



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**EVALUACIÓN COMPARATIVA DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN EDIFICIOS ALTOS
CONVENCIONALES VERSUS EDIFICIOS ALTOS CON EL SISTEMA DE
ESTABILIZADORES (OUTRIGGERS).**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Adelmis Yossara López Rugama

Br. Ana Celia Ochoa Montes

Br. Brenda María Fiallos Pinell

Tutor

Msc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván

Asesor

Ing. Willy David Gutiérrez Aldana

Managua, Septiembre 2021

Agradecimientos.

Esta tesis es el resultado de mucho esfuerzo y dedicación, es por esto que agradecemos en primer lugar a Dios.

A nuestros padres y familia por todo el apoyo y la ayuda que nos brindaron para que lográramos alcanzar esta meta

A nuestro tutor el Msc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván y a nuestro asesor el Ing. Willy David Gutiérrez Aldana, quienes con sus conocimientos y dirección nos guiaron de excelente manera para el desarrollo de dicho proyecto de tesis.

A nuestra Universidad, profesores, compañeros y todas las personas que nos apoyaron a lo largo de la carrera de ingeniería, inculcándonos responsabilidad y formándonos como profesionales y personas de bien.

Dedicatoria

Primero que nada, dedico esta tesis a Dios por darme vida, salud y ganas de superación para poder culminar mis estudios universitarios y permitirme poder cumplir esta meta tan importante en mi vida.

A mi madre que en paz descanse, quien a pesar de las dificultades puso todo su esfuerzo y amor para que yo pudiera tener una carrera universitaria que me sirviera como herramienta para salir adelante en la vida.

A mis hermanos por ser mi apoyo incondicional en cada momento, siempre queriendo lo mejor para mí e impulsándome a seguir siendo una mejor persona cada día.

A toda mi familia porque siempre me han demostrado su apoyo, dándome sus bendiciones y buenos deseos.

Y por últimos a mis compañeras de tesis quienes han pasado por todo este proceso conmigo y me han demostrado el significado del compañerismo y la amistad.

Adelmis Yossara López Rugama.

Dedicatoria.

Dedico con todo mi corazón esta tesis a Dios primeramente y en segundo a mis padres Alexander Ochoa y Migdalia Montes, porque gracias a ellos he alcanzado todas las metas que me he propuesto, por su infinita paciencia y amor, ayudándome en cada paso que he dado a lo largo de los años, por el esfuerzo que han puesto para que yo pueda lograr culminar mi profesión; gracias a que ellos me han forjado a ser la persona que al día de hoy existe, de igual manera se lo dedico a mi familia por su apoyo y amor en cada uno de mis pasos; a mi abuelita Elida Castaño que me ha dado todo su amor y oraciones, haber crecido rodeada de amor de todos mis familiares ha sido una gran bendición en mi vida y por último pero no menos importante a mis amigos que me han regalado su apoyo y cariño en cada fase de mi vida, por aquellos que están a mi lado; de una u otra manera me han ayudado a ser la persona que soy ahora.

Ana Celia Ochoa Montes

Dedicatoria

Esta tesis se la dedico primeramente a Dios quien me da fortaleza cada día para enfrentar las adversidades.

A mi madre quien ha sido mi asesora de vida y siempre me ha apoyado en mis metas.

Mi hermana, tía milla y abuela que con su cariño y comprensión me ayudaron a lo largo de estos años de estudios, cada una de ellas forma parte de un pilar fundamental de mi vida. Así mismo a mis maestros que me forjaron como ingeniero, amigos y el resto de familia, debido a que sin ellos no podría haber terminado mi carrera universitaria.

Brenda María Fiallos Pinell.

Resumen general.

Esta investigación presenta la comparación del comportamiento sísmico de un edificio convencional de acero con marcos arriostrados (SCBF) versus un edificio de acero con el sistema de estabilizadores (Outrigger), conforme a las normas de Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC 341-16).

La configuración de una estructura es de gran importancia para determinar la respuesta sísmica de un edificio, es por esto que en ambos edificios se diseñan, haciendo uso de marcos arriostrados, puesto que estos marcos ayudan a la disminución de desplazamientos por causa del impacto de las fuerzas sísmicas y aportan rigidez al edificio lo que permite que no colapse.

La diferencia en ambos edificios es que al segundo modelo está configurado con el sistema Outrigger, que funciona conectando el núcleo central del edificio a los anillos perimetrales que estarán ubicados en los niveles 19 y 20 del edificio, por medio de vigas o brazos estabilizadores, el propósito de este sistema es disminuir los desplazamientos y el momento de vuelco en el edificio.

La comparación se lleva a cabo mediante el software ETABS V18, se construye un modelo virtual tridimensional de ambos edificios realizando el análisis y diseño para cada uno, donde se obtendrá tablas que muestren los resultados de las derivas, periodos, frecuencias, rigideces y cortante basal. Comparando estos resultados se llegará a la conclusión de que sistema constructivo es más eficiente.

ÍNDICE

Agradecimientos	II
Dedicatoria	III, IV, V
Resumen general	VI
ÍNDICE	7
1. Generalidades	1
1.1. Introducción.	1
1.2. Justificación.	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo general	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	3
2. Requerimientos de los sistemas estructurales que conforman ambos edificios.	4
2.1. Arriostres.	4
2.2. Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente	4
2.3. Análisis de los elementos.....	10
2.3.1. Requisitos del Sistema	12
2.3.2. Diagrama de Disipación de Energía en Marcos con Arriostramiento Concéntrico	15

2.4. Marco Especial a Momento (SMF)	16
2.5. Sistema de Edificios con Estabilizadores	19
2.5.1. Transferencia de Cargas en el Sistema de Estabilizadores	20
2.5.2. Tipos de Sistemas de estabilizadores	22
2.5.3. Estabilizadores	22
2.5.4. Rigidez de la Columna y la Armadura de Estabilizadores	24
2.5.5. Diseño de Estabilizadores	28
2.5.6. Diseño de los arriostres	29
2.5.7. Diseño de Columnas	31
2.5.8. Diseño de Viga	36
3. Análisis Sísmico de ambos edificios con el Software ETABS V18.	40
3.1. Descripción de los edificios	40
3.2. Condiciones de regularidad	44
3.3. Análisis dinámico modal en ETABS V18	56
3.4. Modos de vibración de ambos edificios.	62
3.5. Participación de masas de los modos de vibración	66
3.6. Escalamiento de cortante basal	71
4. Proceso de diseño de ambos edificios en ETABS V18	76

5. Comparación del comportamiento sísmico de ambas estructuras.....	85
5.1. Resultado de la comparación de derivas en X.....	85
5.2. Resultado de comparación de derivas en Y	87
5.3. Resultado de comparación de Períodos y frecuencias	89
5.4. Resultado de comparación de rigideces en X.....	92
5.5. Resultado de comparación de rigideces en Y.....	93
5.5. Cortante basal en un edificio convencional de 20 niveles	95
5.6. Conclusiones.....	96
5.7. Recomendaciones.....	99
Bibliografía.....	100

Índice de imágenes

<i>Figura 1 Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) rriostras en X, (b) en V invertida, (c) en V, (d) en diagonal y (e) en Z, (f) en K.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2. Esquemas de secciones más utilizadas en arriostramientos y sus principales características geométricas: (a) Tubular rectangular; (b) Tubular circular; (c) perfiles W.</i>	<i>9</i>
<i>Figura 3. Gráfica de tensión axial- deformación axial unitaria de un arriostramiento concéntrico sometido a cargas cíclicas, lo que representa su comportamiento Histerético</i>	<i>15</i>
<i>Figura 4. Elementos que conforman un marco especial a momento.</i>	<i>16</i>
<i>Figura 5. Interacción entre los estabilizadores y el núcleo</i>	<i>21</i>
<i>Figura 6. Transferencia de fuerza mediante un sistema de estabilizadores.</i>	<i>23</i>
<i>Figura 7. Comparación de la deformada por carga lateral de un pórtico arriostrado de 12 pisos, con y sin estabilizadores en el nivel superior.</i>	<i>25</i>
<i>Figura 8. Transferencia de fuerzas desde el núcleo hasta los diafragmas de piso</i>	<i>27</i>
<i>Figura 9. Transferencia de fuerzas de los diafragmas de piso a las columnas a través de la armadura del cinturón o anillo.</i>	<i>27</i>
<i>Figura 10. Paso 1, para definir coeficiente sísmico “c”</i>	<i>54</i>
<i>Figura 11. Paso 2, para definir coeficiente sísmico “c” en ETABS v18.</i>	<i>55</i>

<i>Figura 12. Paso 3, para definir coeficiente sísmico “c” en ETABS v18.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 13. Paso 4, para añadir en ETABS v18, el coeficiente sísmico “c” antes calculado.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 14. Paso 1 para ingresar el espectro al software ETABS V18.....</i>	<i>57</i>
<i>Figura 15. Paso 2 en donde se añade el tipo de función del espectro.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 16. Se muestra el sismo ya cargado en software ETABS V18.</i>	<i>58</i>
<i>Figura 17. Espectro de diseño del RNC.</i>	<i>58</i>
<i>Figura 18. Datos de casos modales por el método de los vectores Ritz en ETABS.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 19. Combinación modal y combinación direccional en ETABS v18.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 20. Modo 1, periodo de 6.79s con traslación en X, edificio convencional</i>	<i>62</i>
<i>Figura 21 Modo, periodo de 1.99s 2 con traslación en Y, edificio convencional.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 22 Modo 3, periodo de 4.85s con rotación en Z, edificio convencional.....</i>	<i>63</i>
<i>Figura 23 Modo, periodo de 3.47s con traslación en X, edificio con Estabilizadores....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 24 Modo 2, periodo de 3.13s con traslación en Y, edificio con Estabilizadores.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 25. Modo 3, periodo de 2.30s con traslación en Z, edificio con Estabilizadores</i>	<i>65</i>
<i>Figura 26 Definir el material a usar en el diseño.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 27. Definir Response Spectrum Functions</i>	<i>78</i>

<i>Figura 28. Definición de patrones de carga.....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 29 Combinaciones de cargas.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 30 Definición de los grupos para el diseño de los elementos del edificio convencional.....</i>	<i>80</i>
<i>figura 31 Procedimiento de diseño de marco de sobreescritura.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 32. Selección de perfiles para los elementos de la estructura en ETABS</i>	<i>82</i>
<i>Figura 33. Demanda/Capacidad de los elementos en el edificio Convencional.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 34 Demanda/Capacidad de los elementos en el edificio con Estabilizadores ...</i>	<i>84</i>
<i>Figura 35. Comparación de derivas en X.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 36 Comparación de derivas en y.....</i>	<i>88</i>

Índice de tablas.

<i>Tabla 1. Medrado de cargas permanentes para todos los pisos según RNC-07.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 2. Medrado de cargas permanentes para la azotea según RNC-07.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 3. Cargas vivas de los niveles según RNC-07.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 4. Carga viva de techo según RNC-07.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 5. Peso por nivel según los resultados de ETABS V18</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 6. Verificación de rigidez por piso en dirección X</i>	<i>47</i>
<i>Tabla 7. Verificación de rigidez por piso en dirección Y</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 8. Resistencia al corte por piso en dirección X.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 9. Resistencia al corte por piso en dirección Y.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 10. Porcentaje de participación de masas de los modos</i> ¡Error! Marcador no definido.	
<i>Tabla 10. Continuación Porcentaje de participación de masas de los modos.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 10. Continuación Porcentaje de participación de masas de los modos.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 11. Porcentaje de participación de masas de los modos.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 11. Continuación Porcentaje de participación de masas de los modos.....</i>	<i>69</i>

<i>Tabla 11. Continuacion Porcentaje de participación de masas de los modos.....</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 12. Cortante basal estático y dinámico para ambos edificios.....</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 13. Comparación de derivas en X.....</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 13. Continuación Comparación de derivas en X.....</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 14. Comparación de derivas en Y.....</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 14. Continuación Comparación de derivas en Y.....</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 15. Comparación de Períodos y frecuencias.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabla 15. Continuación Comparación de Períodos y frecuencias.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 15. Continuación Comparación de Períodos y frecuencias.....</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 16. Comparación de rigideces en X.....</i>	<i>93</i>
<i>Tabla 17. Comparación de rigideces en Y.....</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 17. Continuación Comparación de rigideces en Y.....</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 18. Comparación del cortante basal en ambos modelos.....</i>	<i>95</i>

Glosario

A_g = área bruta

A_e = área neta efectiva

c = Coeficiente sísmico.

C = constante torsional

C_b = factor de modificación de pandeo lateral torsional para diagramas

C_w = constante de alabeo

D = Carga muerta.

E = módulo de elasticidad

E = Carga sísmica

E_h = Efecto de carga sísmica horizontal.

E_v = Efecto de carga sísmica vertical.

E_m = Efecto de la carga sísmica, incluida la sobrecarga

E_{mh} = Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluyendo la sobre resistencia

F_e = tensión de pandeo elástico

F_{ex} = tensión de pandeo elástico en el eje x

F_{ey} = tensión de pandeo elástico en el eje y

F_u = tensión última mínima especificada

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.

F_{cre} = son la tensión crítica asociada con la deformación del arriostre considerando la resistencia esperada del material.

G = modulo elástico de corte del acero

H = constante deflexión

h_0 = distancia entre los centroides de las alas

I_x, I_y = momento de inercia en torno de los ejes principales

J = constante torsional

k = factor de longitud efectiva

K_x = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión respecto del eje x

K_y = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión respecto del eje y

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión respecto del eje z

$KL = L_c$ = Longitud efectiva.

L = Carga viva.

L_r = Carga viva de techo

$L_{cx} = K_x L_x$ = longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje x

$L_{cy} = K_y L_y =$ longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje y

$L_{cz} = K_z L_z =$ longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje z

$L_x, L_y, L_z =$ longitud lateral no arriostrada del miembro para cada eje

$L_b =$ longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida o arriostrado contra giro de la sección transversal.

$L_p =$ longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia

$L_r =$ Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico

$M_{pc} =$ Momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo.

$M_{pb} =$ Momentos plásticos en las vigas.

$M_{max} =$ valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.

$M_A =$ valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado.

$M_B =$ valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

$M_C =$ valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado.

$M_n =$ resistencia nominal en flexión

$P_n =$ carga de diseño

$P_n =$ resistencia nominal a compresión

$Q =$ Para el factor de comportamiento sísmico.

$Q_E =$ efectos de las fuerzas sísmicas horizontales.

R= Carga de lluvia

R_y = Es la relación entre la resistencia de elasticidad esperada y la resistencia de elasticidad mínima especificada.

r = radio de giro del elemento

r_x = radio de giro sobre el eje x

r_{ts} = radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional. Para secciones I

r_y = radio de giro sobre el eje y

\bar{r}_0 = radio de giro polar en torno al centro de corte

S= Carga de nieve

S_x = módulo de sección elástica en torno al eje x.

Sd= Máxima aceleración espectral

S_{DS} = Parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño en períodos cortos.

U= factor de corte diferido

V_0 = Fuerza cortante horizontal.

W_0 =Peso de la edificación

W= Carga de viento

x_0, y_0 = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x.

ρ = Factor de redundancia

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia

Ω = Factor de reducción por sobrerresistencia.

ϕ_y = factor de reducción por tensión



CAPITULO I

GENERALIDADES



1. Generalidades

1.1. Introducción.

El conocimiento que se tiene sobre los diferentes sistemas de protección sísmica en la actualidad, se ha ido desarrollando debido a la necesidad de construir infraestructuras más resistentes a sismos, ya que las edificaciones vulnerables representan una alta peligrosidad y provocan que los sismos causen mayor daño debido a las fallas, comportamiento indebido o colapso de éstas, dejando como consecuencia un daño más grande a la sociedad en general.

En los últimos años la ingeniería sísmica en todo el mundo ha enfocado mucho de sus esfuerzos a investigar e implementar métodos para mitigar la amenaza sísmica en lugares vulnerables. Entre estos se encuentra el sistema de estabilizadores (outrigger) el cual ha adquirido relevancia, ya que cuando una estructura que cuenta con estos, se deforma por la acción de cargas laterales, los estabilizadores inducen cargas axiales a las columnas, debido al momento estabilizante opuesto al momento de volcamiento en la base, además de que el sistema logra una importante reducción de desplazamientos laterales, teniendo en cuenta todos estos beneficios la idea es contemplar este sistema en una estructura en un futuro próximo por primera vez en Nicaragua sobre todo en la zona de la región del pacífico.

En este trabajo se realizará el diseño de un edificio convencional y otro con estabilizadores con el propósito de comparar el desempeño de ambas estructuras, rotaciones, desplazamientos, periodos y frecuencia. Con estos datos se llegará a la conclusión de que tan eficiente es este sistema para responder ante amenazas sísmicas.

1.2. Justificación.

Debido a que Nicaragua está situada en la zona de subducción entre las placas Caribe y Coco, y formando parte del Cinturón de fuego del Pacífico en donde hay una gran actividad volcánica y sísmica, por lo tanto, se tiene una alta vulnerabilidad ante eventos telúricos. En la capital Managua, así como algunos departamentos del pacífico en donde hay una gran densidad poblacional, es necesario la implementación de estructuras verticales que cubran la demanda de la población y cuyo diseño sea capaz de soportar los daños ocasionados por sismos, previniendo pérdidas económicas, daños notables a la infraestructura de los edificios y sobre todo pérdidas humanas.

En Nicaragua no se construyen edificios altos porque aún prevalece el temor a los fenómenos sísmicos, como el terremoto que devastó Managua en 1972, pero en la actualidad ya existen alternativas o métodos que son utilizados en otros países en donde la actividad sísmica es mayor y se construyen edificios sismo-resistentes de más de 20 niveles. Por ende, estos métodos pueden ser implementados en el país, dando paso a la posibilidad de que en un futuro cercano inversionistas tanto locales como extranjeros vean en Nicaragua el potencial para llevar a la realidad sus ideas de negocios o inversiones, lo que sería de gran ayuda para el desarrollo económico y social.

Al incorporar este sistema de estabilizadores a un edificio, se orienta una alternativa que se podrá aplicar a la construcción de estructuras sismorresistentes; esta investigación aportará resultados para ampliar el conocimiento sobre el sistema mencionado.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Comparar el desempeño sísmico en edificios altos convencionales versus edificios con el sistema de estabilizadores.

1.3.2. Objetivos específicos

- Analizar y diseñar sísmicamente un edificio convencional con el software ETABS V18, conforme el código AISC 341-16.
- Analizar y diseñar sísmicamente un edificio con el sistema de estabilizadores con el software ETABS V18, conforme el código AISC 341-16.
- Comparar el comportamiento sísmico de ambas estructuras.



CAPITULO II

REQUERIMIENTOS DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN AMBOS EDIFICIOS

2. Requerimientos de los sistemas estructurales que conforman ambos edificios.

2.1. Arriostres.

Los arriostres son elementos de acero dispuestos en forma diagonal dentro de marcos para resistir cargas laterales principalmente. Estos poseen la particularidad de que sólo trabajan ante cargas axiales, es decir, tracción y compresión. Básicamente, su comportamiento límite lleva a que fluyan y desarrollen deformaciones inelásticas ante esfuerzos de tracción y se pandeen ante compresión, provocando una respuesta histerética axial asimétrica (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017).

2.2. Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente

Los arriostres se posicionan dentro de marcos de acero para funcionar, es decir, un sistema formado por dos columnas conectadas por una viga en sus extremos superiores. A estos marcos que incluyen arriostramientos se les conocen como marcos arriostrados, distinguiéndose, principalmente, dos tipos: marcos arriostrados concéntricamente (CBF, por las siglas en inglés de Centrally Braced Frames) y marcos arriostrados excéntricamente (EBF, por las siglas en inglés de Eccentrically Braced Frames). Los primeros se caracterizan porque los arriostramientos dispuestos dentro del marco se juntan en algún punto (cuando son dos o más, pues también hay CBFs que contienen un solo arriostramiento que va de una esquina a la esquina opuesta del marco), ya sea en sus extremos o en su mitad, y los segundos poseen arriostramientos cuyos ejes no se interceptan sobre el eje de la viga y/o columna, quedando una distancia entre sus

extremos a la que se llama excentricidad. El presente documento se centra en el estudio de los CBFs, dejando a un lado información referentes a EBFs (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017)

Los marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, mediante la fluencia y pandeo de los arriostres, los cuales pueden desarrollar deformaciones axiales muy elevadas, por lo que se requiere un diseño adecuado de todos los componentes estructurales para evitar fallas prematuras (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017).

Estos ofrecen un buen comportamiento sísmico debido a que proveen, principalmente, rigidez lateral. Su respuesta depende principalmente del comportamiento asimétrico axial de sus arriostres. Cabe destacar que los SCBF que poseen dos arriostres siempre tendrán uno trabajando ante compresión y otro ante tracción dependiendo del sentido de la carga lateral solicitante. Ante sismos, esta situación se va invirtiendo dado que la sollicitación va cambiando constantemente de sentido, lo que provoca cargas axiales cíclicas sobre los arriostres (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017).

