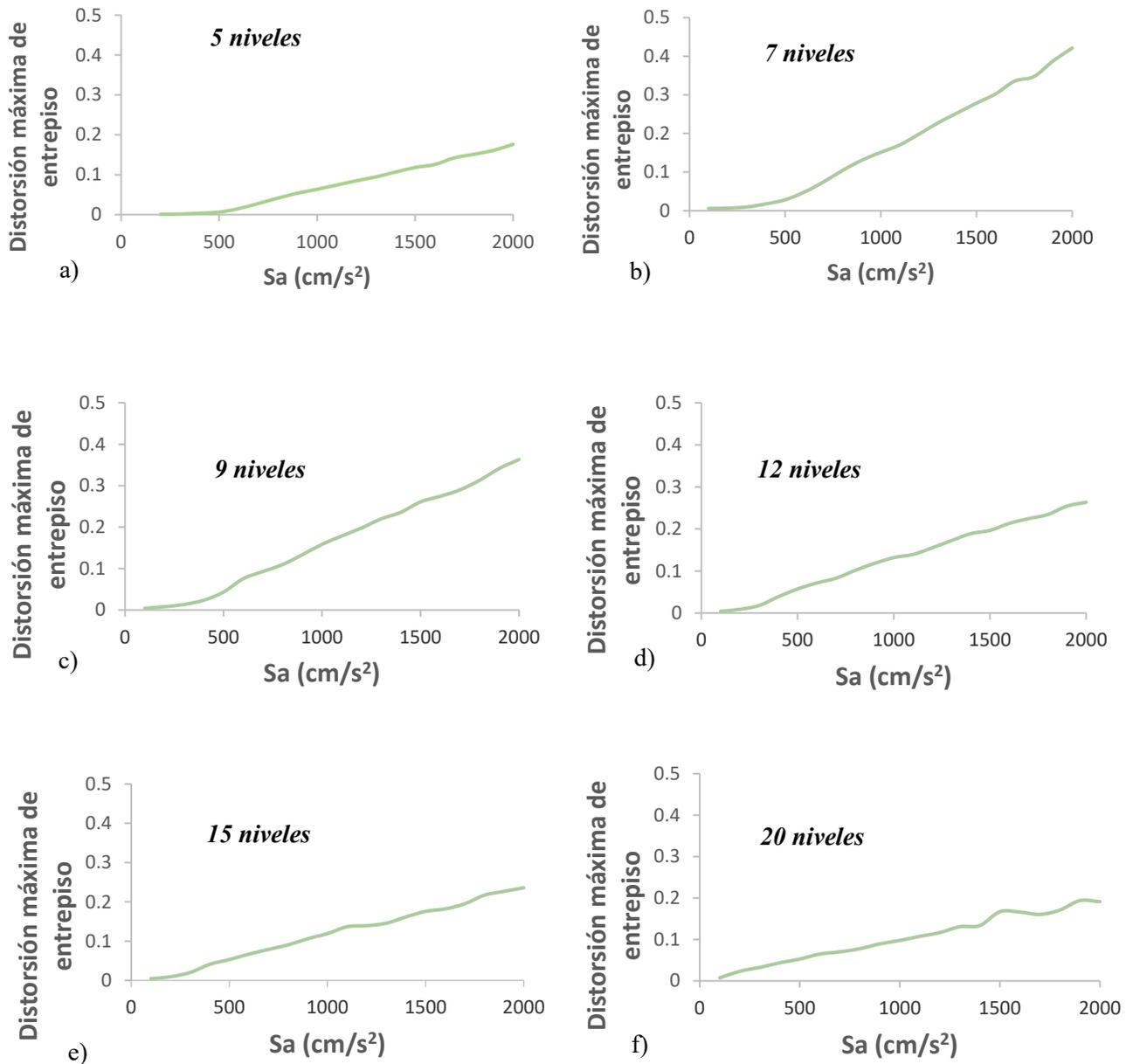


Figura 4.31 Mediana de distorsión máxima de entrepiso para los seis edificios a) 5 niveles, b) 7 niveles, c) 9 niveles, d) 12 niveles, e) 15 niveles y f) 20 niveles

La figura 4.32 muestra las medianas de distorsión máxima de entrepiso de todos los edificios. Se observa que las mayores demandas de distorsión máxima de entrepiso para un mismo nivel de intensidad sísmica ocurren en los edificios con el menor número de niveles; sin embargo, es importante resaltar que no es del todo adecuado hacer la comparación directa, pues no es del todo justa. Lo anterior debido a que una misma intensidad para diferentes modelos estructurales representan registros sísmicos diferentes, ya que la forma de escalar los registros dependen del periodo de vibración de la estructura.