➤ Tipos de configuración de marcos concéntricos

A lo largo de los años se han estudiado varias formas de posicionar arriostres dentro de marcos para confeccionar distintos tipos de CBFs y así diseñar sistemas lo más útiles posibles, esto considerando su respuesta ante sollicitaciones laterales y el uso que se les quiera dar según las características de la estructura (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

Para elegir la configuración adecuada de pórticos concéntricos se toman en cuenta ciertos parámetros, el ángulo que se forma con respecto a la horizontal. La eficiencia de las riostras, en términos del aporte de rigidez, se produce cuando el ángulo se encuentra entre 40° y 50° siendo el valor ideal 45° (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

Las configuraciones de CBFs más conocidas en la actualidad se ilustran en la Figura 1 y se caracterizan por lo siguiente:

CBF en X: Posee dos arriostres, ambos dispuestos desde una esquina del marco hasta la esquina opuesta (base de una columna hasta unión viga-columna opuesta). Estos elementos se juntan en la mitad de su longitud, conectándose de tal forma que trabajen en conjunto (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

CBF en V invertida: Posee dos arriostres, ambos dispuestos desde la base de una columna hasta la mitad de la viga del marco, lugar donde se juntan (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

CBF en V: Posee dos arriostres, ambos dispuestos desde una unión viga-columna hasta la mitad de la base del marco, lugar donde se juntan (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

CBF en D: Posee un solo arriostre que se dispone desde la base de una columna hasta la unión viga-columna opuesta. La letra D es de "Diagonal" (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

CBF en Z: Posee dos arriostres, ambos dispuestos desde la base de una columna hasta la mitad de la viga del marco, lugar donde se juntan. La diferencia con los CBFs en V

invertida radica en que en este caso se coloca una columna en la unión de los arriostres, generándose una unión viga-columna en ese punto. La letra Z es de “Zipped”, como se le conoce en inglés (tipo cremallera) (López Morales & Álvarez Meza, 2019).

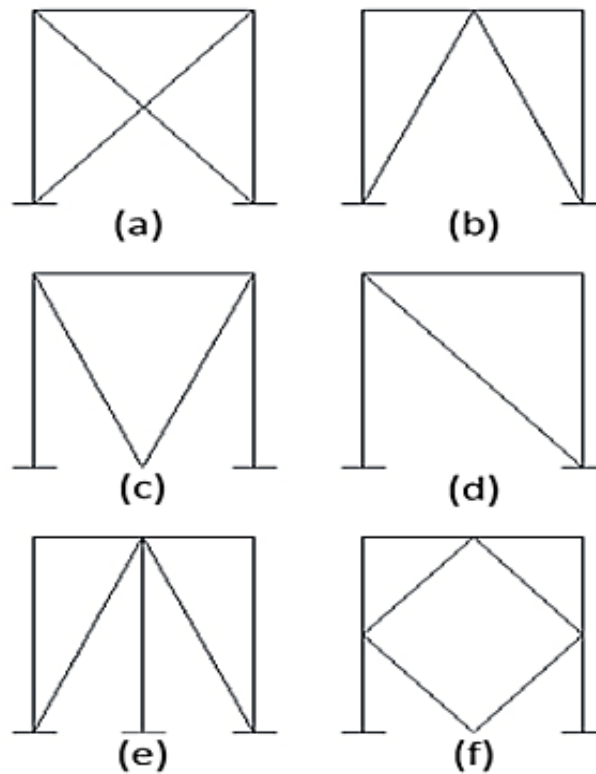
CBF en K: Posee cuatro arriostres que forman una especie de rombo dentro del marco. Dos de los elementos se disponen desde la mitad de la base del marco hasta la mitad de una columna, y los otros dos, desde la mitad de una columna hasta la mitad de la viga del marco. Así, los arriostros se juntan en la mitad de la base del marco, de las columnas y de la viga, teniéndose que ninguno de los arriostres se conecta a una unión rígida (como lo son las bases de las columnas y las uniones viga-columna) (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017).

➤ Comportamiento estructural de los arriostres.

La respuesta sísmica de cada tipo de SCBF se analiza durante el presente documento. Por otro lado, también influye en la elección de cada configuración las características de uso de la estructura. Por ejemplo, los SCBF en X se pueden utilizar en paneles cerrados, mientras que aquellos en V invertida permiten el paso de personas (estructuras habitacionales y de oficina, así como industriales), vehículos o maquinarias (estructuras industriales, principalmente), y la configuración en K puede ser adecuada en lugares con ventanas (elementos muy presentes en estructuras habitacionales y de oficina, principalmente). Sin embargo, también se deben tener en cuenta los problemas que puede causar cada configuración sobre las columnas y/o la viga del marco (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017).

Figura 1.

Configuraciones típicas para pórticos arriostrados concéntricamente, (a) riostras en X, (b) en V invertida, (c) en V, (d) en diagonal y (e) en Z, (f) en K.



Fuente: Estado del arte de arriostramientos en estructuras de acero (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017)

- Perfiles utilizados como arriostres.

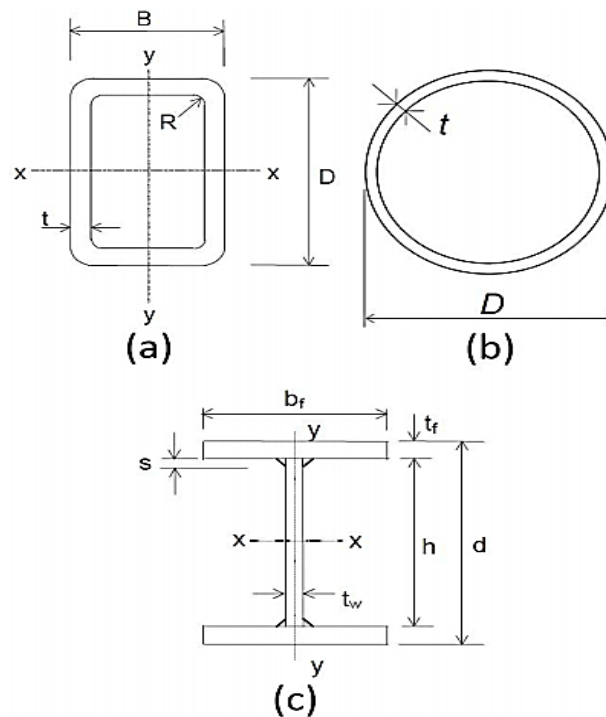
El comportamiento de los arriostres está muy influenciado por el tipo de sección, o perfil, utilizado en su confección. A lo largo de los años se ha estudiado la respuesta sísmica de estos elementos utilizando distintos tipos de secciones. En general, se buscan perfiles con momentos de inercia similares en sus dos ejes ortogonales de trabajo, esto en virtud

de que la esbeltez del arriostre casi no varíe en ambos ejes, y con dimensiones que permitan tener una correcta razón ancho-espesor (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017).

Tomando en cuenta los casos generales a nivel mundial se tiene que, actualmente, se consideran como las secciones más idóneas a utilizar en arriostres, los tubulares (circulares y rectangulares) y los perfiles W. Estos resultados se han obtenido a través de las investigaciones realizadas (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017)

Figura 2.

Esquemas de secciones más utilizadas en arriostramientos y sus principales características geométricas: (a) Tubular rectangular; (b) Tubular circular; (c) perfiles W.



Fuente: Estado del arte de arriostramientos en estructuras de acero (Beltrán Morales & Montecinos Concha , 2017)

2.3. Análisis de los elementos

La resistencia requerida en vigas, columnas y conexiones debe determinarse a partir de las combinaciones de carga correspondientes, considerando las acciones sísmicas limitadas por capacidad Ecl. Es importante recordar que la acción sísmica Ecl se define como las máximas solicitaciones obtenidas de un análisis plástico racional. En el caso de los pórticos especiales arriostrados concéntricamente se requiere considerar los esfuerzos más desfavorables resultantes de los siguientes casos (AISC 341- 16)

Análisis en el que se supone que las riostras desarrollan la resistencia esperada a compresión y tracción (AISC 341- 16).

Análisis en el que se asume que las riostras traccionadas desarrollan su resistencia esperada, mientras que las comprimidas desarrollan su resistencia de pos-pandeo (AISC 341- 16).

Para marcos arriostrados multipanel, análisis en los que se representa la fluencia y pandeo progresivo de las riostras, desde las más débiles hasta las más resistentes. Estos análisis deben considerar ambas direcciones de carga (AISC 341- 16).

Los arriostres se determinarán en compresión o en tensión despreciando los efectos de las cargas de gravedad (AISC 341- 16).

La resistencia esperada de los arriostres en tensión es (AISC 341- 16):

$$R_y F_y A_g \quad (1)$$

Para las riostras comprimidas, la resistencia esperada se adopta como el menor valor entre ecuación 1 y ecuación 2:

$$1/0.877 F_{cre} A_g \quad (2)$$

Donde:

A_g = área bruta

F_y = Es la relación entre la resistencia de elasticidad esperada y la resistencia de elasticidad mínima especificada.

R_y = Es la relación entre la resistencia de elasticidad esperada y la resistencia de elasticidad mínima especificada.

F_y y F_{cre} son la tensión crítica asociada con la deformación del arriostre considerando la resistencia esperada del material.

La resistencia esperada del arriostre después del pandeo se tomará como un máximo de 0.3 veces la resistencia esperada del arriostre en compresión. La longitud de pandeo para el cálculo de la tensión crítica no debe exceder la distancia entre los extremos de la riostra (AISC 341- 16).

La resistencia requerida de las columnas del pórtico arriostrado no necesita exceder el menor de los siguientes valores (AISC 341- 16):

- a) Las fuerzas resultantes de considerar la resistencia de las fundaciones al levantamiento, por efecto del momento de vuelco.
- b) Las solicitaciones obtenidas de un análisis dinámico no lineal, incluyendo los efectos de no linealidad del material y geométricos, según lo indicado por el reglamento

2.3.1. Requisitos del Sistema

Las vigas que son interceptadas por los arriostres lejos de la conexión viga-columna deberán satisfacer los siguientes requisitos (AISC 341- 16):

- a) Las vigas deben ser continuas entre las columnas.
- b) Las vigas deberán arriostrarse lateralmente según los requisitos exigidos a miembros de ductilidad moderada en la sección D1.2 a del ANSI/AISC 341-16.

➤ Miembros

Requisitos básicos.

Las columnas, vigas y arriostres deben satisfacer los requisitos de la sección D1.1 del código ANSI/AISC 341-16 para miembros de alta ductilidad.

➤ Arriostres Diagonales

Las especificaciones definen dos condiciones principales para los arriostres (AISC 341-16):

Esbeltez: Los arriostres debe cumplir la condición:

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (3)$$

Donde:

KL = Longitud efectiva

r = radio de giro del elemento

Este límite es mayor que en versiones anteriores del reglamento debido a que investigaciones recientes muestran que la falla por fractura bajo carga cíclica es menos probable a medida que se incrementa la esbeltez del arriostre se requiere que el área efectiva del arriostre no sea menor que el área bruta de la misma. Esta condición implica la colocación de refuerzos especiales en las zonas de conexión donde se reduce la sección, por ejemplo, del arriostre con conexiones apernadas o arriostres tubulares soldados, que se insertan a las chapas de nudo mediante ranuras realizadas en los extremos. Con ello se busca evitar la ruptura de la riostra en la sección neta antes de que la estructura desarrolle ductilidad (AISC 341- 16).

➤ Distribución de fuerza lateral:

En cada plano resistente, las riostras deben disponerse en direcciones alternadas con el objeto de conseguir un buen balance entre la resistencia de las riostras traccionadas y

comprimidas. Es por ello que se exige en cada plano que, ante fuerzas laterales actuando en ambas direcciones, las riostras traccionadas resistan entre el 30% y 70% de la fuerza sísmica actuante en dicho plano. Esta condición puede obviarse cuando la resistencia a compresión de las riostras es mayor que la resistencia requerida obtenida a partir de las combinaciones de carga con los estados de carga sísmica amplificada (lo que implica una respuesta esencialmente elástica del pórtico arriostrado). El cumplimiento de esta condición excluye el uso de tensores en X, al igual que las riostras en K, como sistema de arriostramientos para pórticos especiales arriostrados (AISC 341- 16).

➤ Relación anchura-espesor.

Las columnas, vigas y arriostre de los marcos especiales arriostrados concéntricamente deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad elevada. De modo que las secciones de esos miembros deben tener relaciones anchura-espesor que no superen el valor límite λ_{hd} (relación anchura-espesor límite para miembros con alta ductilidad). Los puntales de pórticos arriostrados multipanel se consideran como miembros de ductilidad moderada, por lo que las secciones deben verificarse con el valor límite λ_{md} (relación anchura-espesor límite para miembros con moderada ductilidad) que representa una condición menos estricta que la anterior. Estas exigencias son coherentes con el criterio de diseño sismorresistente para estos marcos, mediante el cual se permite el pandeo global de la riostra y se limita la ocurrencia del pandeo local, que puede originar fallas frágiles por fractura del acero (AISC 341- 16).

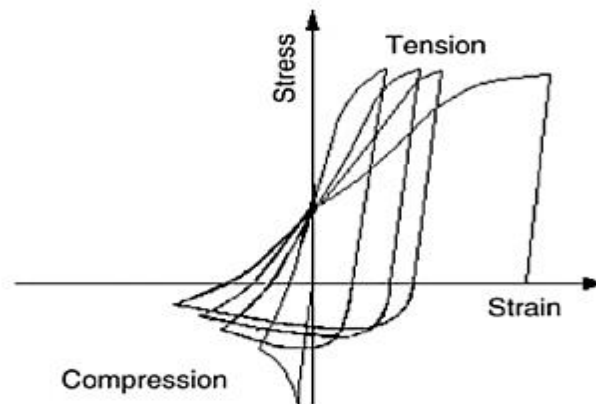
2.3.2. Diagrama de Disipación de Energía en Marcos con Arriostramiento Concéntrico

Las diagonales de acero dentro de marcos arriostrados concéntricamente resisten las cargas laterales principalmente y estas poseen la particularidad de que sólo trabajan ante cargas axiales, es decir, tracción y compresión. Básicamente, su comportamiento límite lleva a que fluyan y desarrollen deformaciones inelásticas ante esfuerzos de tracción y se pandeen ante compresión, provocando una respuesta histerética axial, asimétrica.

(Gálvez, 2014)

Figura 3.

Gráfica de tensión axial- deformación axial unitaria de un arriostramiento concéntrico sometido a cargas cíclicas, lo que representa su comportamiento Histerético



Fuente: Estado del arte de arriostramientos en estructuras de acero (Beltrán Morales & Montecinos, Concha, 2017)

En la imagen que se muestra anteriormente se presenta un gráfico ilustrativo de cómo suele comportarse un arriostramiento en sus distintas fases ante cargas cíclicas, o lo que

es lo mismo, su comportamiento histerético. Estos gráficos se caracterizan por presentar fuerza axial en función de deformación axial, o sus derivados (Beltrán Morales & Montecinos, Concha, 2017).

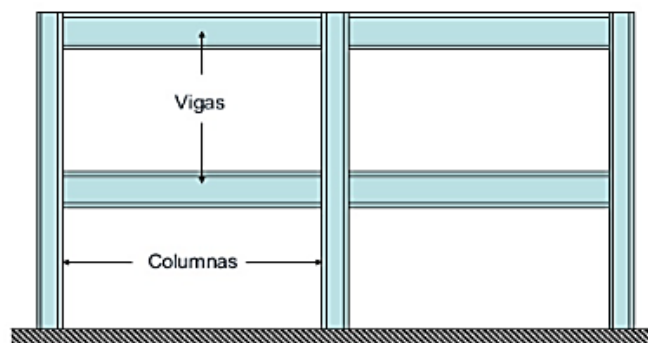
2.4. Marco Especial a Momento (SMF)

De acuerdo con el código AISC 341-16, los marcos especiales a momento presentan una mayor capacidad de disipación de energía, las deformaciones inelásticas se desarrollan principalmente por flexión en las vigas, en menor cantidad en la zona del panel de las columnas.

Para lograr que se desarrolle adecuada ductilidad y estabilidad estos marcos se deberán diseñar para limitar la deformación de la zona del panel, evitar la formación de articulaciones en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Los extremos de la viga se consideran como zonas protegidas, se hace necesario el uso de conexiones precalificadas (AISC 341- 16).

Figura 4. Elementos que conforman un marco especial a momento.

Marco especial a momento(SMF).



Fuente: Consideraciones para el diseño estructural de edificios de acero, utilizando marcos especiales a momento (SMF). (Pirir Quelex, 2017).

➤ Panel nodal.

La zona nodal de las conexiones viga-columna se define, geométricamente, como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas. Este panel es un componente de los marcos no arriostrados, que se caracteriza por su flexibilidad y por estar sometido a elevadas sollicitaciones que puede ocasionar deformaciones excesivas sino se diseñan adecuadamente (Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero, 2018)

Los esfuerzos internos en el panel nodal pueden determinarse, en forma más simple, mediante un diagrama de cuerpo libre modelado mediante elementos finitos bidimensionales donde se ponen de manifiesto los esfuerzos de corte, cargas axiales y momentos flectores actuantes en las caras del panel. El efecto de la flexión puede representarse mediante fuerzas equivalentes, que se obtienen considerando que el momento flector resulta de una cupla formada por dos fuerzas axiales iguales y opuestas actuando en las alas del perfil (Crisafulli, Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero, 2018).

A partir de consideraciones de equilibrio entre las fuerzas indicadas en el diagrama de cuerpo libre se puede determinar la resistencia requerida a corte en el panel nodal

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1}-t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2}-t_{f2})} - V_c \quad (4)$$

donde V_c es el esfuerzo de corte en la columna ubicada por encima del nudo, d_{b1} y d_{b2} representan la altura total de las vigas que llegan al nudo y M_1 y M_2 los momentos flectores en los extremos de dichas vigas.

➤ Relación ancho - espesor para vigas y columnas.

Se deben verificar las condiciones requeridas para miembros de alta ductilidad, según AISC 341-16, para controlar los efectos de pandeo local, de modo que las secciones de los miembros de estos marcos deben cumplir con la relación ancho espesor indicadas en la tabla D1.1.

Estos valores límites se encuentran tabulados para elementos rigidizados y no rigidizados, considerando además el tipo de sollicitación actuante en los elementos. Para el caso de secciones I de acero tipo ASTM A-36, los valores límites implican que la relación anchura-espesor para el ala debe ser menor que 8.5 y para el alma menor que 89.1 a 42.3, según sea el valor de la carga axial de compresión. Las vigas de los marcos especiales pueden diseñarse como miembros compuestos en combinación con una losa de hormigón armado para resistir cargas gravitatorias (AISC 341- 16).

➤ Relación columna fuerte - viga débil

Para marcos a momento se tendrá que cumplir la relación viga débil-columna fuerte, de acuerdo a AISC 341-16, sección E3-4a, donde el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, el denominador representa la suma de los momentos plásticos en las vigas, proyectada en el rostro de la columna.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \quad (5)$$

Los momentos flectores definidos previamente se determinan como:

$$M_{pc}^* = Z_c(F_{yc} - P_r/A_g) \quad (6)$$

$$M_{pb}^* = M_{pr} + M_v \quad (7)$$

Donde Z_c y Z_b son los módulos plásticos de columna y viga, respectivamente, P_r es la resistencia requerida a compresión de la columna, M_{pr} es el momento máximo probable en la viga y M_v es el momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna. En los casos en que se usan conexiones con secciones de viga reducida, se debe considerar en el cálculo del momento el módulo plástico correspondiente a la sección reducida (AISC 341- 16).

2.5. Sistema de Edificios con Estabilizadores

Los sistemas de estabilizadores son sistemas de resistencia a las cargas laterales que pueden minimizar eficazmente las cargas laterales y fortalecer los edificios altos. En este sistema, la estructura externa e interna se acoplan como un todo para resistir cargas laterales (Choi, 2012).

Todos los edificios de varios pisos requieren al menos un núcleo para acomodar ascensores, escaleras, pozos mecánicos y otros servicios comunes. Porque las vistas son una parte significativa del valor intrínseco en edificios altos, es más común para que su núcleo o núcleos estén centralizados ubicado dentro del plano de planta para colocar ocupantes a lo largo de las paredes exteriores. Un núcleo central también ubica el centro de rigidez lateral cerca del centro de carga de viento lateral y centro de masa para cargas sísmicas laterales, minimizando fuerzas de torsión. En regiones de alta sísmica muchos

edificios altos tienen un sistema dual, a veces llamado "núcleo y marco" con un momento de perímetro el marco proporciona una torsión significativa, pero una contribución menor a rigidez de vuelco. Cuando el núcleo es relativamente grande en planta puede ser lo suficientemente ancho para proporcionar fuerza contra vuelco y rigidez frente a la deriva. Para mantener el Relación deriva / altura del edificio por debajo de un criterio particular, la rigidez del núcleo tendría que cuadruplicar, pero simplemente engrosando las paredes del núcleo para una mayor rigidez o introduciendo estabilizadores estos pueden aliviar la dependencia del sistema central y aprovechar el espacio útil entre el núcleo y las columnas exteriores (Choi, 2012)

2.5.1. Transferencia de Cargas en el Sistema de Estabilizadores

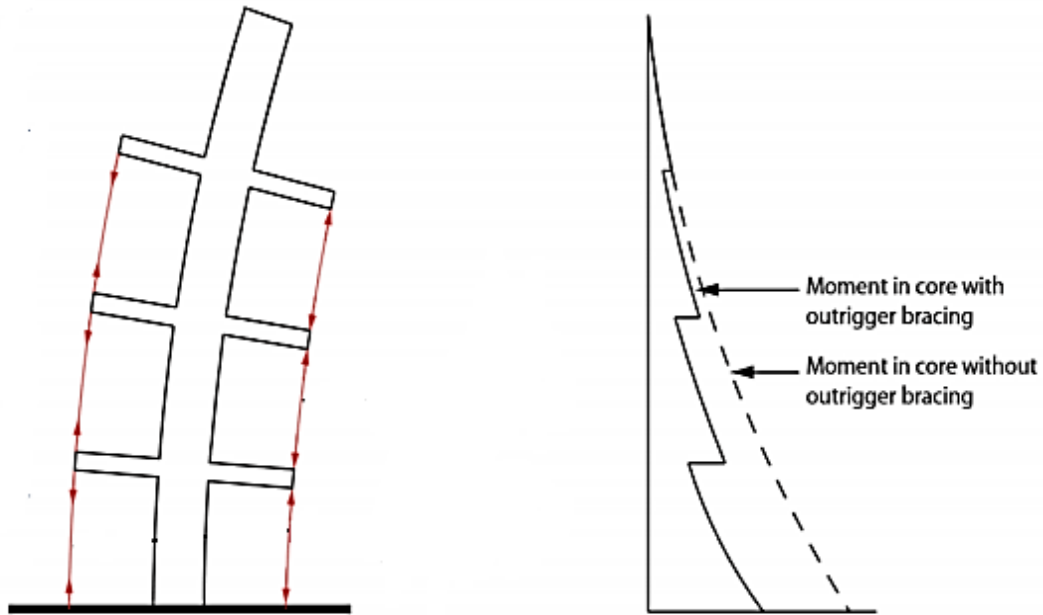
Cuando una estructura que contiene un sistema de estabilizadores se carga lateralmente, los estabilizadores resisten la rotación del núcleo usando columnas perimetrales para empujar y tirar oposición, introduciendo un cambio en el pendiente de la curva de deflexión vertical, una parte del momento de vuelco del núcleo se transfiere a los estabilizadores y, a su vez, la tensión y compresión en las columnas. Normalmente las cargas por gravedad en columnas son suficiente para mantener la red compresión, pero la tensión neta debe siempre ser verificada. En concreto la tensión neta de las columnas podría resultar en agrietamiento (Choi, 2012).

La magnitud de la reducción de la deriva y momento de vuelco del núcleo y los estabilizadores es una función de varias propiedades del edificio: flexión del núcleo, flexión y rigidez de estabilizadores, ubicaciones de los estabilizadores a lo largo la altura

del edificio, dimensiones en planta entre centroides de núcleo y estabilizadores, y rigidez axial de las columnas en el estabilizador (Choi, 2012).

Figura 5.

Interacción entre los estabilizadores y el núcleo



Fuente: Outrigger Design for High-Rise Buildings. (Choi, 2012).

Los mismos estabilizadores rígidos que generan interacción entre el núcleo y las columnas bajo cargas laterales también provocarán interacción bajo cargas verticales. Debido a que es más probable que las columnas actúen con un esfuerzo mayor que los núcleos bajo cargas de gravedad, los estabilizadores típicamente tienden a transferir la carga de gravedad de la columna externa al núcleo cuando el núcleo y las columnas son

del mismo material. Con un núcleo de hormigón y columnas perimetrales de acero, el efecto se invierte con el tiempo en forma de fluencia y contracción y hace que el núcleo se acorte más. Los efectos de transferencia de carga se pueden minimizar mediante el control de la secuencia de construcción o el uso de una conexión especial (Choi, 2012).

2.5.2. Tipos de Sistemas de estabilizadores

Existen varios tipos de sistemas de estabilizadores, como los estabilizadores de acero, los estabilizadores de hormigón y los estabilizadores híbridos (que utilizan material de hormigón y de acero). Entre ellos, los estabilizadores de acero son los más convencionales (Fu, 2018).

2.5.3. Estabilizadores

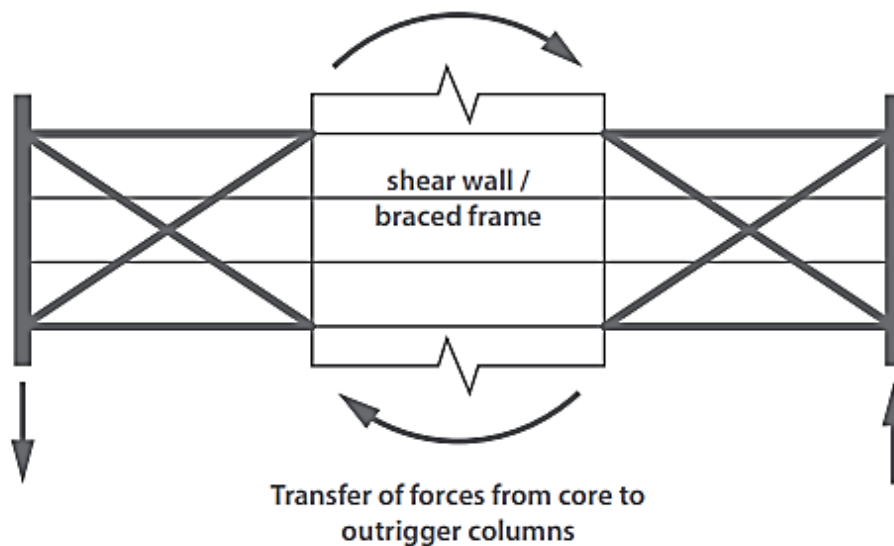
Los estabilizadores son vigas reticuladas cuya altura se corresponde con uno o dos pisos del edificio, para tener la adecuada rigidez y resistencia. Esta disposición permite concentrar los arriostramientos en una zona del edificio (usualmente en el núcleo ubicado en la parte central) y vincular las columnas intermedias y periféricas para que también participen del sistema resistente. Los estabilizadores pueden colocarse en el nivel superior o bien en distintos niveles, dependiendo de la cantidad de pisos y de las características estructurales del edificio (Crisafulli, 2014).

Las vigas estabilizadoras son estructuras horizontales rígidas diseñadas para mejorar la rigidez al vuelco en edificios y la fuerza al conectar el centro del edificio a columnas

distantes; la explicación del funcionamiento de los estabilizadores en el edificio es simple, porque los estabilizadores actúan como brazos rígidos que unen columnas exteriores, cuando un cuerpo central intenta ladearse, su rotación en el nivel del estabilizador induce una tensión-compresión en las columnas exteriores actuando en oposición a ese movimiento, el resultado es un tipo de movimiento de restauración que actúa en el centro de ese nivel (Choi, 2012).

Figura 6.

Transferencia de fuerza mediante un sistema de estabilizadores.



Fuente: Outrigger Desing for High-Rise Buildings. (Choi, 2012).

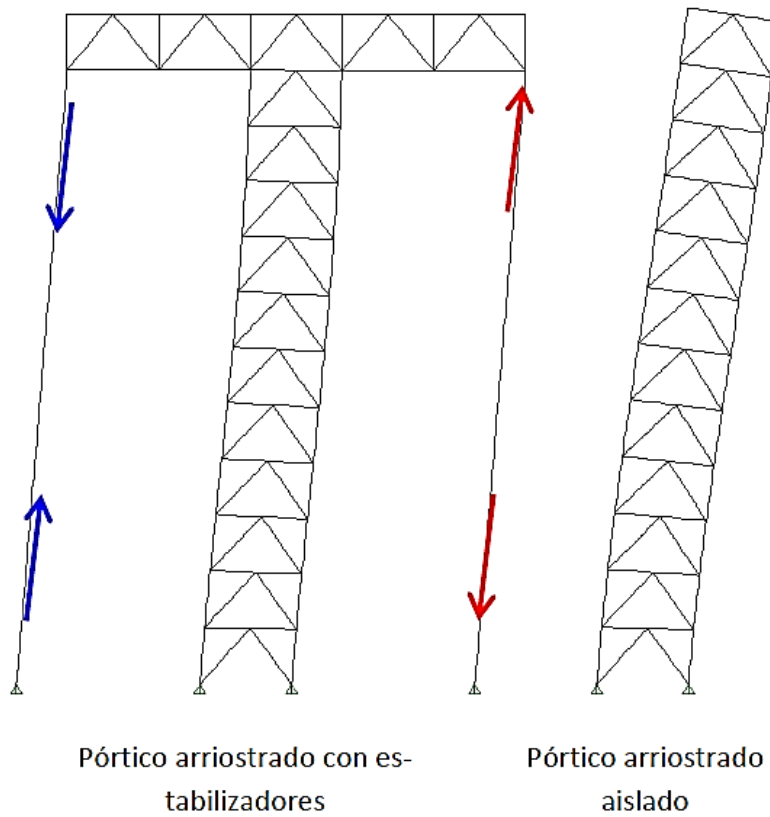
2.5.4. Rigidez de la Columna y la Armadura de Estabilizadores

Para desarrollar y aplicar fuerzas que contrarresten el vuelco del núcleo, las cerchas y las columnas de los estabilizadores deben ser rígidos y fuertes. La rigidez axial de las columnas se consigue más fácilmente cuando la distancia vertical entre los cimientos y el estabilizador es más corta, aunque un nivel de estabilizador más bajo no sea el óptimo en teoría. La rigidez global del sistema también puede mejorarse aumentando el tamaño de los elementos localmente en áreas aceptables en lugar de un elemento. El diseño de las columnas de acero puede abordar esto directamente proporcionando empalmes de columnas con una capacidad de tracción. En las columnas de hormigón armado o columnas compuestas, el acero empotrado debe ser capaz de resistir la tensión (Choi, 2012).

Para explicar el comportamiento estructural se muestra en la Figura 7 un caso simple de un pórtico arriostrado de 12 niveles con brazos laterales o estabilizadores en la parte superior. Cuando la estructura se deforma por la acción de cargas laterales de viento o sismo, los brazos superiores inducen cargas axiales en las columnas periféricas. Estas columnas, no solo contribuyen a resistir las cargas gravitatorias, sino que también generan un momento estabilizante que resiste parte del momento de vuelco inducido por las acciones laterales (Crisafulli, 2018)

Figura 7.

Comparación de la deformada por carga lateral de un pórtico arriostrado de 10 pisos, con y sin estabilizadores en el nivel superior.

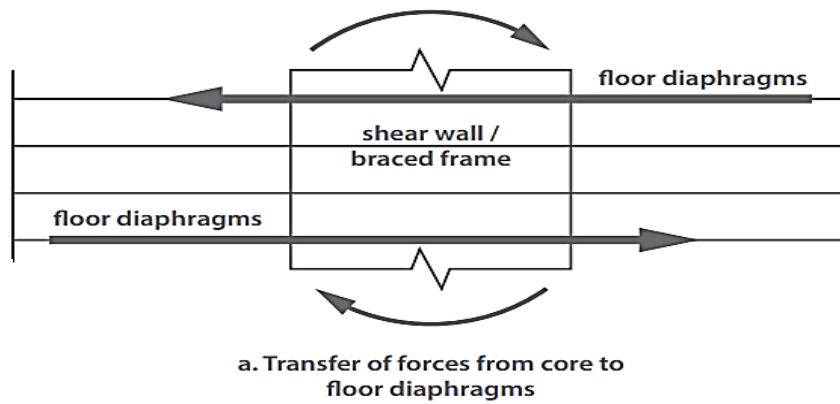


Fuente: Diseño Sismoresistentes de Construcciones de Acero. (Crisafulli, 2018).

Las principales ventajas de este sistema de estabilizadores	Las principales desventajas de este sistema de estabilizadores
<p>Reducción de la deformación debido a la mayor rigidez</p> <p>Eficiencia en el uso estructural, menores exigencias en el núcleo con la utilización uniforme de las columnas exteriores</p> <p>Mayor rigidez a la torsión gracias a la armadura del cinturón</p> <p>Mayor resistencia al colapso progresivo debido la presencia de una vía de carga alternativa</p>	<p>Deformación diferencial entre el núcleo y las columnas que puede crear fuerzas adicionales en los estabilizadores. Por esta razón, una solución alternativa pueden ser las cerchas de cinturón en junto con diafragmas rígidos.</p> <p>La utilización de los espacios ocupados, ya que los estabilizadores interfieren con el uso del espacio en la planta a la que están asignados.</p> <p>Cambio en la rigidez entre el estabilizador y los pisos adyacentes. Esto puede crear una especie de comportamiento "blando" de las plantas.</p>

Figura 8.

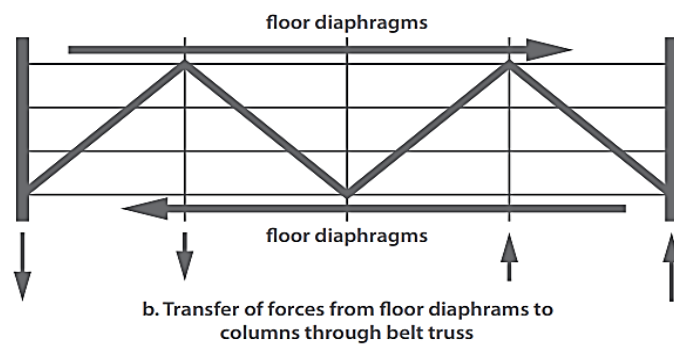
Transferencia de fuerzas desde el núcleo hasta los diafragmas de piso.



Fuente: Outrigger Desing for High-Rise Buildings. (Choi, 2012).

Figura 9.

Transferencia de fuerzas de los diafragmas de piso a las columnas a través de la armadura del cinturón o anillo.



Fuente: Outrigger Desing for High-Rise Buildings. (Choi, 2012).

2.5.5. Diseño de Estabilizadores

En el documento *Outrigger Design for High-Rise Buildings* (Choi, 2012) el sistema de estabilizadores no figura como sistema sísmico de resistencia a la carga lateral en ningún código, por lo que no se dispone de ningún parámetro de diseño.

En vista de lo antes mencionado y solo para propósitos de investigación y académicos nos guiamos de acuerdo a las investigaciones y libros que hemos leído, por consiguiente decidimos utilizar este diseño para el sistema Outrigger conformado por núcleo, brazos estabilizadores y anillo perimetral. Donde el núcleo y los brazos estabilizadores serán diseñados como marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) de acuerdo al código AISC 341-16, y el anillo perimetral será diseñado como armadura de acero conforme al código AISC 360-16.

De acuerdo a lo antes mencionado el núcleo y los brazos estabilizadores se serán diseñados como marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) de acuerdo al código AISC 341-16; el diseño se realizará conforme a las ecuaciones planteadas en el capítulo 2 de este documento.

A continuación, se muestran las ecuaciones con las que se diseñarán las riostras, columnas y vigas del anillo diseñado como armadura del sistema outrigger de acuerdo al AISC 360-16.

2.5.6. Diseño de los arriostres.

Para miembros diseñados en tensión, la razón de esbeltez L/r , es preferible que no exceda de 300. (AISC 360-16).

- Diseño de miembros en tensión.

Esbeltez límite:

$$\frac{KL}{r} < 300 \quad (8)$$

Donde:

KL = Longitud efectiva

r = radio de giro del elemento

- Resistencia en tensión.

La resistencia admisible en tensión $\phi_t P_n$ de miembros tensionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tensión calculada en la sección bruta y rupturas en tracción calculados en la sección neta (AISC 360-16).

Para fluencia en tensión en la sección bruta (AISC 360-16):

$$P_n = F_y A_g \quad (9)$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Para ruptura en tensión en la sección bruta (AISC 360-16):

$$P_n = F_u A_e \quad (10)$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

P_n = carga de diseño

A_g = área bruta

F_y = tensión cedente

ϕ_y = factor de reducción por tensión

A_e = área neta efectiva

F_u = tensión última mínima especificada

➤ Área neta efectiva

El área bruta, A_g y el área neta, A_n , de elementos tensionados debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección B4.3 (AISC 360-16).

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinado de la siguiente forma (AISC 360-16):

$$A_e = A_n U \quad (11)$$

Donde U, el factor de corte diferido, determinado como se muestra en la Tabla D3.1

Para secciones transversales abiertas, tales como secciones W, M, S, C o HP, WTs, STs, y ángulos simples y dobles, el factor de corte diferido, U, no requiere ser menor que la razón entre el área bruta del elemento(s) conectado(s) y el área bruta del elemento. Esta disposición no se aplica en secciones cerradas, tales como HSS, ni en planchas (AISC 360-16).

2.5.7. Diseño de Columnas

➤ Diseño a compresión

Disposiciones generales.

La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible en compresión deben ser determinadas de la siguiente manera (AISC 360-16).

La resistencia de compresión nominal, P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional (AISC 360-16).

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

➤ Longitud efectiva.

La longitud efectiva, L_c , para el cálculo de la esbeltez de un miembro, L_c / r , debe ser determinada de acuerdo con el Capítulo C o el Anexo 7 (AISC 360-16).

Donde:

k = factor de longitud efectiva

$L_c = KL =$ longitud efectiva del miembro

$L =$ longitud no arriostrada lateralmente del miembro

$r =$ radio de giro

c) Esbeltez límite:

Para miembros diseñados a compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r , no sea mayor de 200 (AISC 360-16).

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad (12)$$

Donde:

$KL =$ Longitud efectiva

$r =$ radio de giro del elemento

La longitud efectiva, L_c , puede ser determinada mediante métodos distintos a aquellos que consideren el factor de longitud efectiva, K (AISC 360-16).

d) Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos:

Esta Sección aplica para miembros solicitados en compresión formados por elementos no esbeltos, como se define en la Sección B4.1 para elementos en compresión uniforme (AISC 360-16).

Cuando la longitud torsional efectiva es mayor que la longitud lateral no arriostrada, la Sección E4 puede controlar el diseño de columnas de ala ancha y formas similares (AISC 360-16).

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (13)$$

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina como sigue (AISC 360-16):

1) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (14)$$

2) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (15)$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección transversal de un miembro

E = Módulo de elasticidad del acero

F_e = tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con la Ecuación E3-4, según lo especificado en Anexo 7, Sección 7.2.3 (b), o de acuerdo con un análisis de pandeo elástico, cuando es aplicable.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (16)$$

e) Pandeo torsional y flexo-torsional de miembros a compresión:

Esta Sección se aplica a miembros con simetría simple y asimétricos y ciertos miembros con simetría doble, tales como miembros de secciones cruciformes o armadas, así como

miembros de doble simetría, en los que la longitud sin arriostramiento torsional excede a la longitud sin arriostramiento lateral. Todos estos no deben tener elementos esbeltos. Adicionalmente, estas disposiciones se aplican a ángulos simples, en los cuales $b/t > 0.71 E / F_y$, donde b corresponde al ancho del ala más larga y t su espesor (AISC 360-16).

La resistencia nominal a compresión, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexo-torsión y torsión, de la siguiente manera (AISC 360-16):

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (17)$$

La tensión crítica, F_{cr} , se determina de acuerdo con la ecuación E3-2 o según E3-3, mediante el uso de la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional, F_e , determinada de la siguiente manera (AISC 360-16):

f) Para miembros con simetría doble rotando en torno al centro de corte:

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (18)$$

Para miembros con simetría simple rotando en torno al centro de corte donde y es el de simetría (AISC 360-16):

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (19)$$

Donde:

C_w = constante de alabeo

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2} \quad (20)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E C_w}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} \quad (21)$$

$$F_{ey} = \left(\frac{\pi^2 E}{L_{cz}^2} + C_j\right) \frac{1}{A_g \bar{r}_0^2} \quad (22)$$

G = modulo elástico de corte del acero

H = constante deflexión

$$H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} \quad (23)$$

I_x, I_y = momento de inercia en torno de los ejes principales

J = constante torsional

K_x = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión respecto del eje x

K_y = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión respecto del eje y

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión respecto del eje z

$L_{cx} = K_x L_x$ = longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje x

$L_{cy} = K_y L_y$ = longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje y

$L_{cz} = K_z L_z$ = longitud efectiva del miembro para pandeo respecto del eje z

L_x, L_y, L_z = longitud lateral no arriostrada del miembro para cada eje

\bar{r}_0 = radio de giro polar en torno al centro de corte

x_0, y_0 = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide

Para miembros con simetría simple en los que el eje x es el eje de simetría, por, la Ecuación E4-3 puede usarse con F_{ey} reemplazado por F_{ex} .