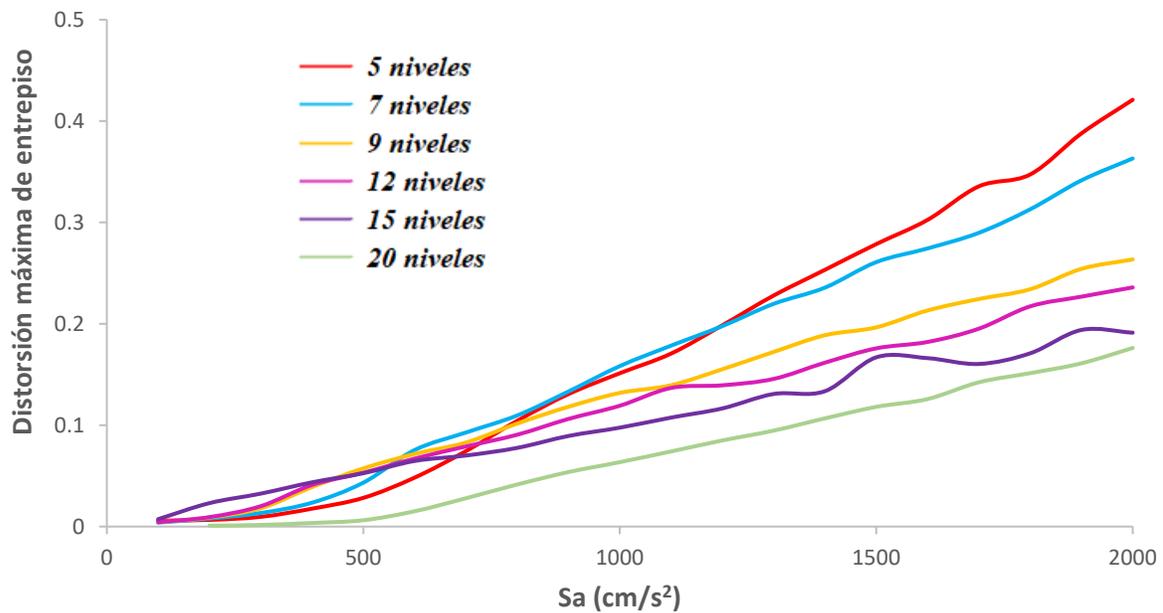


Figura 4.32 Mediana de distorsión máxima de entrepiso combinada para los seis edificios

4.4.3 Análisis dinámico incremental en términos de energía histerética normalizada

La energía histerética E_H , se obtuvo con el área encerrada en las curvas de histéresis proporcionadas por el programa RUAUMOKO2D, para normalizarla se dividió el valor de E_H entre el esfuerzo de fluencia f_y y desplazamiento de fluencia δ_y obtenido en la curva de capacidad de carga y como resultado se obtuvieron los ADI's de energía histerética normalizada E_N . La figura 4.33 muestra los resultados de E_N para el edificio de 5 niveles. Se observa que las demandas de energía crecen significativamente a medida que aumenta la intensidad sísmica. Además, para un mismo nivel de intensidad, la energía histerética normalizada es bastante diferente entre los registros empleados. En otras palabras, aumenta la incertidumbre en la predicción de la energía histerética normalizada conforme aumenta la intensidad sísmica, lo cual indica que en el futuro es deseable contar con medidas de intensidad que tengan mejor habilidad de predecir la respuesta estructural.

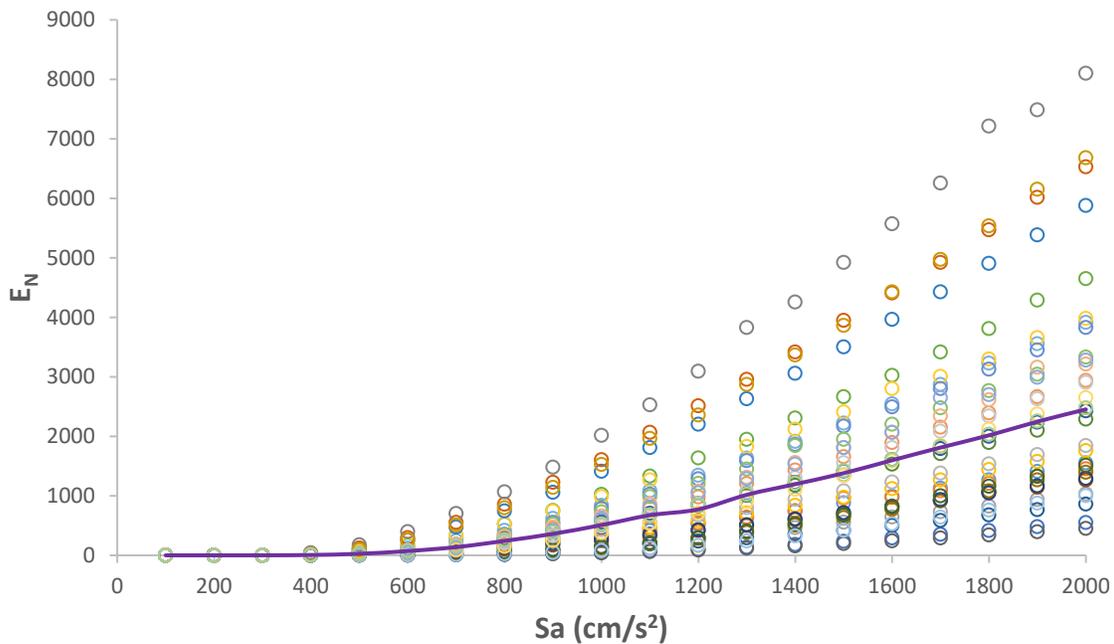


Figura 4.33 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los 30 registros escalados del edificio de 5 niveles

Las figuras 4.34, 4.35, 4.36, 4.37 y 4.38 muestran los resultados de las gráficas ADI para los edificios de 7, 9, 12, 15 y 20 niveles respectivamente. Se observan las mismas tendencias que en el caso del edificio de 5 niveles.

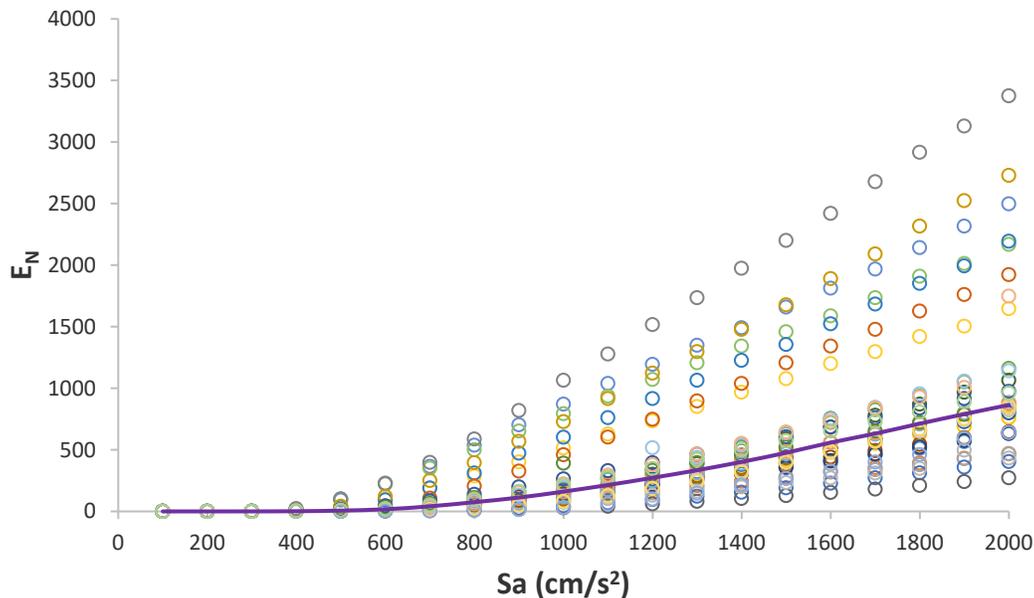


Figura 4.34 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los 30 registros escalados del edificio de 7 niveles

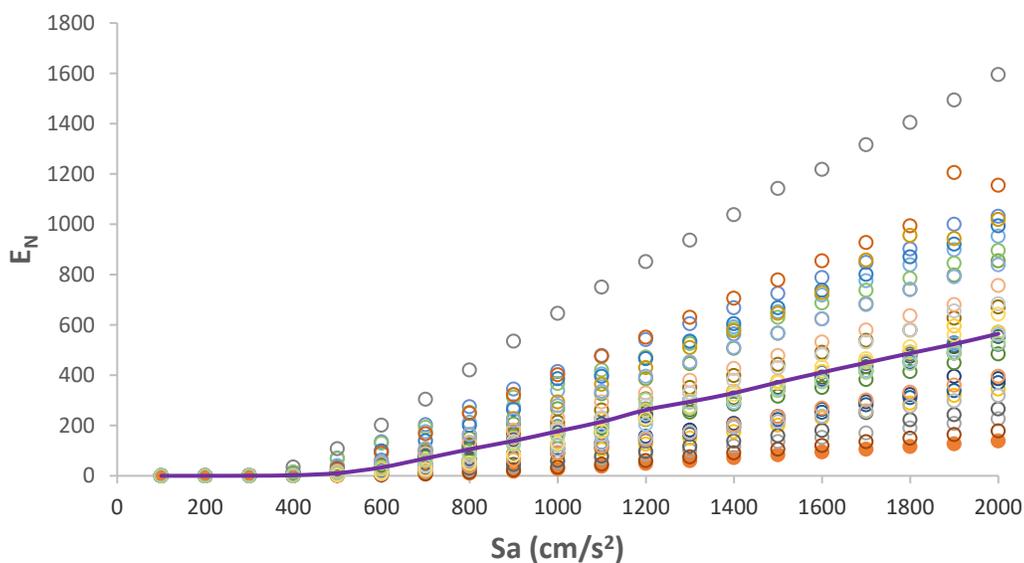


Figura 4.35 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los 30 registros escalados del edificio de 9 niveles

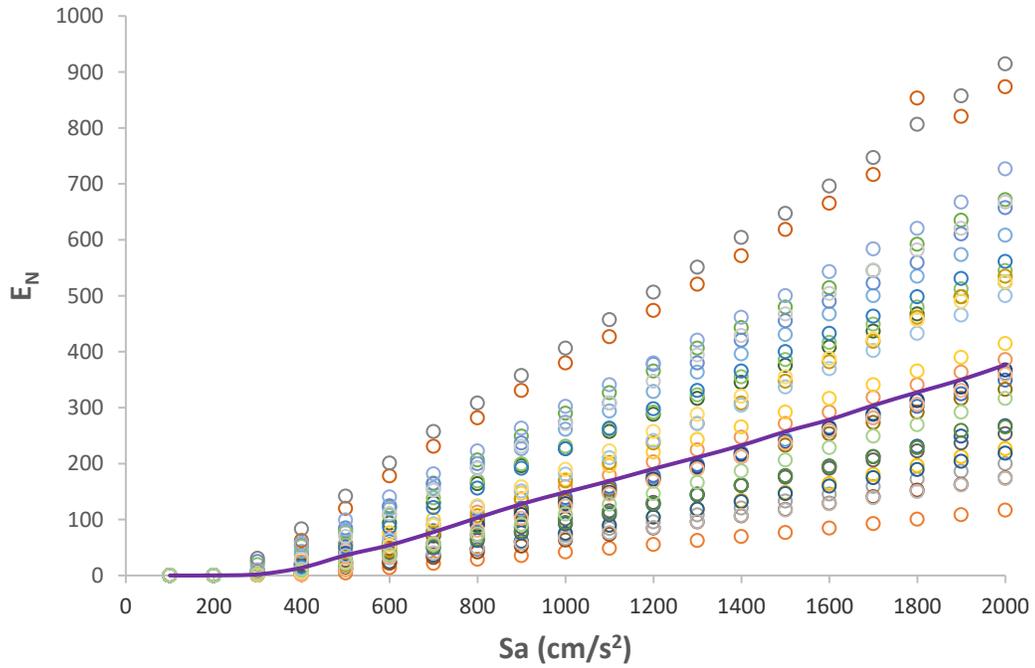


Figura 4.36 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los 30 registros escalados del edificio de 12 niveles