2.5.8. Diseño de Viga

➤ Diseño de miembros a flexión

La resistencia de diseño en flexión, $\phi_b M_n$, o la resistencia admisible en flexión, M_n/Ω_b , deben ser determinados de la siguiente manera (AISC 360-16):

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser determinada de acuerdo con las Secciones F2 hasta F13 (AISC 360-16).

El factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniforme cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento (AISC 360-16):

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{12.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (24)$$

Donde:

M_{max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado.

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado.

La resistencia nominal en flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

a) Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (25)$$

Donde:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x.

b) Pandeo lateral-torsional

1) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica

2) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (26)$$

3) Cuando

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (27)$$

Donde:

L_b = longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales del ala comprimida o arriostrado contra giro de la sección transversal.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J C}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{tc}}\right)^2} \quad (28)$$

Donde:

F_{cr} = tensión crítica

E = módulo de elasticidad del acero

J = constante torsional

S_x = módulo de sección elástica en torno al eje x

h_0 = distancia entre los centroides de las alas

El término raíz cuadrada en Ecuación F2-4 puede tomarse conservadoramente igual a 1,0 (AISC 360-16).

Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia L_p

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (29)$$

Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico L_r

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{JC}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{JC}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (30)$$

Donde:

r_y = radio de giro sobre el eje y

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (31)$$

$$S_x = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (32)$$

Y el coeficiente c se determina como sigue a continuación.

Para secciones I con simetría doble C=1



CAPITULO III

ANALISIS SISMICO DE AMBOS EDIFICIOS CON EL SOFTWARE ETABS V18

3. Análisis Sísmico de ambos edificios con el Software ETABS V18.

3.1. Descripción de los edificios

En este capítulo se presentan los requerimientos necesarios para llevar a cabo el análisis de dos edificios, uno de tipo convencional, con 20 niveles, una altura total de 61.5 m, configurado por marcos especiales de arriostramiento concéntrico (SCBF) en los ejes y por marcos especiales a momento (SMF), ambos sistemas resistentes a cargas laterales y ubicados en los mismos ejes.

El segundo edificio presenta la misma altura, la misma cantidad de niveles, también está conformados por marcos de arriostramiento concéntrico (SCBF), pero configurado con el Sistema de Estabilizadores Outrigger, sistema del cual se habló en el capítulo anterior.

Ambos edificios pretenden una ocupación para oficinas.

La elaboración de los modelos para ambos edificios se realizará en el programa ETABS V18 por las facilidades que este software ofrece para el análisis de estructuras.

Cargas Muertas

- **Peso propio.**

El peso propio es la carga producida por la gravedad en la masa de los elementos constructivos, en este ejemplo el mismo se determina de manera automática a partir del volumen de los elementos con respecto a su peso volumétrico (Bermúdez Mejía, 2015) .

➤ Sobrecargas.

Se considerará como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo. Para este caso se tomaron de las tablas de cargas muertas mínimas del anexo A del RNC-07.

Tabla 1.

Metrado de cargas permanentes para todos los pisos según RNC-07

Cargas muertas (Pisos)	
Peso	kg/m ²
Paredes	
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Piso	
Ladrillo de Cerámica	30
Entrepiso	
Instalaciones eléctricas	20
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Accesorios	13
Total	120

Tabla 2.

Metrado de cargas permanentes para la azotea según RNC-07.

Descripción	Peso(kg/m ²)
Cascote de mortero de 2.5cm	54
Impermeabilizante	15
Cielo falso de Gypsum	15
Instalaciones Electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	110

➤ Cargas vivas.

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Deberán ser consideradas en el diseño las cargas vivas más altas que probablemente ocurran, pero en ningún caso menores que las cargas vivas uniformemente distribuidas listadas en la Tabla 1 del RNC-07 (RNC, 2007).

Tabla 3.

Cargas vivas de los niveles según RNC-07.

Carga viva (Pisos)		
Peso	CV kg/m ²	CVR kg/m ²
Edificio de oficinas: despachos	250	100

Tabla 4.

Carga viva de techo según RNC-07.

Carga viva (Techo)		
Peso	CV kg/m ²	CVR kg/m ²
Edificio de oficinas: despachos	100	40

En el Software ETABS V18 se definirán los patrones de carga gravitacionales como peso propio, sobrecargas permanentes, cargas vivas y cargas vivas de techo para cada edificio.

3.2. Condiciones de regularidad

De acuerdo al artículo 23 del Reglamento Nacional de la Construcción una estructura puede clasificarse en regular, irregular y fuertemente irregular; para poder saber en qué categoría se encuentra el edificio en estudio se analizará cada una de las condiciones mencionadas en el artículo.

- 1) “Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.”

Debidos a las dimensiones de la estructura cumple con esta condición

- 2) “La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.”

$$\frac{61.5}{25} = 2.46 < 2.5 \text{ Cumple}$$

- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.” Tomando como largo el eje en “y” y como ancho el eje en “x”.

$$\frac{35}{25} = 1.4 < 2.5 \text{ Cumple}$$

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

El edificio no presenta entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta, por consiguiente, cumple.

5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

Cada nivel presenta un diafragma rígido por lo tanto cumple.

6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

$$\frac{42 \text{ m}^2}{875 \text{ m}^2} * 100 = 4.80\% < 20\% \text{ Cumple}$$

Debido a los espacios del ascensor y escalera, los cuales no exceden el 20 por ciento de la dimensión de la planta, se cumple esta condición.

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso

Tabla 5.

Peso por nivel según los resultados de ETABS V18.

Nivel de piso	W total en Ton	W/Wn-1	Estado
Techo	399.8259	0.557	
Nivel 19	717.5172	0.693	Cumple
Nivel 18	1035.2086	0.765	Cumple
Nivel 17	1352.8998	0.810	Cumple
Nivel 16	1670.5911	0.840	Cumple
Nivel 15	1988.2825	0.862	Cumple
Nivel 14	2305.9738	0.879	Cumple
Nivel 13	2623.6651	0.892	Cumple
Nivel 12	2941.3565	0.903	Cumple
Nivel 11	3259.0478	0.911	Cumple
Nivel 10	3576.7391	0.918	Cumple
Nivel 9	3894.4304	0.925	Cumple
Nivel 8	4212.1217	0.930	Cumple
Nivel 7	4529.813	0.934	Cumple
Nivel 6	4847.5044	0.938	Cumple
Nivel 5	5165.1957	0.942	Cumple
Nivel 4	5482.887	0.945	Cumple
Nivel 3	5800.5784	0.948	Cumple
Nivel 2	6118.2697	0.948	Cumple
Nivel 1	6435.9609	0.951	Cumple

- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. S-e exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

Cumple con esta condición.

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Cumple con esta condición

10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Tabla 6.

Verificación de rigidez por piso en dirección X

Nivel de piso	Kx	Kx/Kx (n-1)	Estado
Techo	6154.478		
Nivel 19	9911.048	0.812	Cumple
Nivel 18	12206.593	0.863	Cumple
Nivel 17	14140.522	0.958	Cumple
Nivel 16	14766.793	0.915	Cumple
Nivel 15	16146.033	0.986	Cumple
Nivel 14	16381.087	0.932	Cumple
Nivel 13	17571.202	0.969	Cumple
Nivel 12	18142.502	0.859	Cumple
Nivel 11	21125.46	0.908	Cumple
Nivel 10	23271.646	0.803	Cumple
Nivel 9	28977.842	0.880	Cumple
Nivel 8	32915.938	0.783	Cumple
Nivel 7	42023.112	0.888	Cumple
Nivel 6	47334.009	0.741	Cumple
Nivel 5	63920.109	0.883	Cumple
Nivel 4	72348.962	0.745	Cumple
Nivel 3	97136.187	0.947	Cumple
Nivel 2	102575.557	1.170	Cumple
Nivel 1	87639.227		

Tabla 7.

Verificación de rigidez por piso en dirección Y

Nivel de piso	Ky	Ky/Ky (n-1)	Estado
Techo	1193.119		
Nivel 19	1304.856	0.9965	Cumple
Nivel 18	1309.485	0.9833	Cumple
Nivel 17	1331.751	0.9792	Cumple
Nivel 16	1359.992	0.9938	Cumple
Nivel 15	1368.514	0.9852	Cumple
Nivel 14	1389.129	0.9720	Cumple
Nivel 13	1429.191	0.9622	Cumple
Nivel 12	1485.328	0.9487	Cumple
Nivel 11	1565.693	0.9295	Cumple
Nivel 10	1684.45	0.9125	Cumple
Nivel 9	1846.029	0.8804	Cumple
Nivel 8	2096.906	0.8284	Cumple
Nivel 7	2531.193	0.8010	Cumple
Nivel 6	3159.906	0.7927	Cumple
Nivel 5	3986.064	0.7713	Cumple
Nivel 4	5167.847	0.7443	Cumple
Nivel 3	6942.848	0.5762	Cumple
Nivel 2	12049.489	0.7639	Cumple
Nivel 1	15773.458		

11) La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Cumple con esta condición.

Tabla 8.

Resistencia al corte por piso en dirección X.

Nivel de piso	Vx	Vx/Vx (n-1)	Estado
Techo	134.3848	0.585	
Nivel 19	229.8139	0.753	Cumple
Nivel 18	305.1692	0.843	Cumple
Nivel 17	362.1603	0.897	Cumple
Nivel 16	403.6007	0.933	Cumple
Nivel 15	432.4484	0.955	Cumple
Nivel 14	452.6936	0.967	Cumple
Nivel 13	467.9815	0.970	Cumple
Nivel 12	482.4079	0.966	Cumple
Nivel 11	499.2856	0.958	Cumple
Nivel 10	521.2876	0.948	Cumple
Nivel 9	549.652	0.940	Cumple
Nivel 8	584.4295	0.936	Cumple
Nivel 7	624.4844	0.935	Cumple
Nivel 6	668.0988	0.937	Cumple
Nivel 5	713.2337	0.942	Cumple
Nivel 4	757.2587	0.949	Cumple
Nivel 3	798.0506	0.958	Cumple
Nivel 2	833.3152	0.972	Cumple
Nivel 1	857.7288		

Tabla 9.

Resistencia al corte por piso en dirección Y.

Nivel de piso	Vy	Vy/Vy (n-1)	Estado
Techo	944.872	0.703	
Nivel 19	1.343.456	0.894	Cumple
Nivel 18	1.503.061	0.956	Cumple
Nivel 17	1.572.817	0.959	Cumple
Nivel 16	1.639.749	0.948	Cumple
Nivel 15	1.729.163	0.948	Cumple
Nivel 14	1.824.066	0.957	Cumple
Nivel 13	1.905.761	0.969	Cumple
Nivel 12	1.967.681	0.973	Cumple
Nivel 11	2.022.714	0.970	Cumple
Nivel 10	2.084.327	0.965	Cumple
Nivel 9	2.159.026	0.964	Cumple
Nivel 8	2.240.182	0.967	Cumple
Nivel 7	2.316.072	0.970	Cumple
Nivel 6	2.387.267	0.966	Cumple
Nivel 5	2.470.895	0.951	Cumple
Nivel 4	2.598.798	0.931	Cumple
Nivel 3	2.790.144	0.922	Cumple
Nivel 2	302.606	0.935	Cumple
Nivel 1	3.236.726		

12) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Debido a que la estructura es simétrica el centro de masa se superpone al centro de rigidez por ende la única excentricidad a considerar es del 5% como lo establecer el

reglamento en cuyo caso no supero el 10% en ninguna dirección como lo antes mencionado.

➤ Método de la Fuerza Lateral Equivalente en ETABS V18

La estructura se asume ubicada en Managua por lo cual los parámetros de diseño sísmicos según el RNC-07 son los siguientes.

a) Zona sísmica:

Según el mapa de zonificación sísmica Managua se encuentra ubicada en la zona C (RNC, 2007).

b) Tipo de suelo:

Se asumió que Managua tiene un suelo tipo III de acuerdo al artículo 25 del RNC-07, lo que significa que es moderadamente blando (RNC, 2007).

c) Factor de amplificación por tipo de suelo, S

De acuerdo a los parámetros anteriores el factor de amplificación por tipo de suelo se determina a partir del artículo 25, en la tabla 2, siendo para Managua es $S=2$ (RNC, 2007).

d) Grupo del edificio:

El edificio está ocupado por oficinas (despachos), por lo cual queda clasificada como una estructura de normal importancia y perteneciente al Grupo B (RNC, 2007).

e) Aceleración máxima del terreno a_0 :

Se obtiene la aceleración máxima del terreno promediada para Managua del mapa de isoaceleraciones ubicado en el anexo C del RNC-07

$$a_0 = 0.31$$

f) Máxima aceleración espectral, S_d

La máxima aceleración espectral está dada por la siguiente ecuación (RNC, 2007):

$$S * d = S(2.7 * a_0) \quad (8)$$

g) Para el factor de comportamiento sísmico Q .

Debido a que la estructura está diseñada con marcos especiales de arriostramiento concéntrico y este cumple con el requisito del inciso b del artículo 21 del RNC-07 se asumió (RNC, 2007).

$$Q = 3$$

Puesto que no se conoce de antemano el período natural de la estructura, tendremos

$$Q' = Q$$

h) Factor de reducción por sobrerresistencia

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor Ω definido por el artículo 22 del RNC-07.

$$\Omega = 2$$

i) Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0 , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0 (RNC, 2007).

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \quad (9)$$

De acuerdo a la ecuación la ordenada espectral definida no debe de ser menor a $(S * a_0)$ (RNC, 2007).

Entonces tenemos que:

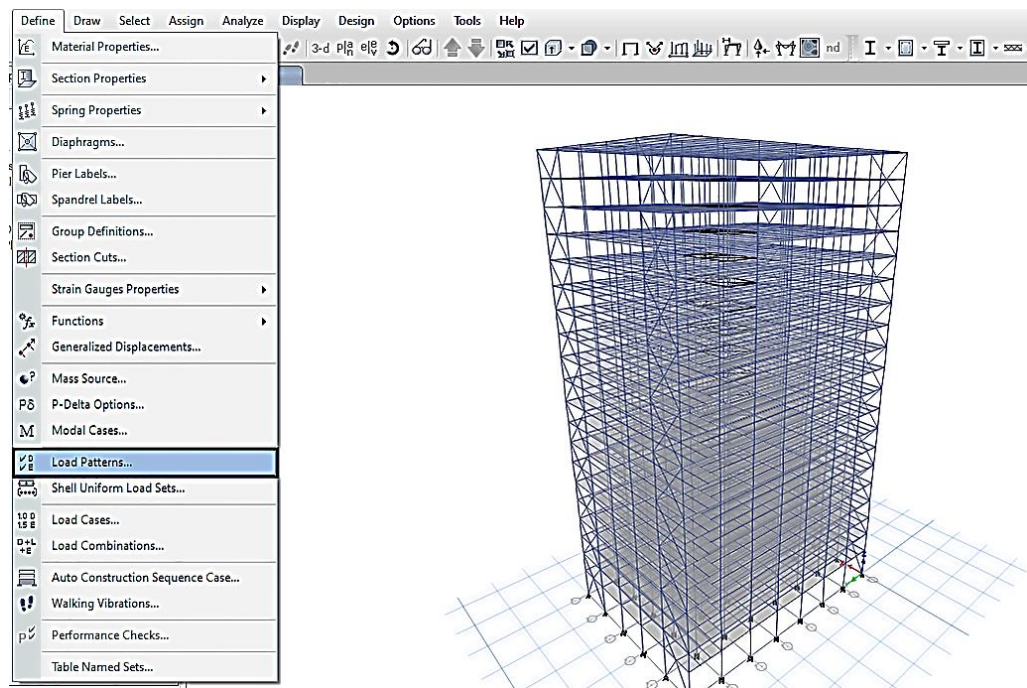
$$c = \frac{2(2.7 * 0.31)}{3 * 2} = 0.28 \quad (10)$$

j) Introducción del coeficiente sísmico en ETABS

En la figura 10, se aprecia el despliegue de la columna “Define”, donde se selecciona la opción de “Load Patterns” (patrones de carga) (RNC, 2007).

Figura 10.

Paso 1, para definir coeficiente sísmico “c”

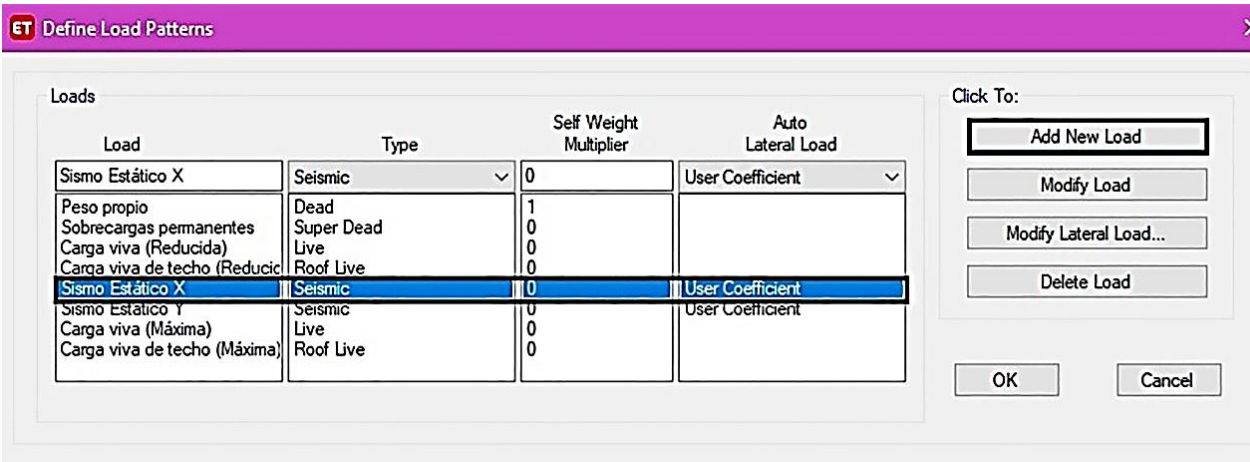


Fuente: ETABS V18.

Una vez abierta la ventana “Define Load Patterns”, se procede a agregar el coeficiente sísmico para el sismo estático en “x” o “y” según sea el caso donde se especifica el nombre de patrón de carga, el tipo de carga y el patrón de carga lateral automática, en esta última de despliega la lista de códigos de diseño, ya que el RNC-07 no está agregado en el software se selecciona la opción “User coefficient”. En la figura 11 se muestra la opción “Modify Lateral Load” para modificar el patrón de carga que ha sido agregado, el cual despliega la ventana “Seismic Load Pattern” donde se especifica la dirección del sismo estático y el coeficiente antes calculado, la realización de estos pasos se muestra a continuación en las figuras 11, 12 y 13.

Figura 11.

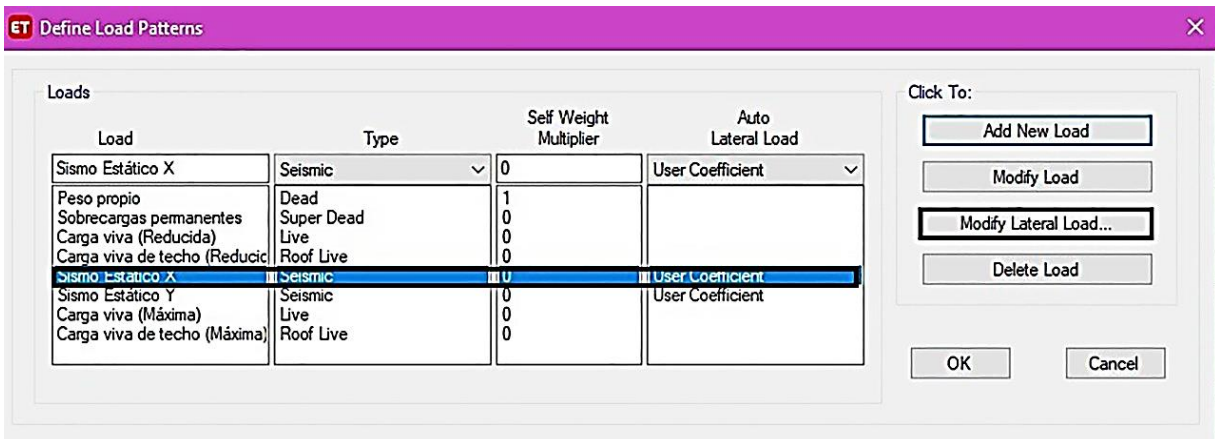
Paso 2, para definir coeficiente sísmico “c” en ETABS v18.



Fuente: ETABS V18

Figura 12.

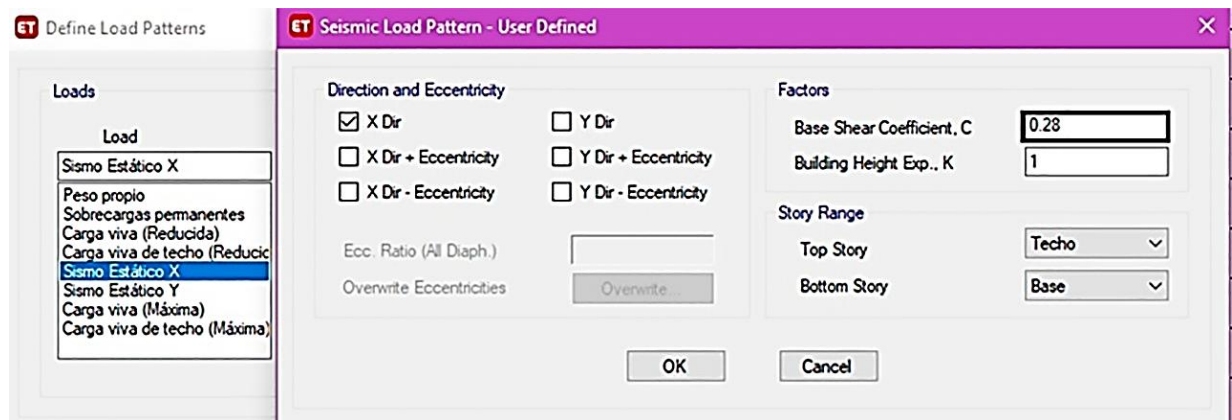
Paso 3, para definir coeficiente sísmico “c” en ETABS v18.



Fuente: ETABS V18

Figura 13.

Paso 4, para añadir en ETABS v18, el coeficiente sísmico “c” antes calculado.



Fuente: ETABS V18

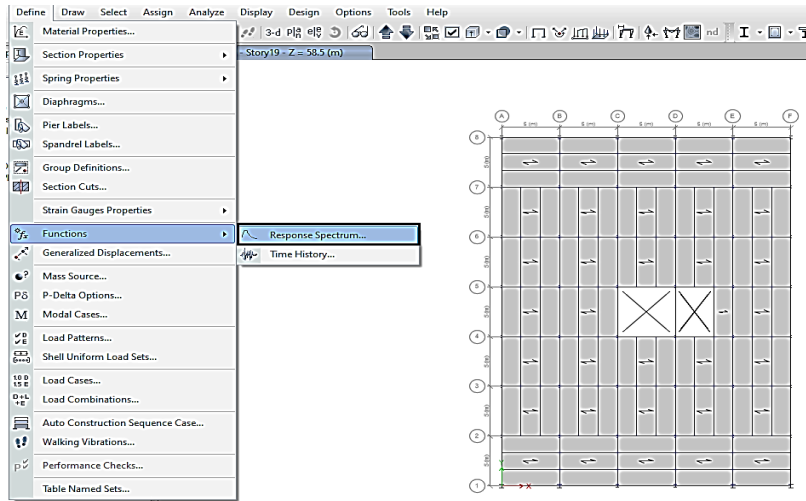
3.3. Análisis dinámico modal en ETABS V18

➤ Espectro de diseño

El espectro de diseño es un gráfico suavizado del nivel de fuerza o deformación como una función del período natural de vibración y el amortiguamiento; los reglamentos sismorresistentes utilizan espectros de diseño. Éstos presentan dos características principales: consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región además son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta (Crisafulli, 2014).

Figura 14.

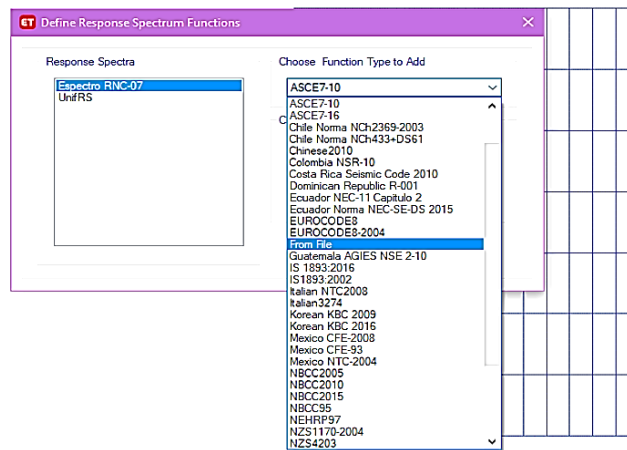
Paso 1 para ingresar el espectro al software ETABS V18



Fuente: ETABS V18

Figura 15.

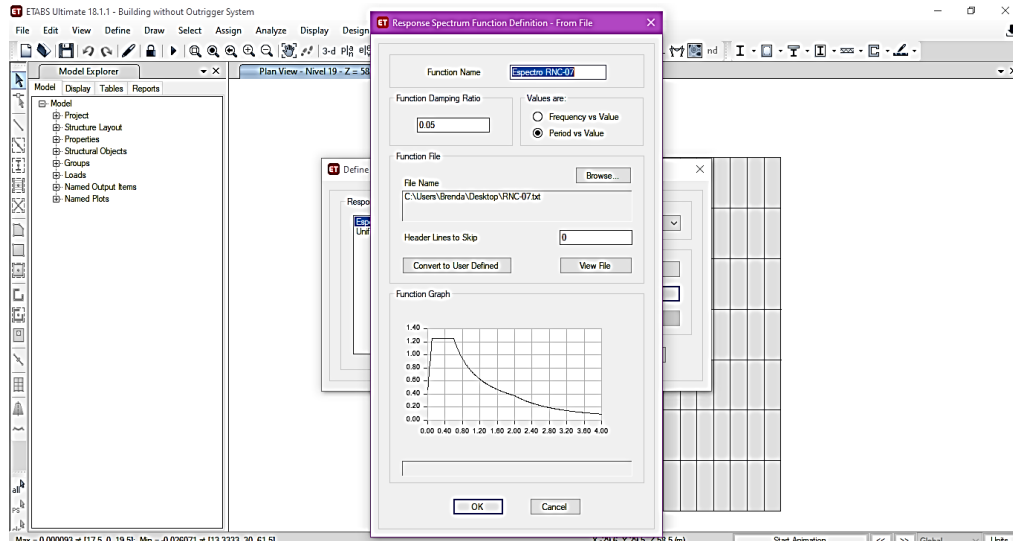
Paso 2 en donde se añade el tipo de función del espectro.



Fuente: ETABS V18

Figura 16.

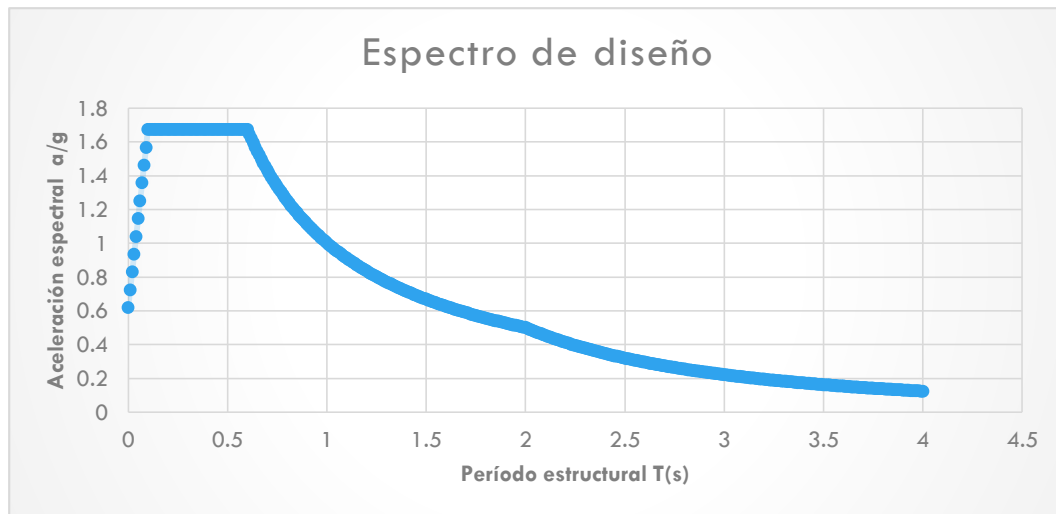
Se muestra el sismo ya cargado en software ETABS V18.



Fuente: ETABS V18

Figura 17.

Espectro de diseño del RNC.



Fuente: ETABS V18

➤ Método de vectores Ritz

El método de vectores Ritz busca encontrar modos que sean excitados por una carga particular, pueden proporcionar una mejor base que el método de vectores Eigen cuando se desea aplicar un análisis dinámico, ya sea modal espectral o tiempo historia.

Frecuentemente se aplica de manera popular el método de Eigen, el cual forma parte del programa de ingeniería sismorresistente a nivel de pregrado, este se fundamenta en la aplicación de valores propios para obtener las frecuencias en sistemas de varios grados de libertad para los distintos modos. Por otra parte, el método de Ritz es más eficiente debido al hecho que se estiman frecuencias con mayor participación de masas y en menor cantidad de modos.

En esta investigación se ejecutará en el software el método de Ritz, para obtener los modos fundamentales con mayor participación de masas y un menor coste computacional.

En ETABS V18 se definió un caso modal con el método de Ritz en donde se inducen aceleraciones en los grados de libertad UX, UY y RZ.

Figura 18.

Datos de casos modales por el método de los vectores Ritz en ETABS.

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

Fuente: ETABS V18

➤ Combinación modal

Para una dirección dada de aceleración, los máximos desplazamientos, fuerzas y esfuerzos se calculan para cada uno de los modos de vibración. Estos valores modales se toman para una cantidad de respuesta dada se combinan para producir un solo resultado positivo para la dirección de aceleración dada. Los métodos de combinación modal son: el método CQC, el método SRSS, el método absoluto entre otros. (JIAEE, 1981).

➤ Combinación direccional

Para cada desplazamiento, fuerza o cantidad de tensión en la estructura, la combinación modal produce un único resultado positivo para cada dirección de aceleración. Estos valores direccionales para una cantidad de respuesta dada se combinan para producir una resultado positivo. Hay tres métodos disponibles para combinar la respuesta direccional, SRSS, CQC3 y suma absoluta (CSI, 2017).

Figura 19.

Combinación modal y combinación direccional en ETABS v18

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 0.3

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

OK Cancel

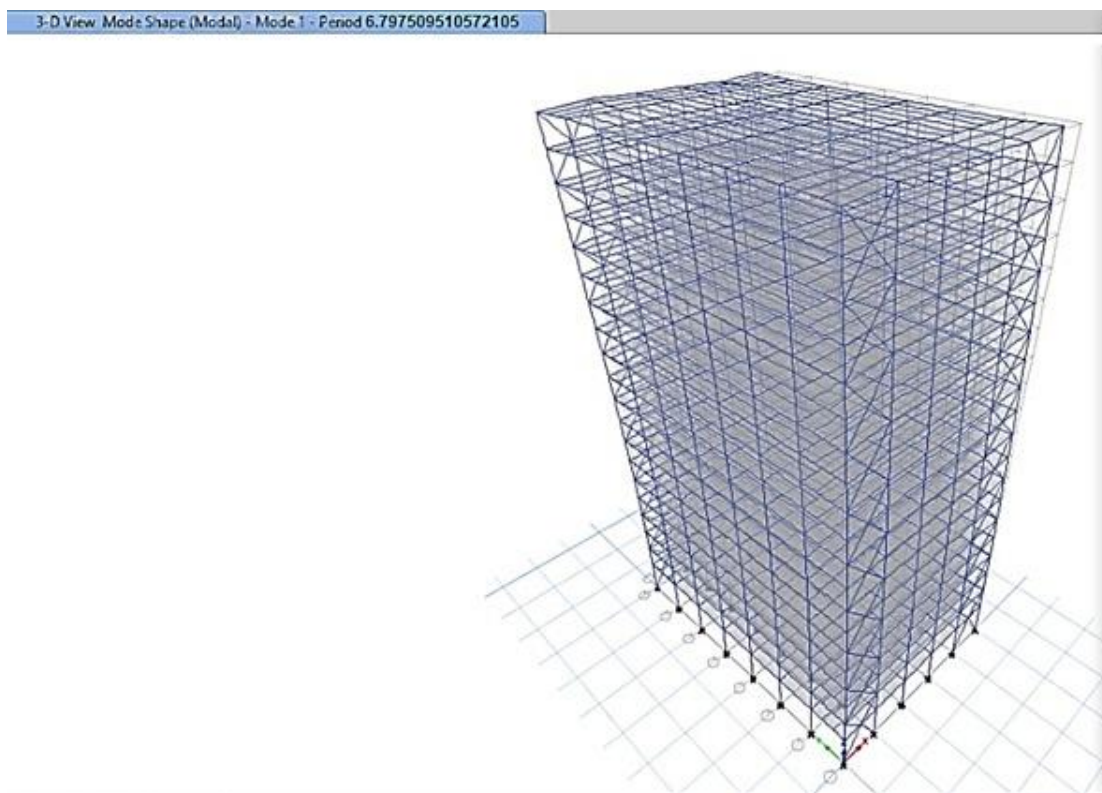
Fuente: ETABS V18

3.4. Modos de vibración de ambos edificios.

El Reglamento Nacional de la construcción en el artículo 33 refiere que: “Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura”.

Figura 20.

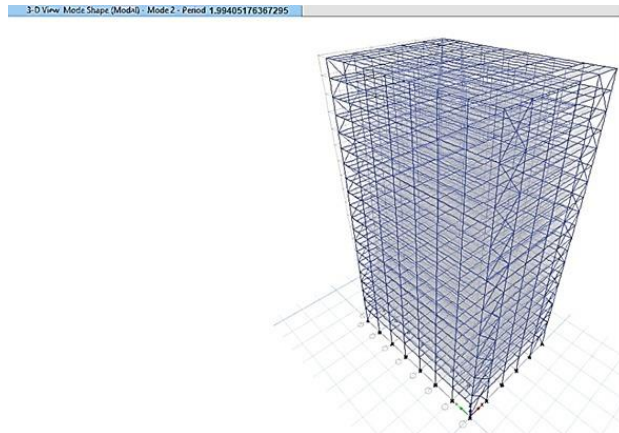
Modo 1, periodo de 6.79s con traslación en X, edificio convencional



Fuente: ETABS V18

Figura 21.

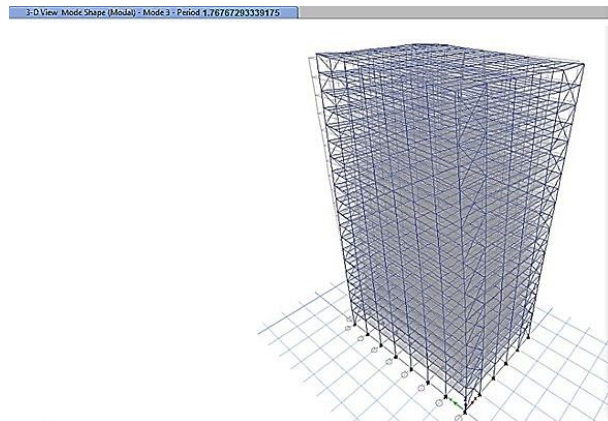
Modo 2, periodo de 1.99s con traslación en Y, edificio convencional



Fuente: ETABS V18

Figura 22

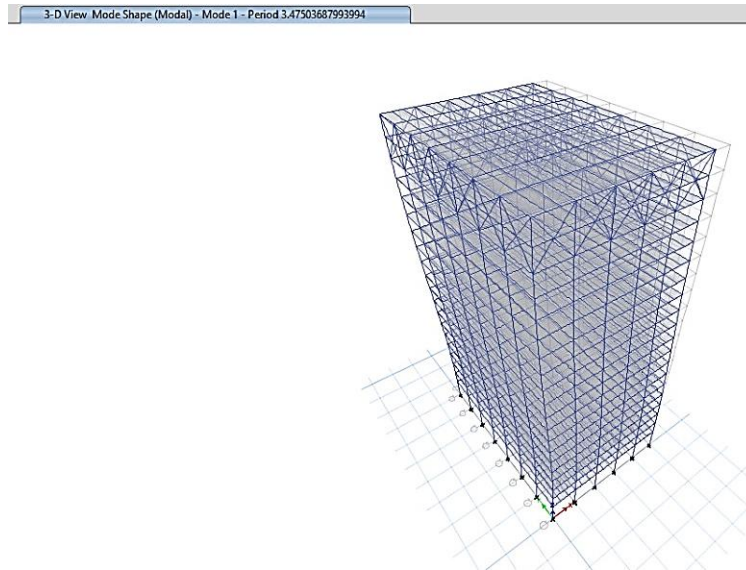
Modo 3, periodo de 1.76s con rotación en Z, edificio convencional



Fuente: ETABS V18

Figura 23.

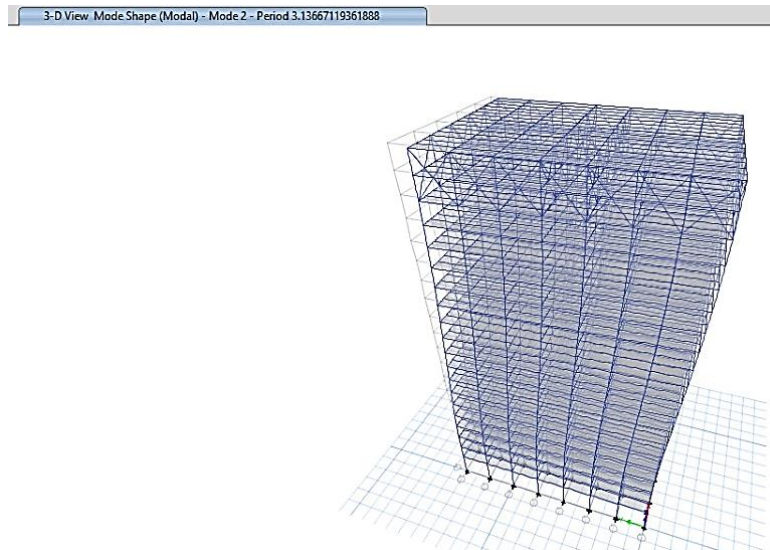
Modo 1, periodo de 3.47s con traslación en X, edificio con Estabilizadores.



Fuente: ETABS V18

Figura 24.

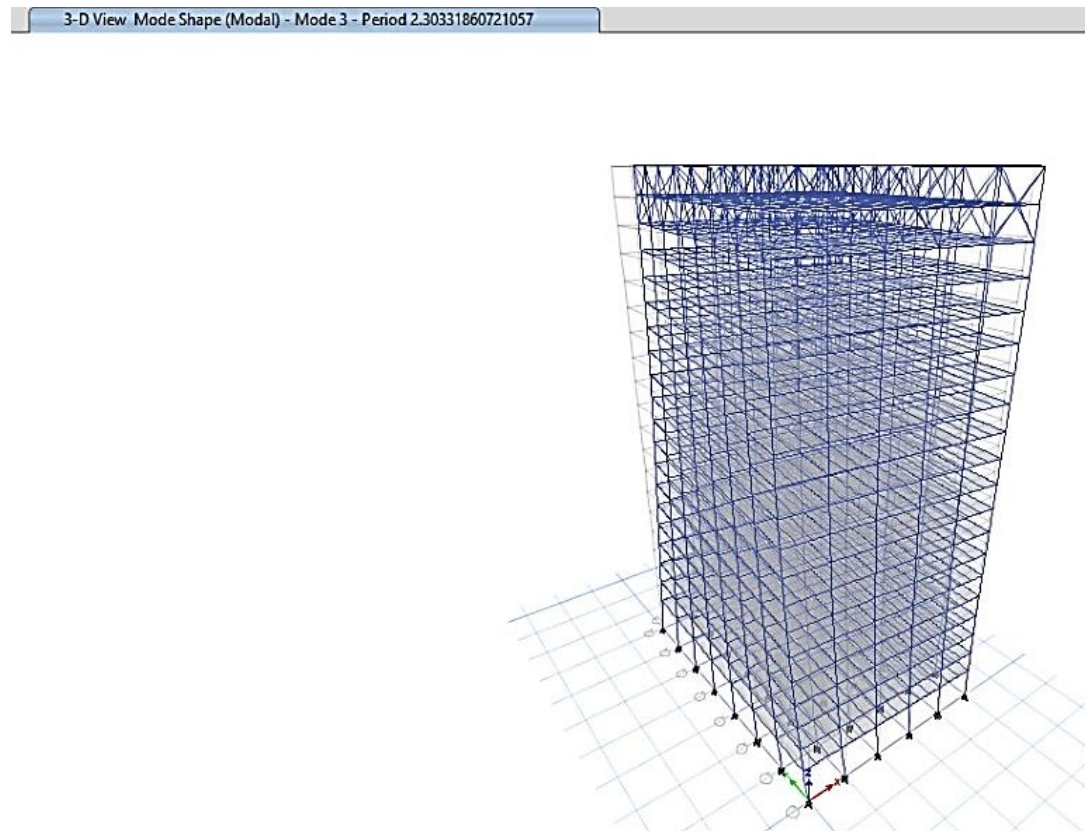
Modo 2, periodo de 3.13s con traslación en Y, edificio con Estabilizadores



Fuente: ETABS V18

Figura 25.