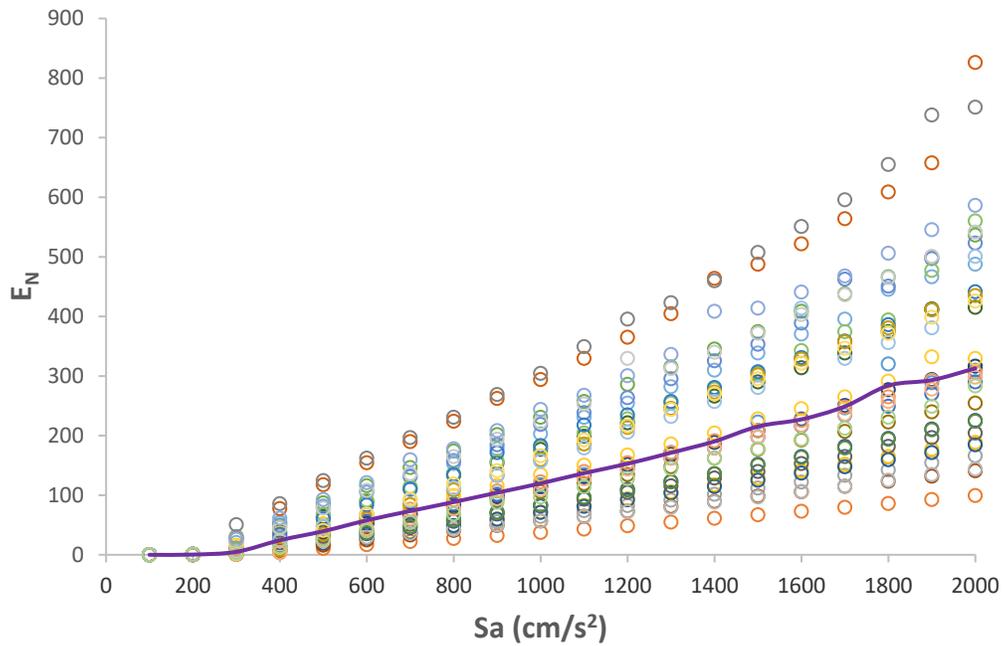


Figura 4.37 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los 30 registros escalados del edificio de 15 niveles

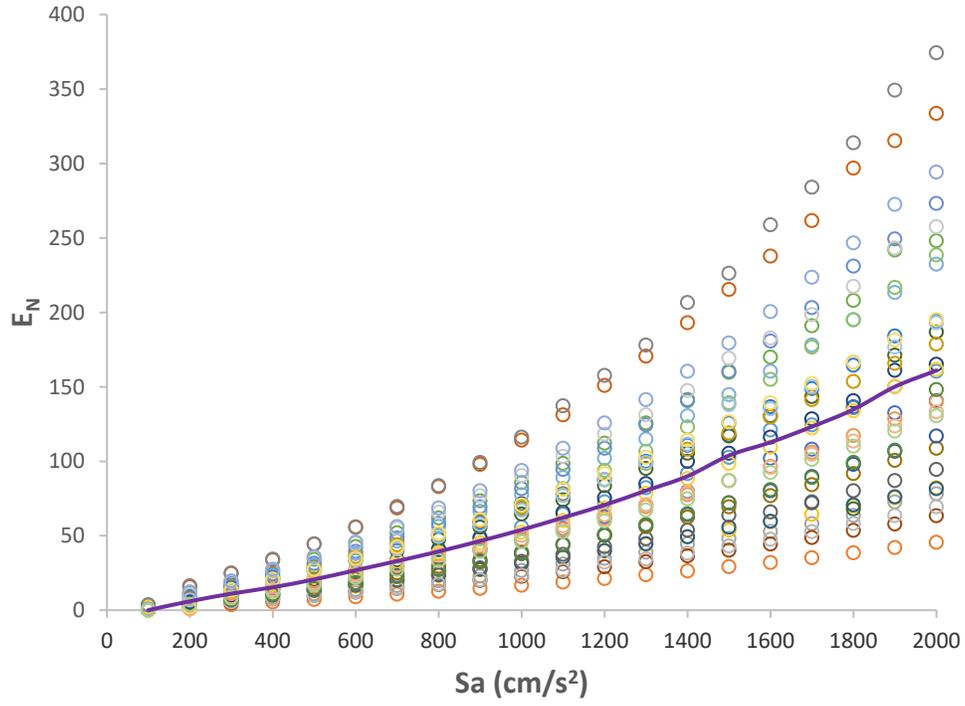


Figura 4.38 Análisis dinámico incremental de energía histerética normalizada para los 30 registros escalados del edificio de 20 niveles

Los resultados de las medianas de energía histerética normalizada de todos los edificios se ilustran en la figura 4.39, las cuales se utilizan para determinar a qué nivel de intensidad de pseudoaceleración, S_a , se encuentran las ductilidades objetivo de 2, 3 y 4 del presente estudio.