Modo 3, periodo de 2.30s con rotación en Z, edificio con Estabilizadores



Fuente: ETABS V18

3.5. Participación de masas de los modos de vibración

Tabla 10.

Porcentaje de participación de masas de los modos

Modelo Convencional				
modo	período (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	6,797	60,9%	0,0%	0,0%
2	1,994	0,0%	77,2%	0,0%
3	1,76	0,1%	0,0%	64,2%
4	1,381	0,0%	12,3%	0,0%
5	1,271	19,9%	0,0%	0,0%
6	0,917	0,0%	3,6%	0,0%
7	0,865	0,0%	0,0%	17,3%
8	0,671	0,0%	2,2%	0,0%
9	0,539	0,0%	1,3%	0,0%
10	0,512	0,0%	0,0%	0,0%
11	0,463	0,0%	0,0%	0,0%
12	0,445	7,6%	0,0%	0,0%
13	0,413	0,0%	0,8%	0,0%
14	0,382	0,0%	0,6%	0,0%
15	0,353	0,0%	0,0%	7,0%
16	0,323	0,0%	0,0%	0,0%
17	0,323	0,0%	0,0%	0,0%
18	0,304	0,0%	0,4%	0,0%
19	0,303	0,0%	0,0%	0,0%
20	0,291	0,0%	0,0%	0,0%
21	0,286	4,1%	0,0%	0,0%
22	0,285	0,0%	0,3%	0,0%
23	0,283	0,0%	0,0%	0,0%
24	0,282	0,1%	0,0%	0,0%
25	0,281	0,0%	0,2%	0,0%
26	0,276	0,0%	0,0%	0,0%

Tabla10.Continuacion

Porcentaje de participación de masas de los modos

Modelo Convencional				
modo	período (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
27	0,273	0,0%	0,0%	0,0%
28	0,271	0,0%	0,2%	0,0%
29	0,267	0,0%	0,0%	0,0%
30	0,262	0,0%	0,0%	0,0%
31	0,255	0,0%	0,0%	0,0%
32	0,254	0,0%	0,0%	0,0%
33	0,249	0,0%	0,0%	0,0%
34	0,249	0,0%	0,0%	1,6%
35	0,243	0,0%	0,0%	2,2%
36	0,24	0,0%	0,0%	0,0%
37	0,233	0,0%	0,0%	0,0%
38	0,227	0,0%	0,0%	0,0%
39	0,227	0,0%	0,1%	0,0%
40	0,223	0,0%	0,0%	0,0%
41	0,222	0,1%	0,0%	0,0%
42	0,222	1,4%	0,0%	0,0%
43	0,221	1,2%	0,0%	0,0%
44	0,205	0,1%	0,0%	0,0%
45	0,202	0,0%	0,0%	0,0%
46	0,2	0,0%	0,0%	0,0%
47	0,195	0,0%	0,0%	0,0%
48	0,194	0,0%	0,1%	0,0%
49	0,191	0,0%	0,0%	0,0%
50	0,189	0,0%	0,0%	0,0%
51	0,188	0,0%	0,0%	0,0%
52	0,183	0,0%	0,1%	0,0%
53	0,179	0,0%	0,0%	0,0%
54	0,173	0,0%	0,0%	0,0%
55	0,169	0,0%	0,1%	0,0%
56	0,166	0,0%	0,0%	0,0%

57	0,164	0,0%	0,0%	0,0%
----	-------	------	------	------

Tabla 10.Continuacion

Porcentaje de participación de masas de los modos

Modelo Convencional				
modo	período (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
58	0,162	0,5%	0,0%	0,0%
59	0,16	1,3%	0,0%	0,0%
60	0,159	0,0%	0,0%	0,0%
		97%	99%	93%

La tabla 10 muestra los periodos de vibración sacados del programa ETABS del modelo del edificio convencional así como los pesos modales efectivos para 60 modos, en cada dirección se puede observar el mayor porcentaje de masa para cada dirección. En el primer modo predomina 60.9% en dirección X, el segundo modo predomina un 77.2% en dirección Y, y en el tercer modo predomina un 64.2% en dirección Z

Tabla 11.

Porcentaje de participación de masas de los modos

Modelo Sistema con Estabilizadores				
modo	período (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	3,473	67,1%	0,0%	0,0%
2	3,133	0,0%	62,3%	6,7%
3	2,304	0,0%	5,7%	79,3%
4	1,298	0,0%	0,0%	0,0%
5	1,297	0,0%	0,0%	0,0%
6	1,163	0,0%	0,0%	0,0%
7	1,159	0,0%	0,0%	0,0%
8	0,936	0,0%	0,0%	0,0%

Tabla 11.continuacion

Porcentaje de participación de masas de los modos

Modelo Sistema con Estabilizadores				
modo	período (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
9	0,93	0,0%	0,0%	0,0%
10	0,838	0,1%	6,4%	4,8%
11	0,832	13,7%	0,5%	0,0%
12	0,742	0,0%	6,8%	4,3%
13	0,671	0,1%	0,0%	0,0%
14	0,664	0,1%	0,0%	0,0%
15	0,493	0,0%	0,8%	2,4%
16	0,492	0,0%	0,7%	0,0%
17	0,492	0,0%	0,0%	0,0%
18	0,4	0,4%	0,4%	0,0%
19	0,398	6,8%	0,0%	0,0%
20	0,389	0,0%	0,4%	0,1%
21	0,383	0,8%	3,7%	0,7%
22	0,356	0,0%	2,6%	0,5%
23	0,337	0,1%	0,0%	0,0%
24	0,317	0,0%	0,5%	0,0%
25	0,311	0,4%	0,0%	0,0%
26	0,301	0,0%	0,0%	0,0%
27	0,29	0,0%	0,0%	0,0%
28	0,272	0,2%	0,0%	0,0%
29	0,267	1,0%	0,0%	0,0%
30	0,262	0,1%	0,0%	0,0%
31	0,262	0,0%	0,6%	0,0%
32	0,26	0,5%	0,0%	0,0%
33	0,258	1,1%	0,0%	0,0%
34	0,257	0,0%	0,0%	0,0%
35	0,25	2,8%	0,0%	0,0%
36	0,247	0,0%	2,0%	0,1%
37	0,243	0,0%	0,1%	0,2%

38	0,226	0,0%	2,8%	0,0%
39	0,225	0,7%	0,0%	0,0%

Tabla 11.continuacion

Porcentaje de participación de masas de los modos

Modelo Sistema con Estabilizadores				
modo	período (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
40	0,217	0,5%	0,0%	0,0%
41	0,208	0,0%	0,0%	0,2%
42	0,202	0,0%	0,0%	0,0%
43	0,198	0,0%	0,0%	0,0%
44	0,197	0,0%	0,1%	0,0%
45	0,195	0,0%	0,0%	0,0%
46	0,195	0,0%	0,0%	0,0%
47	0,193	0,0%	0,1%	0,0%
48	0,191	0,0%	0,0%	0,0%
49	0,188	0,0%	0,0%	0,0%
50	0,185	0,0%	0,0%	0,0%
51	0,184	0,3%	0,0%	0,0%
52	0,181	1,4%	0,0%	0,0%
53	0,181	0,8%	0,0%	0,1%
54	0,179	0,1%	0,2%	0,0%
55	0,176	0,1%	0,0%	0,0%
56	0,175	0,1%	0,0%	0,0%
57	0,17	0,0%	2,4%	0,0%
58	0,169	0,0%	0,4%	0,0%
59	0,166	0,0%	0,0%	0,0%
60	0,164	0,0%	0,0%	0,0%
		99%	100%	100%

La tabla 11 muestra los periodos de vibración sacados del programa ETABS del modelo del edificio con el sistema de Estabilizadores así como los pesos modales efectivos para 60 modos, en cada dirección. Se puede observar que en el primer modo predomina un 67.1% dirección X, el segundo modo predomina un 62.3% en dirección Y, y en el tercer modo predomina un 79.3% en Z.

3.6. Escalamiento de cortante basal

Según el artículo 33 inciso a) del RNC-07 nos dice que si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que en la dirección que se considera la fuerza cortante basal es menor que el 80% del cortante basal estático debe incrementarse las fuerzas dinámicas correspondientes

$$V_D \geq 0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0 \quad (11)$$

W_0 = Cargas de diseño

En la tabla 12 del documento se muestra el cortante basal estático en dirección “x” y “y” el cortante basal dinámico para la respectiva verificación del 80%.

Tabla 12.

Cortante basal estático y dinámico para ambos edificios.

	Cortante basal estático		Cortante basal dinámico	
	X	Y	X	Y
Modelo Convencional	1087.7191	1087.7191	880.317	1308.7079

Modelo Outrigger	1035.475	1035.475	835.215	1258.451
------------------	----------	----------	---------	----------

Fuente: Resultados sacados de ETABS V18

Como se puede apreciar, el cortante basal dinámico máximo equivale a 880.17 ton en “x” y 1308.708 en “y” en el caso del modelo del edificio convencional, por otra parte el cortante basal dinámico para el modelo del edificio con el sistema de Estabilizadores presenta resultados de 1258.451ton en “y” así como 835.215 ton en “x”. Por ende, no es necesario realizar un escalamiento de dicho cortante mediante factores escala, ya que el cortante basal dinámico si cumple con el 80% del cortante estático en ambos casos.

➤ Combinaciones de cargas

Para el diseño de los elementos estructurales de acuerdo con el reglamento AISC 2016 se deben tomar las combinaciones de cargas especificadas en el capítulo 2 del ASCE 7-16.

➤ Combinación de cargas con casos gravitacionales

En el ASCE 7-16 se especifican las cargas que consideran la acción de cargas gravitacionales como lo es la carga viva, muerta y la sobre cargas permanentes y en las cuales tenemos las siguientes:

1. 1.4D
2. 1.2D+1.6L+0.5(L_r , S o R)

3. $1.2D+1.6(L_r, S \text{ o } R)+(L \text{ o } 0.5W)$
4. $1.2D+1.0W+L+0.5(L_r, S \text{ o } R)$
5. $0.9D'+1.0W$

➤ Combinaciones básicas con efectos de carga sísmica

En ASCE7-16 Cuando una estructura está sujeta a efectos de carga sísmica, las siguientes combinaciones de carga se considerarán además de las combinaciones básicas

6. $1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
7. $0.9D - E_v + E_h$

Donde:

D= Carga muerta

W= Carga de viento

L= Carga viva

E= Carga sísmica

S= Carga de nieve

L_r = Carga viva de techo

R= Carga de lluvia

➤ Efecto sísmico

La sollicitación sísmica considerada en las combinaciones de cargas se toman en cuenta a partir del efecto horizontal y vertical del sismo como se muestra en la siguiente ecuación:

$$E = E_h + E_v \quad (12)$$

➤ Efecto de carga sísmica horizontal

El efecto de carga sísmica horizontal E_h , se determinará de acuerdo con la ecuación:

$$E_h = \rho Q_E \quad (13)$$

Donde:

Q_E = efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V o Fp de la sección 12.5.3 o 12.5.4 del ASCE 7-16

ρ = Factor de redundancia

➤ Efecto de la carga sísmica vertical

El efecto de la carga sísmica vertical, E_v se determinará de acuerdo con la ecuación:

$$E_h = 0.2S_{DS}D \quad (14)$$

S_{DS} = Parámetro de aceleración de la respuesta espectral de diseño en períodos cortos

D = Carga muerta.

- Efectos de las cargas sísmicas, incluida la sobrecarga

$$E_m = E_{mh} - E_v \quad (15)$$

E_m = Efecto de la carga sísmica, incluida la sobrecarga

E_{mh} = Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluyendo la sobre resistencia

E_v = Efecto de la carga sísmica vertical

- Efecto de las cargas sísmicas horizontales incluyendo la sobrecarga.

El efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluyendo sobre esfuerzo, E_{mh} , se determinará de acuerdo con la ecuación.

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \quad (16)$$

Donde:

Q_E = Efectos de las fuerzas sísmicas horizontales especificadas en las secciones

12.8.1, 12.10 del ASCE 7-16

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia



CAPITULO IV

PROCESO DE DISEÑO DE AMBOS EDIFICIOS EN ETABS V18



4. Proceso de diseño de ambos edificios en ETABS V18

Se realizará el diseño de dos modelos, un edificio convencional y otro edificio con el sistema de Estabilizadores Outrigger, utilizando el software ETABS V18, incluyendo en ellos las características estructurales y secciones propuestas de los edificios. Ambos modelos tendrán la misma cantidad de niveles, se aplicaran las mismas cargas de diseño, tendrán la misma ocupación, ya que el propósito es comparar cuál de los dos edificios tendrá un mejor comportamiento.

El método consistirá en una técnica de prueba y error para encontrar las secciones más adecuadas para cada uno de los elementos de la estructura, es decir, vigas, columnas y riostras.

➤ Edificio Convencional.

Edificio conformado por tres tipos de marcos: marcos ordinarios (OMF) que funcionan como elementos gravitacionales, marcos especiales de arriostramiento concéntrico (SCBF) y los marcos especiales (SMF) los cuales resisten las cargas laterales. Su diseño se hará de acuerdo con las normas del código AISC 341-16.

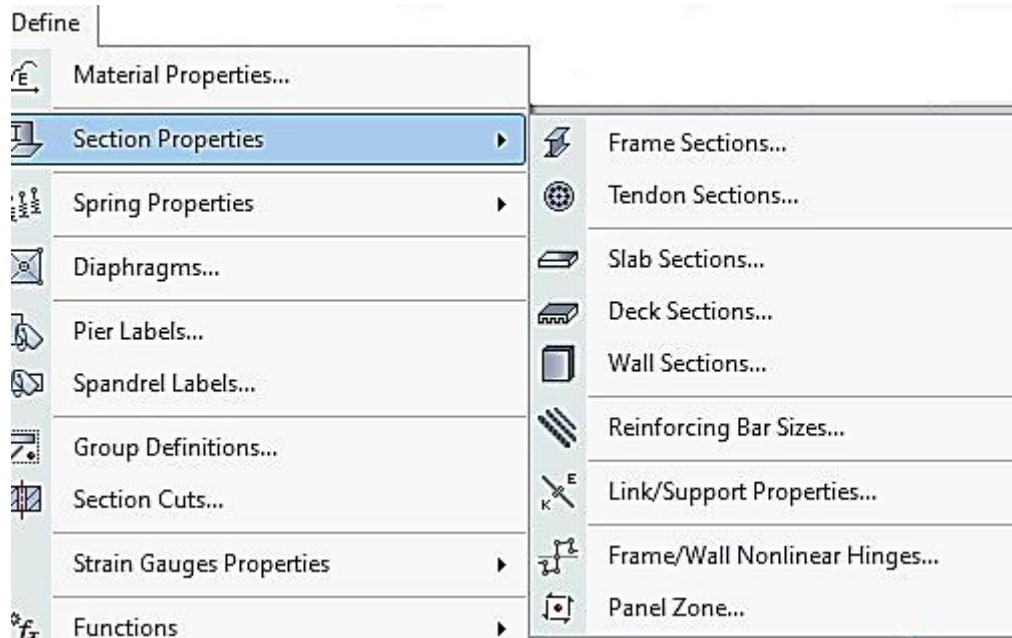
➤ Edificio con Estabilizadores (Outrigger)

Edificio con el Sistema de Estabilizadores, conformado por núcleo, brazos estabilizadores y anillo perimetral donde el núcleo y los brazos estabilizadores serán diseñados como marcos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) de acuerdo al código AISC 341-16, y el anillo perimetral será diseñado como armadura de acero conforme al código AISC 360-16.

Para iniciar con el proceso de diseño es necesario definir los ejes, la cantidad de niveles que tendrán los modelos y las dimensiones en planta. También se define el material con el que se trabajará para cada elemento estructura

Figura 26.

Definir el material a usar en el diseño

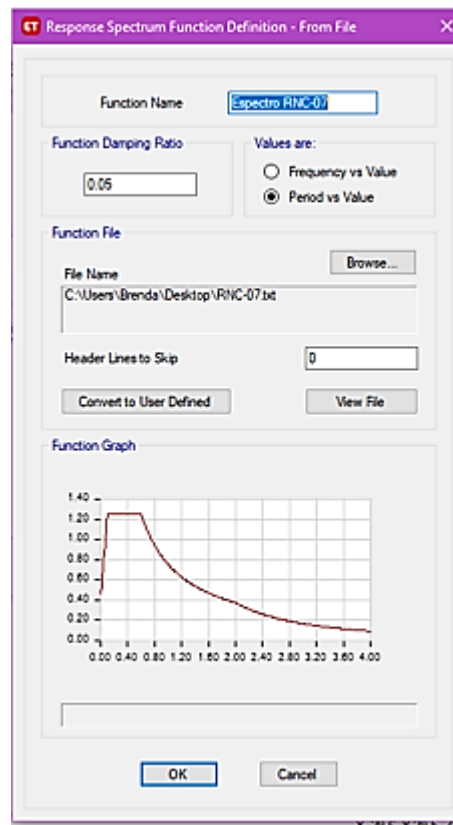


Fuente: ETABS V18

En el capítulo III de esta investigación ya se mostraron los pasos para ingresar el espectro de diseño, su introducción dentro del programa viene a ser parte del proceso de diseño de los modelos y la imagen siguiente se puede observar el grafico del espectro de diseño ingresado en el programa

Figura 27.

Definir Response Spectrum Functions

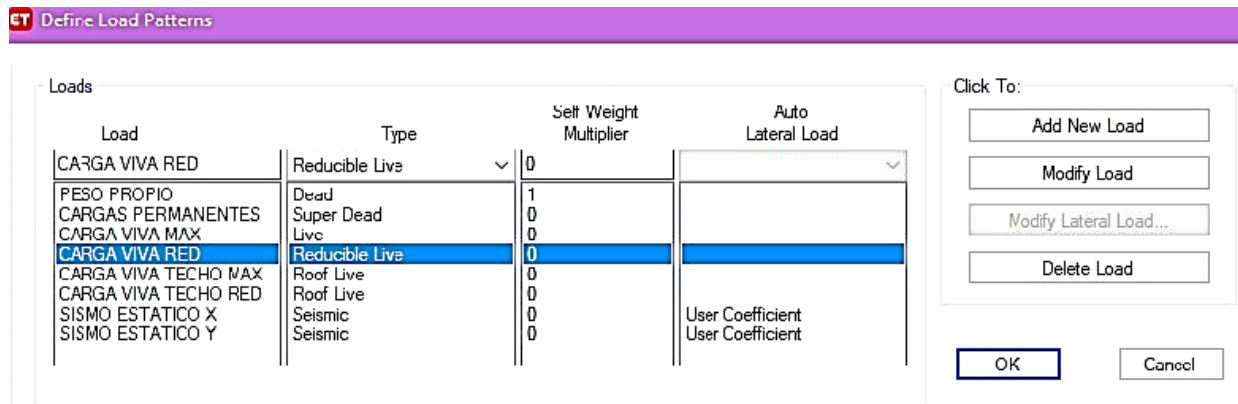


Fuente: ETABS V18

Se deben definir las cargas que actuarán sobre los modelos, es decir deben ingresarse dentro del programa los patrones de cargas gravitacionales y sísmicas que se utilizarán para el diseño, estas cargas son: carga muerta, carga viva, carga viva reducida, sismo en X y sismo en Y.

Figura 28.

Definición de patrones de carga.



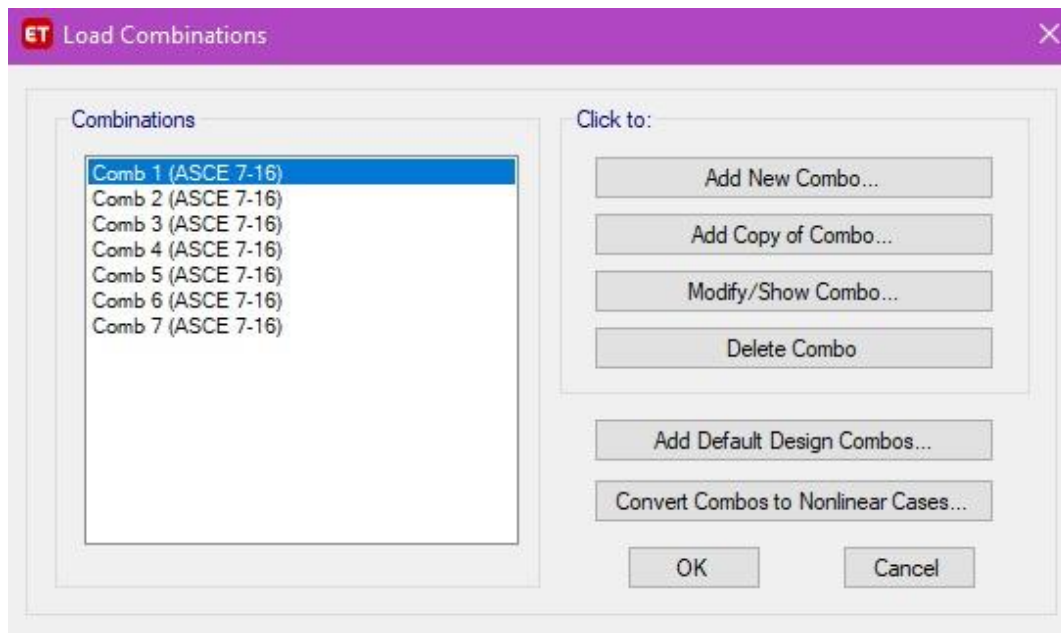
Fuente: ETABS V18

Para el diseño de los elementos estructurales en ambos modelos se ingresan en el programa las combinaciones de cargas establecidas en el capítulo 2 del ASCE 7-16, de acuerdo con el reglamento AISC 2016

Se muestra a continuación las combinaciones de cargas, las cuales son conformadas por las cargas definidas anteriormente como: cargas vivas, muertas, sobrecargas y también las cargas por sismo.

Figura 29.

Combinaciones de cargas

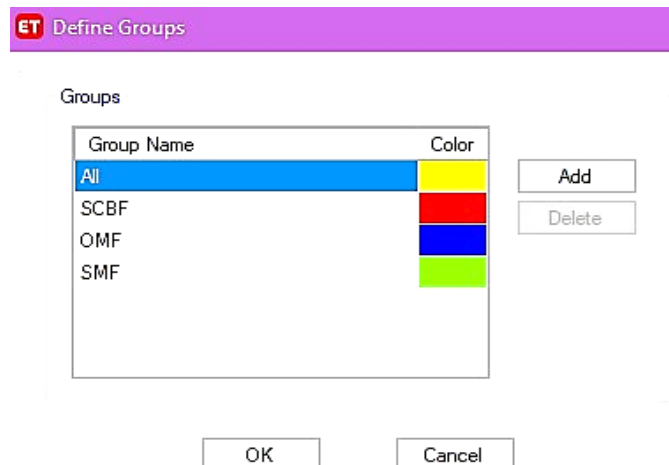


Fuente: ETABS V18

Para continuar con el diseño de los elementos estructurales se definen grupos con los sistemas que conforman la configuración de los edificios, esto con el propósito de realizar el análisis y diseño de estos por separado.

Figura 30.

Definición de los grupos para el diseño de los elementos del edificio convencional.

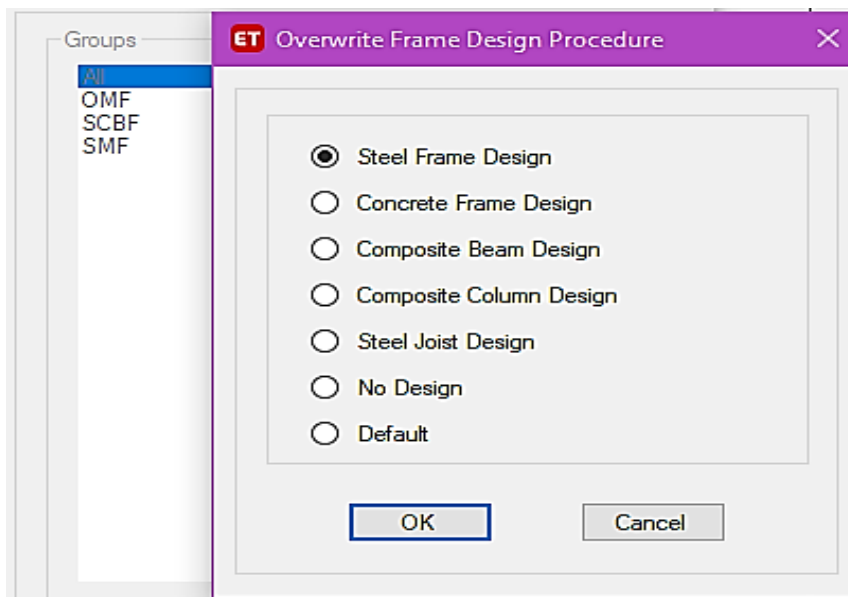


Fuente: ETABS V18

El diseño debe realizarse por partes, seleccionando uno a la vez cada sistema de marcos mediante el comando “Overwrite frame Design procedure”

Figura 31.

Procedimiento de diseño de marco de sobreescritura

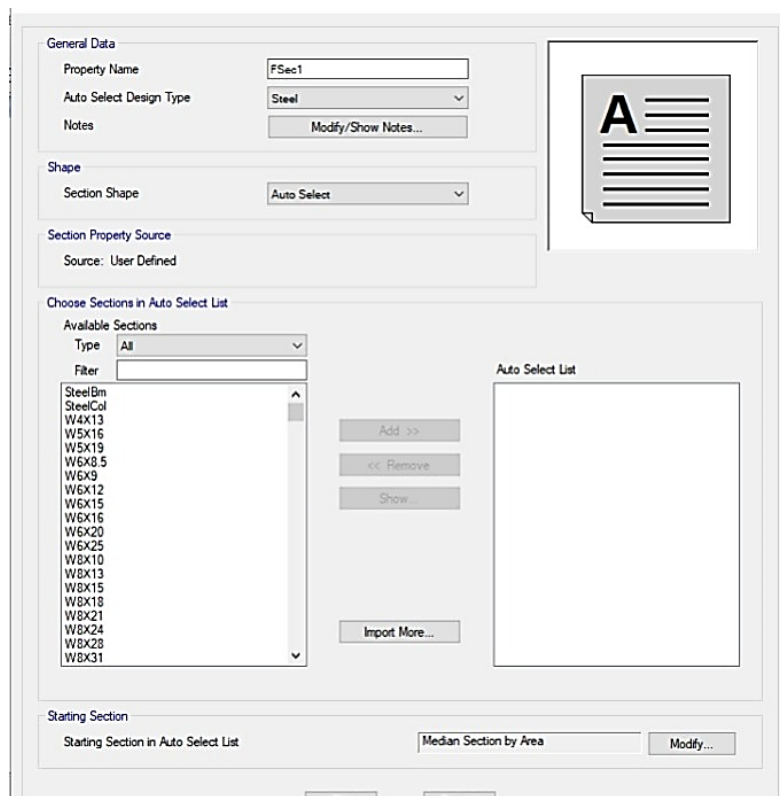


Fuente: ETABS V18

Para asignar los perfiles estructurales que conformen los elementos tanto para el modelo Convencional así como el modelo con Estabilizadores, el programa hace iteraciones para cada sistema y selecciona del “Auto Select list” (que es una lista de los tipos perfiles que podrían asignarse como vigas, columnas y riostras en el caso de los marcos SCBF) dentro del programa y crea una sección de análisis con la cual se verifica la resistencia del sistema, es decir que el programa prueba varios perfiles hasta encontrar los más eficientes y al final deja los que cumplen.

Figura 32.

Selección de perfiles para los elementos de la estructura en ETABS



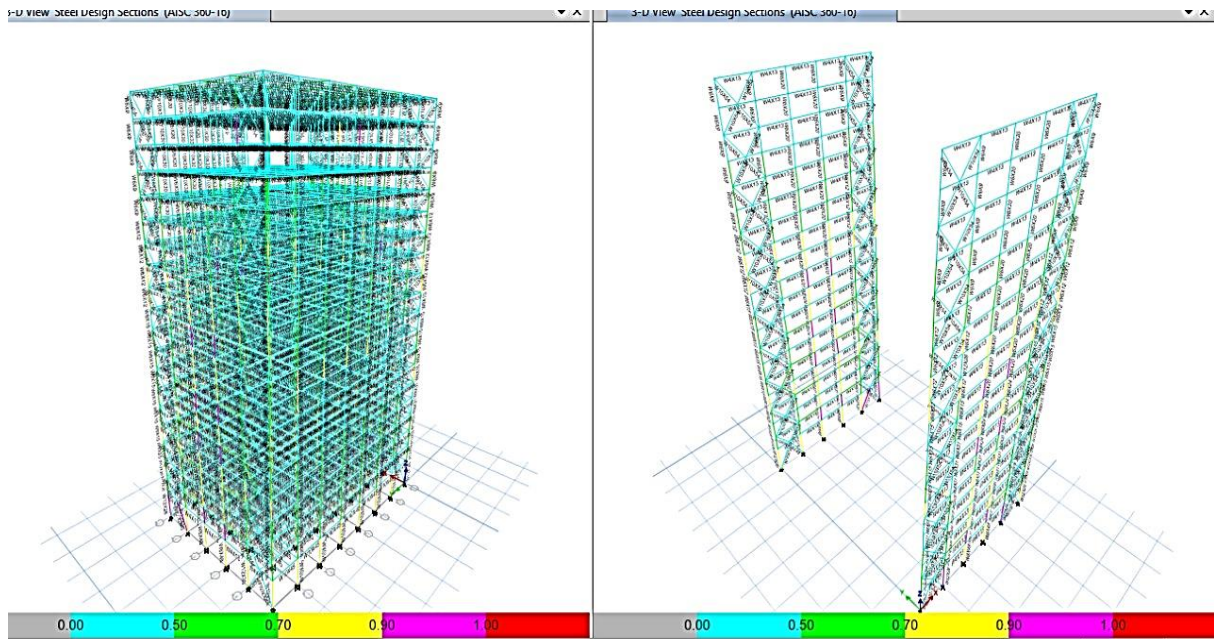
Fuente: ETABS V18

Sin embargo es posible que los perfiles que el programa asigna a los elementos no sean los más adecuados por lo que se debe verificar que los perfiles que arroja el programa sean los idóneos y que tengan lógica para el diseño debido a que no puede haber una sección de perfil más grande en un nivel superior que los asignados en un nivel inferior, es por esta razón que se deben probar y cambiar los perfiles haciendo una nueva lista de perfiles personalizada y asignar los que constructivamente tengan lógica, luego se

corre el programa nuevamente y se comprueba que los elementos cumplan con la demanda capacidad para el diseño.

Figura 33.

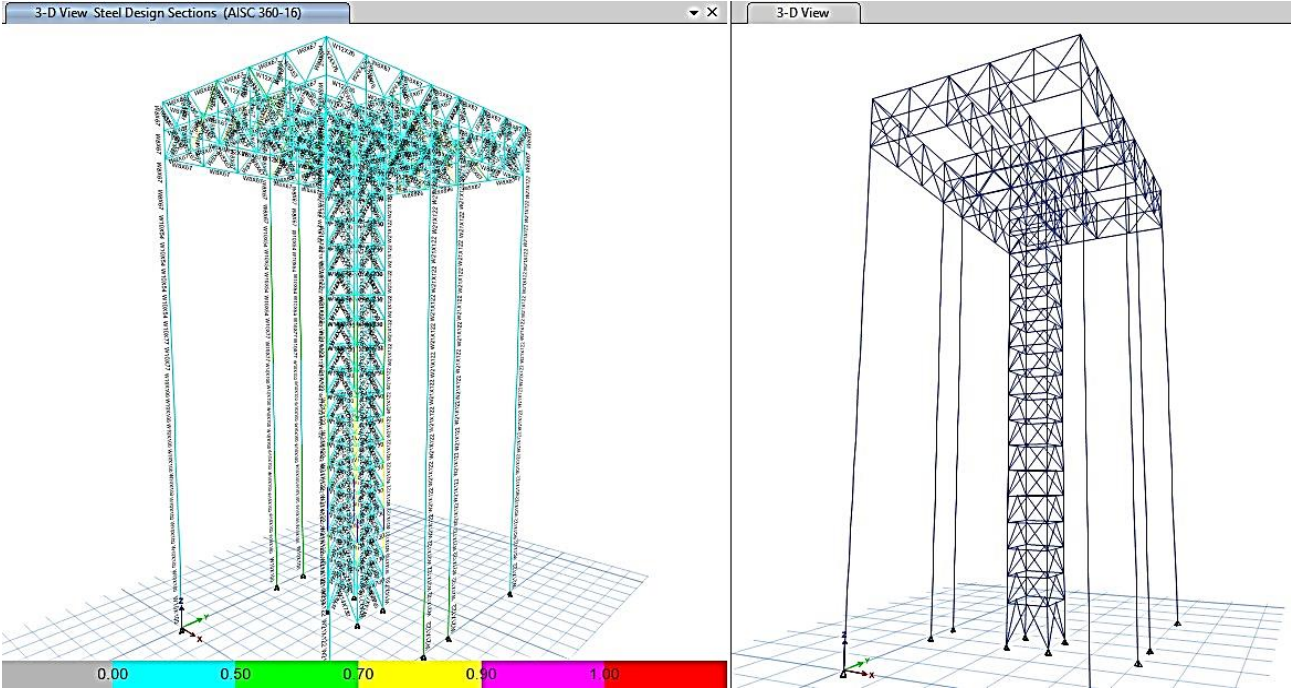
Demanda/Capacidad de los elementos en el edificio Convencional



Fuente: ETABS V18

Figura 34.

Demanda/Capacidad de los elementos en el edificio con Estabilizadores



Fuente: ETABS V18



CAPITULO V

COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE AMBAS ESTRUCTURAS

5. Comparación del comportamiento sísmico de ambas estructuras

5.1. Resultado de la comparación de derivas en X.

En la tabla 13 se muestran los resultados obtenidos al comparar las derivas de piso en dirección “x” a partir del método dinámico modal, obtenidos del programa ETABS. Se puede observar que la deriva de piso máxima en dirección x fue de 0.01613 en la modelo convencional ubicada en el nivel 16, por otro lado, en el modelo con Estabilizadores es de 0.01507 en el nivel 11. En esta dirección el valor obtenido en el modelo Outrigger no supera la deriva máxima admisible determinada en la tabla 4 del título III del RNC-07

Tabla 13.

Comparación de derivas en X

Tabla de comparación de derivas en X		
Nivel	Modelo convencional	Modelo Outrigger
Techo	0.01512	0.00663
Nivel 19	0.01550	0.00683
Nivel 18	0.01577	0.01297
Nivel 17	0.01596	0.01232
Nivel 16	0.01613	0.01306
Nivel 15	0.01601	0.01374
Nivel 14	0.01605	0.01434
Nivel 13	0.01565	0.01481
Nivel 12	0.01554	0.01507
Nivel 11	0.01486	0.01512
Nivel 10	0.01462	0.01501
Nivel 9	0.01355	0.01473
Nivel 8	0.01328	0.01417
Nivel 7	0.01185	0.01351
Nivel 6	0.01147	0.01258
Nivel 5	0.00999	0.01135
Nivel 4	0.00952	0.00974

Tabla 13 Continuación.

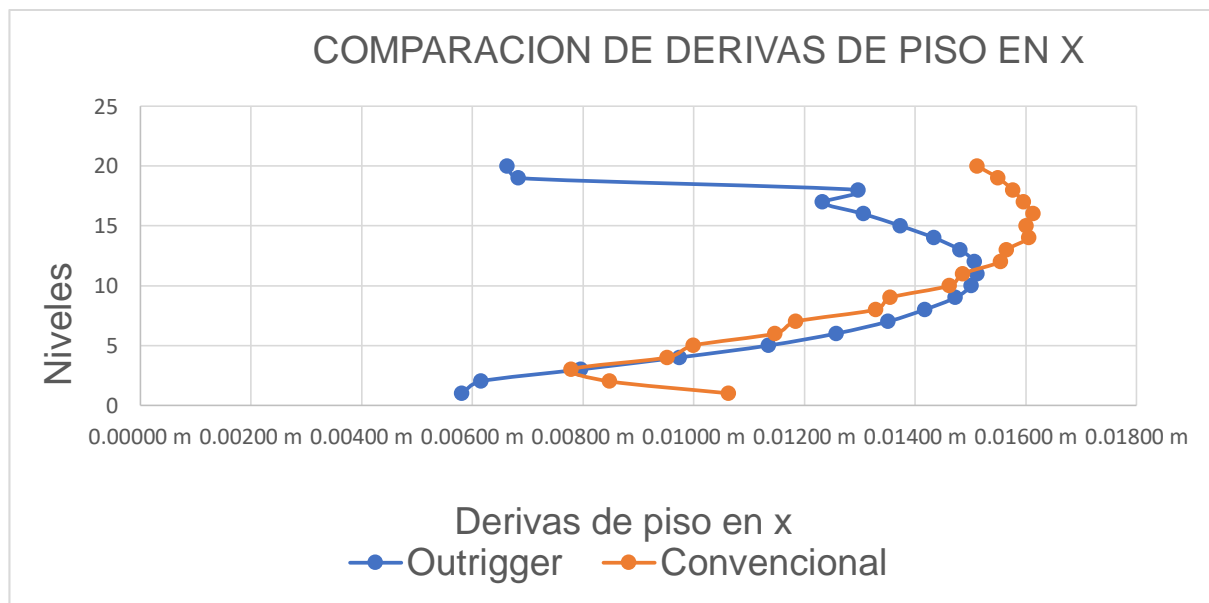
Comparación de derivas en x

Tabla de comparación de derivas en X		
Nivel	Modelo convencional	Modelo Outrigger
Nivel 3	0.00778	0.00796
Nivel 2	0.00847	0.00615
Nivel 1	0.01063	0.00581

En la figura 35 se muestra la representación gráfica de las derivas de piso en la dirección X para ambos modelos.

Figura 35.

Comparación de derivas en X



Fuente: ETABS V18

5.2. Resultado de comparación de derivas en Y

En la tabla 14 se muestran los resultados obtenidos al comparar las derivas de piso en dirección “y” a partir del método dinámico modal, obtenidos del programa ETABS. Se puede observar que la deriva de piso máxima en dirección y es de 0.01102 en la modelo con Estabilizadores ubicada en el nivel 11, por otro lado, en el modelo Convencional es de 0.07334 en el nivel 11. Al igual que en la dirección x, el valor obtenido en el modelo Outrigger no supera la deriva máxima admisible determinada en la tabla 4 del título III del RNC-07

Tabla 14.

Comparación de derivas en Y

Comparación de derivas en Y		
Nivel	Modelo convencional	Modelo Outrigger
Techo	0.06223	0.00294
Nivel 19	0.06399	0.00330
Nivel 18	0.06572	0.00922
Nivel 17	0.06743	0.00843
Nivel 16	0.06899	0.00901
Nivel 15	0.07043	0.00963
Nivel 14	0.07170	0.01018
Nivel 13	0.07269	0.01067
Nivel 12	0.07327	0.01093
Nivel 11	0.07334	0.01102
Nivel 10	0.07267	0.01094
Nivel 9	0.07133	0.01079
Nivel 8	0.06998	0.01052
Nivel 7	0.06869	0.01005
Nivel 6	0.06710	0.00956
Nivel 5	0.06490	0.00873
Nivel 4	0.06163	0.00768
Nivel 3	0.05661	0.00645

Tabla 14 Continuación.