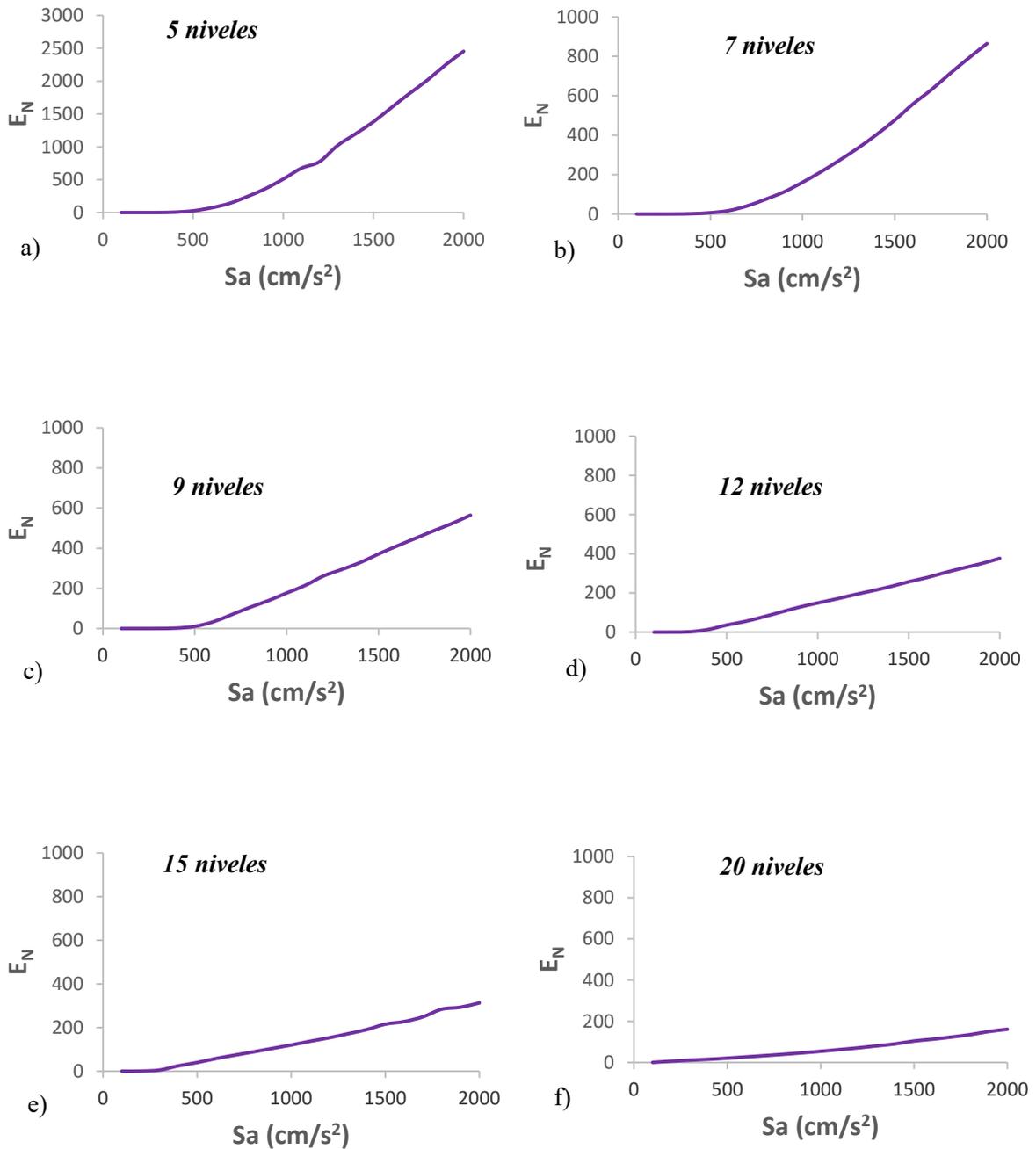


Figura 4.39 Mediana de energía histerética normalizada para los seis edificios a) 5 niveles, b) 7 niveles, c) 9 niveles, d) 12 niveles, e) 15 niveles y f) 20 niveles

La figura 4.40 muestra las medianas de energía histerética normalizada de todos los edificios, se puede notar que tiene tendencias ascendentes conforme aumenta la Sa. Los edificios más chicos tienden a obtener valores de E_H mayores respecto a los edificios mas altos.

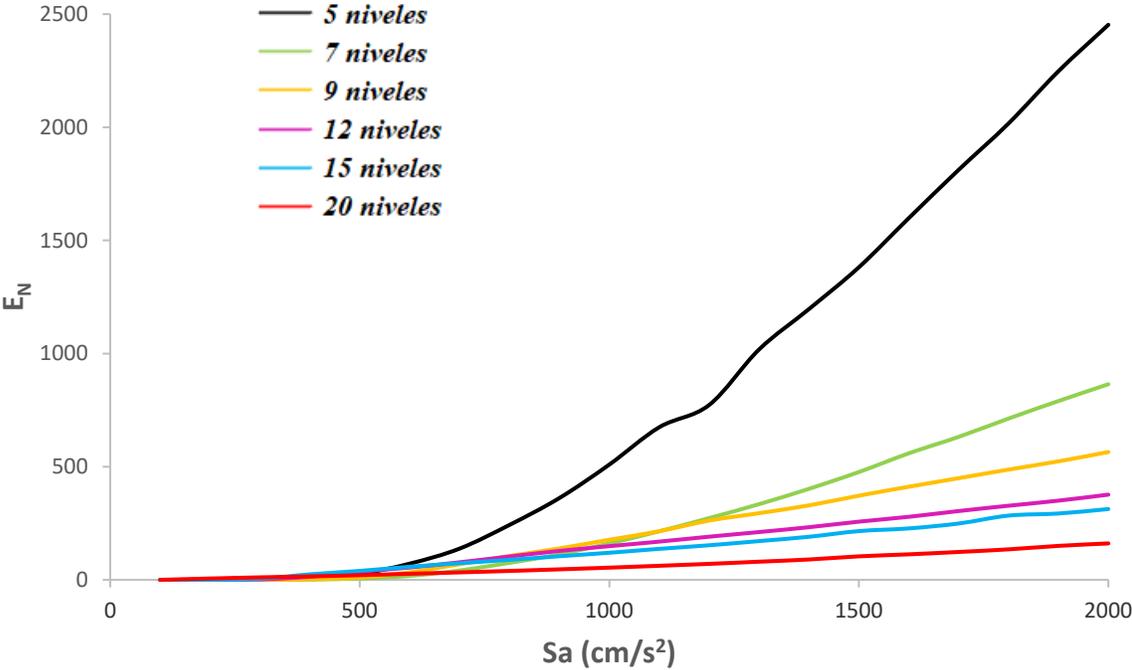


Figura 4.40 Mediana de energía histerética normalizada combinada para los seis edificios

4.5 Espectros de respuesta de sistemas de múltiples grados de libertad

Con los resultados obtenidos de las gráficas de análisis dinámico incremental de ductilidad se obtiene la mediana de los 30 registros y se revisa a que nivel de escalamiento se obtienen ductilidades de 2, 3 y 4. Con los niveles de escalamientos para ductilidades objetivo se ingresa a las gráficas de medianas de distorsión máximas de entrepiso y de energía histerética normalizada para obtener los valores relacionados con las ductilidades antes mencionadas. De la manera anterior, se obtiene un punto para cada periodo correspondiente a cada edificio obteniendo un total de 6 puntos (correspondiente al número de edificios) con los cuales se dibujan los espectros para las diferentes ductilidades.

4.5.1 Espectros de distorsión máxima de entrepiso

La distorsión máxima de entrepiso es un parámetro muy importante que se debe revisar para controlar los desplazamientos en cualquier nodo de una estructura. En la figura 4.41 se muestra la gráfica de espectros de respuesta de distorsión máxima de entrepiso que se obtuvo para ductilidades de 2, 3 y 4.

La distorsión máxima de entrepiso para ductilidad de 2 es menor que para la ductilidad de 3 y a su vez la distorsión máxima de entrepiso para ductilidad de 3 es menor que para la ductilidad de 4, comparándose para el mismo nivel de escalamiento de S_a .

En general las curvas presentan las mismas tendencias conforme aumentan las intensidades de S_a .

La distorsión máxima de entre piso más baja le corresponde al $T_n=0.61s$ del edificio de 5 niveles y la más alta le corresponde al $T_n=0.92s$ del edificio de 9 niveles.

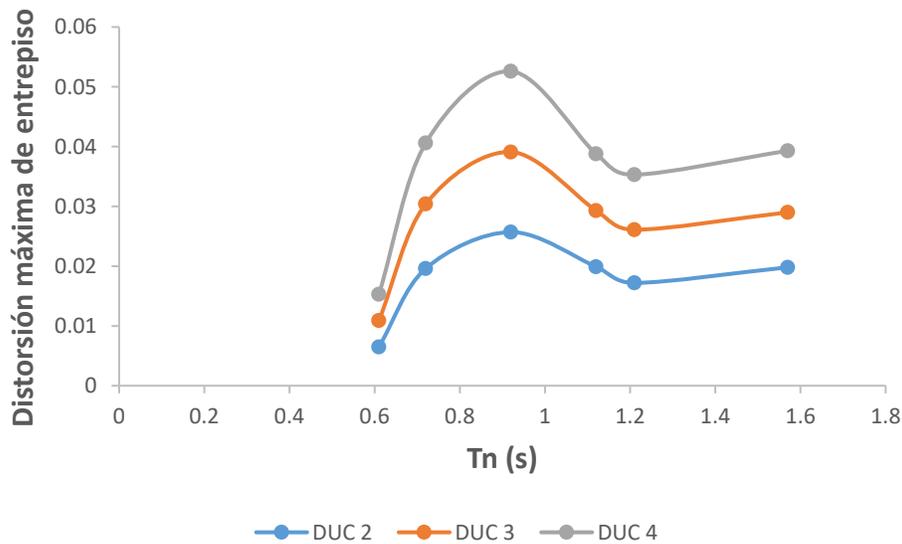


Figura 4.41 Espectro de respuesta de distorsión máxima de entrepiso

4.5.2 Espectros de energía histerética normalizada

La energía histerética normalizada disipada de los edificios complejos analizados en este trabajo corresponden a SMGL y se ilustran en la figura 4.42, se observa que el rango de E_N para ductilidad de 2 oscila entre 2.5 y 6.3, para ductilidad de 3 se encuentra entre 7.7 y 16.4 y por último para la ductilidad de 4 el rango es de 13.3 a 26.6.

Las curvas presentan una similitud en cuanto a su comportamiento a medida que aumenta el periodo.

Se puede observar que para el periodo de 0.61s correspondiente al edificio de 5 niveles, la E_H es mayor, para el resto de los edificios los resultados son mas parecidos.

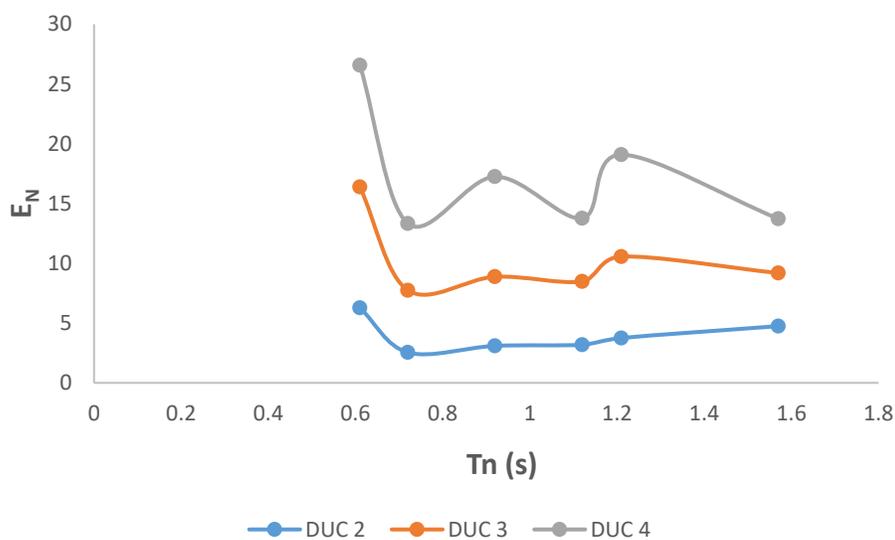


Figura 4.42 Espectro de respuesta de energía histerética normalizada

5 CONCLUSIONES

Se presentó una metodología para obtener espectros de respuesta para estructuras complejas de múltiples grados de libertad como es el caso de los edificios de concreto reforzado con contraventeos restringidos contra pandeo. El procedimiento se inspiró en el uso de la técnica análisis dinámica incremental, con la cual se obtiene la respuesta estructural de varios edificios a base de contraventeos restringidos contra pandeo sometidos a movimientos sísmicos obtenidos del suelo blando de la Ciudad de México. Para lograr los objetivos del presente estudio se utilizaron como medidas de respuesta sísmica, la distorsión máxima de entrepiso y la energía histerética normalizada; es decir, se obtuvieron espectros de sistemas de múltiples grados de libertad para ambos parámetros asociados a ductilidades de 2, 3 y 4 como lo indican la mayoría de los códigos de construcción del mundo. De los resultados se observa lo siguiente:

- 1) Los espectros de distorsión máxima de entrepiso de edificios de concreto reforzado con CRP resultaron en valores del orden del 1 al 6% para las ductilidades seleccionadas de 2, 3 y 4 respectivamente. Es importante resaltar que dichos valores son bastante similares a los que indica el reglamento de construcción de la Ciudad de México, el cual se utilizó para realizar los diseños sísmicos de los edificios.
- 2) En cuanto a los espectros de energía histerética normalizada los valores oscilan entre 2.5 y 27, que son bastante congruentes con los obtenidos en estudios previos por Bojórquez y colaboradores para edificios de acero diseñados en suelo blando de la Ciudad de México.

La importancia de este estudio radica, por un lado, contar en un futuro con espectros de respuesta de estructuras complejas y prometedoras para un diseño resiliente, y por otro, un diseño sísmico inspirado en conceptos de energía que considere efectos como el tiempo de duración y el daño acumulado en estructuras.

6 BIBLIOGRAFÍA

- [1] A.Tena-Colunga, H. Hernandez, A.Godinez y L. E. Pérez, “*Mexico City during and after the September 19, 2017 earthquake: Assessment of seismic resilience and ongoing recovery process*”. Journal of Civil Structural Health Monitoring (11) 1275-1299, 2021.
- [2] C. Reyes, E. Miranda, M. Ordaz y R. Meli, “*Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la ciudad de México*”. Revista de Ingeniería Sísmica (66) 95-121, 2002.
- [3] E. Bojórquez, S. E. Ruiz, A. Reyes-Salazar, J. Bojórquez, “*Ductility and strength reduction factors for degrading structures considering cumulative damage*”. The Scientific World Journal, (2014).
- [4] A. K. Chopra, “*Dynamics of structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering*”. New Jersey: Prentice-Hall. 4th. Ed. 203-218, 2012.
- [5] A. Rodríguez, E. Bojórquez, A. Reyes, et al, “*Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura*”. Revista de Ingeniería Sísmica (96) 18-38, 2017.
- [6] M. A. Biot, “*Vibrations of Buildings During Earthquake*”. [Chapter II in Ph.D. Thesis No. 259, entitled Transient Oscillations in Elastic Systems, Aeronautics Department, Calif. Inst. of Tech., Pasadena, California] 1932.
- [7] E. Bojórquez, J. Bojórquez, A. Terán y S. E. Ruiz, “*Consideración explícita del daño acumulado en el diseño sísmico de estructuras a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad*”. Revista de Ingeniería Sísmica (80) 31-62, 2009.
- [8] G. W. Housner, “*Limit design of structures to resist earthquakes*”. Memorias del Primer Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica. 5-1 a 5-13, 1956.
- [9] B. Akbas, J. Shen y H. Hao, “*Energy approach in performance-based design of steel moment resisting frames for basic safety objective*”. Struct. Des. Tall Build. 10(8), 193-217, 2001.
- [10] H. Choi y J. Kim, “*Energy-based seismic design of buckling-restrained braced frames using hysteretic energy spectrum*”. Eng. Struct. 28(2) 304-311, 2006.
- [11] C. M. Uang y V. V. Bertero, “*Evaluation of seismic energy in structures*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 19(1) 77-90, 1990.
- [12] E. Bojórquez, “*Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía*”. Revista de Ingeniería Sísmica (81) 53-79, 2009.
- [13] P. Fajfar, “*Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics (21) 837-848, 1992.

- [14] Y. J. Park y A. H. Ang, “*Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*”. ASCE Journal of Structural Engineering 111(4) 740-757, 1985.
- [15] A. Terán, “*Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts*”. [Tesis de Doctorado, Universidad de California en Berkeley] 1996.
- [16] D. Arroyo y M. Ordaz, “*Hysteretic energy demands for SDOF systems subjected to narrow band earthquake ground motions. Applications to the lake bed zone of Mexico City*”. Journal of Earthquake Engineering (11) 147-165, 2007.
- [17] Y. Bozorgnia y V. V. Bertero, “*Improved shaking and damage parameters for post-earthquake applications*”. Proceedings of the SMIP01 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Los Angeles, California, 2001.
- [18] M. E. Rodríguez, “*Una medida de la capacidad destructiva de terremotos*”. Revista de Ingeniería Sísmica (55) 37-59, 1997.
- [19] A. Terán y J. O. Jirsa, “*A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue*”. Earthquake Spectra 21(3) 803-832, 2005.
- [20] J. Carvajal, E. Bojórquez, S. Ruiz, et al, “*Comparing Hysteretic Energy and Ductility Uniform Annual Failure Rate Spectra for Traditional and a Spectral Shape-Based Intensity Measure*”. Advances in Civil Engineering (2021) 1-7, 2021.
- [21] A. Terán y M. Espinosa, “*Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: la resistencia lateral de diseño*”. Revista de Ingeniería Sísmica (78) 23-46, 2008.
- [22] E. Cosenza y G. Manfredi, “*Seismic design based on low cycle fatigue criterio*”, Memorias XI Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica (CD), Artículo 1141, 1996.
- [23] Y. H. Chai, “*Incorporating low-cycle fatigue model into duration-dependent inelastic design spectra*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics (34) 83-96, 2004.
- [24] C. J. Black, N. Makris y I. D. Aiken, “*Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces*”. J Struct Eng-ASCE (130) 880–894, 2004.
- [25] S. Merrit, C. M. Uang y G. Benzoni, “*Subassembly testing of Corebrace Buckling-Restrained Braces*”. La Jolla, California: University of California, San Diego, 2003.
- [26] A. Terán y N. Virto, “*Diseño basado en Desplazamientos de Edificaciones Bajas Rigidizadas con Contravientos Desadheridos*”. Revista de Ingeniería Sísmica (80) 1-29, 2009.
- [27] R. Tremblay, P. Bolduc, R. Neville y R. DeVall, “*Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems*”. Canadian Journal of Civil Engineering (33) 183-198, 2006.

- [28] L. Di Sarno y G. Manfredi, “*Experimental tests on full-scale RC unretrofitted frame and retrofitted with buckling-restrained braces*”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41(2) 315-333, 2012.
- [29] L. Fahnestock, J. Ricles y R. Sause, “*Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame*”. *Journal of Structural Engineering* (133) 1205-1214, 2007.
- [30] H. Guerrero, J. Ruíz, J. A. Escobar y A. Terán, “*Response to seismic sequences of short-period structures equipped with Buckling-Restrained Braces located on the lakebed zone of Mexico City*”. *Journal of Constructional Steel Research* (137) 37-51, 2017a.
- [31] H. Guerrero, A. Terán, T. Ji y J. A. Escobar, “*Evaluation of the economic benefits of using Buckling-Restrained Braces in hospital structures located in very soft soils*”. *Engineering Structures* (136) 406-419, 2017b.
- [32] F. M. Mazzolani, G. D. Corte y M. D’Aniello, “*Experimental analysis of steel dissipative bracing systems for seismic upgrading*”. *Journal of Civil Engineering and Management* (15) 7-19, 2009.
- [33] NTC-DCEA (2020), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero*”. 2020.
- [34] H. Leyva, J. Bojorquez, E. Bojorquez, et al, “*Multi-objective seismic design of BRBs-reinforced concrete buildings using genetic algorithms*”. *Structural and Multidisciplinary Optimization* (64) 2097-2112, 2021.
- [35] F. J. Romero, “*Diseño y ensaye de un prototipo de contraviento restringido contra pandeo*”. [Tesis de Licenciatura, Universidad Autónoma del Estado de México], 2018.
- [36] A. Wada, J. Connor, H. Kawai, M. Itawa y A. Watanabe, “*Damage tolerant structures*”. *Proceedings of Fifth US-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices*, ATC-15. San Diego, California, 1992.
- [37] P. Clark, I. Aiken, K. Kasai, et al, “*Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices*”. *Proceedings, 69th Annual Convention, SEAOC, Sacramento, CA*, 1999.
- [38] R. Tremblay, et al, “*Seismic testing and performance of buckling restrained bracing systems*”. *Canadian Journal of Civil Engineering* (33) 183-198, 2003.
- [39] C. M. Uang y N. Nakashima, “*Steel buckling-restrained braced frames*”. *Earthquake Engineering: Recent Advances and Applications* (16), 2003.
- [40] E. Bojorquez, I. Iervolino, A. Salazar, et al, “*Una medida de intensidad sísmica basada en un parámetro para caracterizar la forma espectral denominado N_p* ”. *Revista de Ingeniería sísmica* (86) 1-26, 2012.

- [41] D. M. Boore, W. B. Joyner y T. E. Furnal, “*Estimation of response spectra and peak accelerations from western North American earthquakes* “. U. S. Geological Survey Open-File (93) 509-572, 1993.
- [42] K. W. Campbell y Y. Bozorgnia, “*Campbell-Bozorgnia next generation attenuation (NGA) relations for PGA, PGV and spectral acceleration: A progress report*”. 8th U. S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA, (906), 2006.
- [43] T. Takeda, M. Sozen y N. Nielsen, “Reinforced concrete response to simulated earthquake”. J. Str. Div. ASCE 96 (12), 1976.
- [44] A. Carr, “*RUAUMOKO inelastic dynamic analysis program*”. Department of Civil Engineering, University of Cantenbury, New Zealand, 2011.
- [45] M. Fragiadakis y D. Vamvatsikos, “Qualitative comparison of static pushover versus *incremental dynamic analysis capacity curves*”. Proceedings of the 7th Hellenic National Conference on Steel Structures, Volos, Grecia. 2011.
- [46] D. Vamvatsikos y C. A. Cornell, “*Incremental dynamic analysis*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31(3) 491-514, 2002.