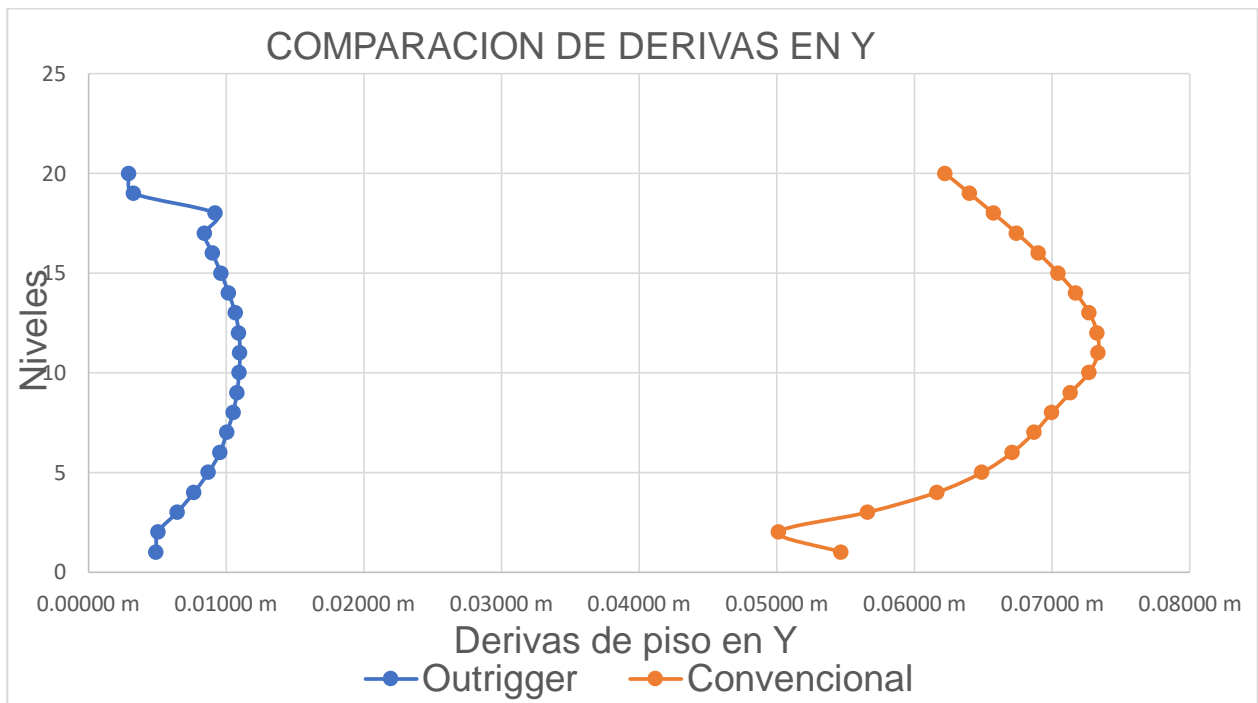
Comparación de derivas en Y

Tabla de comparación de derivas en Y		
Nivel	Modelo convencional	Modelo Outrigger
Nivel 2	0.05014	0.00506
Nivel 1	0.05466	0.00493

En la figura 36 se muestra la representación gráfica de las derivas de piso en la dirección Y para ambos modelos.

Figura 36.

Comparación de derivas en y.



Fuente: ETABS V18

5.3. Resultado de comparación de Períodos y frecuencias

En la tabla 15 se muestran los resultados de los modos de vibración, los períodos y frecuencias para el edificio convencional y el edificio con estabilizadores obtenidos a partir del método dinámico modal espectral, basado en el método de los vectores de Ritz sacados del programa ETABS.

Es importante destacar que la cantidad de modos utilizada es aquella donde se garantice una participación modal del 90% de la masa, esto se logra aumentando el número de modos de vibración de tal forma que la masa participativa acumulada sea superior al valor necesario, ya que el valor necesario para este edificio es de 60 modos, lo que resulta de la multiplicación de los grados de libertad por el número de niveles del edificio; es por ello que en este caso a criterios del diseñador se designaron 80 modos de vibración al edificio, cada uno de ellos asociado a un período, el cual, se puede relacionar a una aceleración a través del espectro de diseño.

Se puede apreciar en la tabla que ambos modelos arrojaron resultados satisfactorios en cuanto a sus tres primeros periodos de vibración, aun así el edificio convencional presenta una desventaja en su periodo fundamental debido a que es mayor que el periodo fundamental del edificio con estabilizadores.

Tabla 15.

Comparación de Períodos y frecuencias

Tabla de comparación de períodos y frecuencias					
Caso	Modo	Modelo convencional		Modelo Outrigger	
		Período	Frecuencia	Período	Frecuencia
		sec	cyc/sec	sec	cyc/sec
Modal	1	6.797	0.147	3,473	0.341
Modal	2	1.994	0.501	3,133	0.587
Modal	3	1.76	0.568	2,304	0.614
Modal	4	1.381	0.724	1,298	1.054
Modal	5	1.271	0.787	1,297	1.844
Modal	6	0.917	1.09	1,163	1.964
Modal	7	0.865	1.156	1,159	1.965
Modal	8	0.671	1.49	0,936	2.521
Modal	9	0.539	1.855	0,93	2.674
Modal	10	0.512	1.952	0,838	2.707
Modal	11	0.463	2.158	0,832	3.249
Modal	12	0.445	2.249	0,742	3.25
Modal	13	0.413	2.423	0,671	3.392
Modal	14	0.382	2.617	0,664	4.068
Modal	15	0.353	2.829	0,493	4.171
Modal	16	0.323	3.092	0,492	4.265
Modal	17	0.323	3.097	0,492	4.288
Modal	18	0.304	3.291	0,4	4.404
Modal	19	0.303	3.297	0,398	4.473
Modal	20	0.291	3.441	0,389	4.481
Modal	21	0.286	3.497	0,383	4.513
Modal	22	0.285	3.515	0,356	4.638
Modal	23	0.283	3.539	0,337	4.727
Modal	24	0.282	3.547	0,317	5.236
Modal	25	0.281	3.565	0,311	5.348
Modal	26	0.276	3.626	0,301	5.351
Modal	27	0.273	3.666	0,29	5.414
Modal	28	0.271	3.687	0,272	5.435
Modal	29	0.267	3.748	0,267	5.524

Tabla 15. Continuación

Comparación de Períodos y frecuencias

Tabla de comparación de períodos y frecuencias					
Caso	Modo	Modelo convencional		Modelo Outrigger	
		Período	Frecuencia	Período	Frecuencia
		sec	cyc/sec	sec	cyc/sec
Modal	30	0.262	3.81	0,262	5.716
Modal	31	0.255	3.926	0,262	5.851
Modal	32	0.254	3.934	0,26	5.922
Modal	33	0.249	4.022	0,258	5.975
Modal	34	0.249	4.024	0,257	6.191
Modal	35	0.243	4.111	0,25	6.438
Modal	36	0.24	4.16	0,247	6.551
Modal	37	0.233	4.283	0,243	6.714
Modal	38	0.227	4.398	0,226	6.755
Modal	39	0.227	4.409	0,225	6.935
Modal	40	0.223	4.483	0,217	6.957
Modal	41	0.222	4.499	0,208	6.995
Modal	42	0.222	4.509	0,202	7.022
Modal	43	0.221	4.526	0,198	7.121
Modal	44	0.205	4.885	0,197	7.219
Modal	45	0.202	4.941	0,195	7.285
Modal	46	0.2	5.003	0,195	7.364
Modal	47	0.195	5.139	0,193	7.414
Modal	48	0.194	5.166	0,191	7.552
Modal	49	0.191	5.239	0,188	7.663
Modal	50	0.189	5.283	0,185	7.705
Modal	51	0.188	5.323	0,184	7.721
Modal	52	0.183	5.463	0,181	7.938
Modal	53	0.179	5.575	0,181	7.998
Modal	54	0.173	5.788	0,179	8.076
Modal	55	0.169	5.917	0,176	8.13
Modal	56	0.166	6.016	0,175	8.301

Tabla 15. Continuación

Comparación de Períodos y frecuencias

Tabla de comparación de períodos y frecuencias					
Caso	Modo	Modelo convencional		Modelo Outrigger	
		Período	Frecuencia	Período	Frecuencia
		sec	cyc/sec	sec	cyc/sec
Modal	57	0.164	6.082	0,17	8.527
Modal	58	0.162	6.164	0,169	8.547
Modal	59	0.16	6.252	0,166	8.788
Modal	60	0.159	6.295	0,164	8.919

5.4. Resultado de comparación de rigideces en X

En la tabla 16 se muestran los resultados de las rigideces en dirección “x” para el modelo convencional, así como para el modelo con estabilizadores por medio del método dinámico modal respectivos para cada nivel en ambos edificios, obtenidos del programa ETABS.

De acuerdo con el artículo 23: Condiciones de Regularidad, inciso a, del RNC-07 la rigidez al corte en ningún entrepiso excede en más del 50% a la del piso inmediatamente inferior, y como se puede apreciar en la tabla ambos modelos cumplen con esta condición, sin embargo, el modelo con el sistema de estabilizadores presentó una rigidez 20% mayor en esta dirección

Tabla 16.

Comparación de rigideces en X

Tabla de comparación del Rigidez en X		
Nivel	Módulo convencional (tonf/m)	Módulo Outrigger (tonf/m)
Techo	6315.332	10120.381
Nivel 19	10178.77	21836.199
Nivel 18	12523.017	17018.418
Nivel 17	14501.508	22142.648
Nivel 16	15127.687	23847.808
Nivel 15	16540.529	24824.346
Nivel 14	16762.193	25397.245
Nivel 13	17975.488	25915.905
Nivel 12	18554.751	26674.628
Nivel 11	21628.311	27862.174
Nivel 10	23830.145	29531.616
Nivel 9	29750.222	31825.142
Nivel 8	33844.825	35038.006
Nivel 7	24186.914	38903.297
Nivel 6	30542.702	44035.889
Nivel 5	45441.374	51079.076
Nivel 4	55227.316	61903.117
Nivel 3	69477.261	78100.188
Nivel 2	101215.687	103428.48
Nivel 1	89550.699	111101.31

5.5. Resultado de comparación de rigideces en Y

En la tabla 17 se muestran los resultados de las rigideces en dirección “y” para el modelo convencional, así como para el modelo con estabilizadores por medio del método dinámico modal para cada nivel en ambos edificios, obtenidos del programa ETABS.

Se puede observar en la tabla que el edificio no tiene irregularidades de piso por rigidez debido a que la rigidez al corte en ningún entrepiso excede en más del 50% a la del piso inmediatamente inferior como determina en artículo 23: Condiciones de Regularidad, inciso a, del RNC-07.

En la tabla se puede ver que ambos modelos cumplen con esta condición, sin embargo, el modelo con el sistema de estabilizadores presentó una rigidez 90% mayor en esta dirección

Tabla 17.

Comparación de rigideces en Y

Tabla de comparación del Rigidez en Y		
Nivel	Modelo convencional (tonf/m)	Modelo Outrigger (tonf/m)
Techo	1195.526	15913.145
Nivel 19	1306.752	32549.193
Nivel 18	1310.73	17752.303
Nivel 17	1332.954	24285.327
Nivel 16	1361.200	26143.079
Nivel 15	1369.834	26924.342
Nivel 14	1390.594	27370.464
Nivel 13	1430.875	27644.653
Nivel 12	1487.133	28325.145
Nivel 11	1567.343	29406.122
Nivel 10	1686.007	31000.583
Nivel 9	1847.300	33025.989
Nivel 8	2099.195	35656.254
Nivel 7	2532.916	39313.372
Nivel 6	3162.862	43509.507
Nivel 5	3990.69	49978.852
Nivel 4	5175.182	59181.382
Nivel 3	6946.452	72975.708

Tabla 17. Continuación

Comparación de rigideces en Y

Tabla de comparación del Rigidez en Y		
Nivel	Modelo convencional (tonf/m)	Modelo Outrigger (tonf/m)
Nivel 2	12057.022	95578.692
Nivel 1	15787.791	99986.018

5.5. Cortante basal en un edificio convencional de 20 niveles

La cortante basal es la suma de las fuerzas cortantes en cada nivel en dirección “x” y “y”, el cual se refleja en la base del edificio, estos cortantes de cada piso no son más que la aplicación de la fuerza laterales en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que nos vamos acercando a la base, los resultados para el edificio a partir del método modal dinámico fueron obtenidos del programa ETABS

Como se puede apreciar, el cortante basal dinámico que se muestran en la tabla 18 indica que no es necesario realizar un escalamiento de dicho cortante mediante factores escala, ya que el cortante basal dinámico si cumple con el 80% del cortante estático en ambos modelos

Tabla 18.

Comparación del cortante basal en ambos modelos

	Cortante basal estático		Cortante basal dinámico	
	X	Y	X	Y
Modelo Convencional	1087.7191	1087.7191	880.317	1308.7079
Modelo Outrigger	1035.475	1035.475	835.215	1258.451

5.6. Conclusiones

- De acuerdo al diseño del modelo convencional se definieron las secciones transversales para columnas, vigas y riostras. En los marcos arriostrados concéntricamente, para las columnas se usó desde la base hasta el nivel 6 el perfil w12x26, del nivel 7 al 9 el perfil w8x31, del nivel 10 al 11 se usó el perfil w6x15, del nivel 12 al 15 el perfil w6x12 y del nivel 16 al 19 se usó el perfil w4x13, en las riostras se usó el perfil w10x54 y en las vigas se utilizó el perfil w4x14; en los marcos especiales en las columnas se usó en la base el perfil w8x48, del nivel 1 al 7 el perfil w8x31, del nivel 8 al 10 se usó el perfil w8x24 y del nivel 11 al 19 el perfil w6x20 y en todas las vigas se usó el perfil w4x13 y en los marcos ordinarios los perfiles para las columnas se usó desde la base hasta el nivel 3 el perfil w10x88, del nivel 4 al 13 el perfil w10x54 y del nivel 14 al 19 se usó el perfil w10x30 y en las vigas se usó desde la base el perfil w10x88, del nivel 1 al 13 el perfil w10x54 y del nivel 14 al 19 se usó el perfil w10x30.
- Conforme al análisis del modelo convencional se obtuvieron los resultados de las derivas máximas, periodos y frecuencias, el modelo presentó una deriva máxima de 0.01613 en dirección "x" en el nivel 16 y de 0.07327 en dirección "y" en el nivel 12; este modelo tiene un período de 6.797 s en el modo 1, en el modo 2 fue de 1.994 s y en el modo 3 de 1.76s, a su vez, una frecuencia de 0.147 cyc/s en el modo 1, en el modo 2 es de 0.501cyc/s y en el modo 3 con una frecuencia de 0.568 cyc/s.

- De acuerdo al diseño del modelo con estabilizadores se definieron las secciones transversales para columnas, vigas y riostras. En los marcos arriostrados los cuales conforman el núcleo y brazos; en las columnas del núcleo en la elevación 4 se usó desde la base hasta el nivel 5 el perfil w14x398, y del nivel al 6 al 19 el perfil w12x106, en las riostras se usó el perfil w10x54 y en las vigas se utilizó el perfil w4x14, en las riostras se usó el perfil w8x35, en las vigas se utilizó el perfil w8x35; en los brazos para las columnas se usaron perfiles w6x12, w10x45 y w6x12, en las vigas se usó el perfil w12x26 y en las riostras se usaron perfiles w8x35 y w10x60 en la armadura en la elevación A los perfiles utilizados en las columnas los perfiles usados son w6x12 y w10x45, en las riostras se usó el perfil w8x35 y en las vigas perfiles w4x13 y w12x26.
- Conforme al análisis del modelo con estabilizadores se obtuvieron los resultados de las derivas máximas, periodos y frecuencias, el modelo presentó una deriva máxima de 0.01512 en dirección “x” y en dirección 0.01102 “y” ambas en el nivel 11, las derivas cumplen con el parámetro para marcos de acero determinado en la tabla 4 título III que establece el RNC-07; este modelo tiene un período de 3.473 s en el modo 1, en el modo 2 es de 3.133 s y en el modo 3 de 2.304 s, a su vez, tiene una frecuencia de 0.341 cyc/s en el modo 1, en el modo 2 es de 0.587 cyc/s y en el modo 3 de 0.614 cyc/s.
- De acuerdo al diseño de los edificios y los resultados del tamaño y peso de los perfiles que se asignaron para cada elemento estructural se pudo determinar que el edificio con estabilizadores se hizo uso de perfiles más pequeños en

comparación con el edificio convencional, por consiguiente, el edificio con estabilizadores es más económico, lo cual es muy beneficioso a la hora de construir una edificación.

- Se logró determinar de la comparación de las derivas máximas de piso para ambos modelos que el que muestra un resultado más satisfactorio fue el modelo con el sistema de estabilizadores. Se pudo observar que el sistema con estabilizadores tiene una ventaja de solo el 6% en dirección “x” esto debido a que el modelo convencional se encuentra restringido por marcos SCBF en esa dirección, sin embargo, en dirección “y” presentó una ventaja del 85% sobre el convencional. El modelo con el sistema de estabilizadores tiene un períodos menores al del modelo convencional; por consiguiente, el modelo con el sistema de estabilizadores dio mejores resultados ya que una estructura de periodo largo es aquella donde el período tiende a ser similar al de un movimiento sísmico y eso provocaría una resonancia en la estructura; de igual manera se verificó los valores de frecuencia las cuales son mayores en comparación con el modelo convencional, por lo tanto, el modelo con estabilizadores sería el más eficiente en la comparación con el convencional por tener mayores frecuencias en los modos. Con respecto a las rigideces ninguno de los modelos presenta irregularidad por rigidez, sin embargo, se pudo determinar que el modelo con el sistema Outrigger presentó una rigidez hasta 50% en dirección “x” y 95% en dirección “y”, superiores al modelo convencional.

5.7. Recomendaciones

De los resultados obtenidos en la presente investigación se recomienda:

- Recomendamos que se retome este tema, en el cual se utilice el sistema Outrigger en una estructura mayor a 20 niveles.
- Se recomienda optar por muros de corte en lugar de marcos arriostrados para el núcleo de la estructura ya sea esta de acero o concreto para tener una valoración diferente con respecto a este tema.

Bibliografía

- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. California.
- Bermúdez Mejía, C. A. (2015). *Análisis Estructural Avanzado*. Bogota.
- Boroschek Krauskopf, R., & Verdugo Palma, A. (2012). *Evaluación de los parámetros de diseño para marco excéntrico en Chile*. Santiago.
- Bozzo Chirichigno, M., & Bozzo Rotondo, L. (2003). *Losas reticulares mixtas. Proyecto, análisis y dimensionamiento*. España: REVERTÉ, S.A.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Mendoza, Argentina .
- CSI, C. &. (2017). *ETABS, Integrated analysis and desing of builing systems*.
- Gálvez, D. (2014). *Sistemas Lectromecánicos*. Obtenido de Sistemas Lectromecánicos:
<https://selectromecanicosu.wixsite.com/seuv/ciclo-de-histeresis>
- JIAEE, T. J. (1981). *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. California.
- León, J. A. (2015). *Análisis de factibilidad de la implementacion de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía* . Cuenca, Ecuador .
- López Morales, B. D., & Álvarez Meza, M. A. (2019). *DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO DE OCHO NIVELES CON SISTEMAS DE MARCOS AARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE (SCBF)*. Managua.

- Montemayor A, H. M. (2002). *Revista de I + D Tecnológico*. Panamá: Departamento de divulgación técnica educativa.
- NEHRP. (2015). *Assessment or First Generation Performance-Based Seismic Design Methods for New Steel Buildings*. California.
- Rojas Barrales, F., & Massone Sánchez, L. (2017). *Efecto de la sobrerresistencia y el nivel de ductibilidad sobre la probabilidad de la falla ante la ocurrencia de sismo*. Chile.
- Tapia Manhualaya, J. M. (2014). *DISEÑO SISMORESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA DE 4 PISOS PARA USO COMERCIAL*. Lima.
- Valdés González, J., & Ordaz Schroeder, M. (2008). Análisis de efectos sísmicos ortogonales horizontales en terreno blando. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 92.
- Wu, J., & Li, Q. (2003). Structural Performance of Multi- Outrigger-Braced Tall Buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. Published online by Wiley INterScience.
- PoSeng , K., & Frits Torang , S. (2001). The Use of Outrigger and Belt Truss System for High-rise Concrete Structures. Indonesia: The Institute of Research & Community Outreach - Petra Christian University.
- AISC 341-16. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of steel construction.
- AISC 360-16. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of steel construction.

Choi, H. S. (2012). Outrigger Design for High-Rise Buildings. Chicago: Council on Tall Buildings & Urban Habitat.

Fu, F. (2018). Design and analysis of tall and complex structures. Reino Unido: Butterworth-Heinemann.

M Mahdikhani , Z., & A , R. (2008). Optimized use of Multi-Outrigger System to Stiffen Tall Buildings. Beijing: The 14th World Conference on Earthquake Engineering.

N , H., & P , M. (200). Behaviour of Outrigger Beams in High rise Buildings under Earthquake Loads. Australian Earthquake Society Conference.

Nair, R. S. (1998). Belt Trusses and Basements as Virtual Outriggers for Tall Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.

Ortiz Ramirez, D. F., & Valenzuela Obando, R. H. (2018). ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO CONCÉNTRICO Y EXCÉNTRICO PARA PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO EN UNA ESTRUCTURA EXISTENTE DE 4 PISOS. Bogota.

Wai-Ming, G. (2016). The Evolution of Outrigger System in Tall Buildings. Hong Kong: International Journal of High-Rise Buildings.

ANEXOS

Tablas de perfiles.

Perfiles metálicos de la estructura convencional (elevación A)			
Nivel de piso	Columnas externas	Columnas internas	Vigas externas
Techo			W10X30
Nivel 19	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 18	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 17	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 16	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 15	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 14	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 13	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 12	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 11	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 10	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 9	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 8	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 7	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 6	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 5	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 4	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 3	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 2	W10x45	W10x45	W10x45
Nivel 1	W10x45	W10x45	W10x45
Base	W10x45	W10x45	W10x45

Perfiles metálicos de la estructura convencional para los marcos SCBF (Elevación 1 y 8)				
Nivel de piso	Columnas externas	Columnas internas	Vigas	Riostras
Techo			W4X14	
Nivel 19	W4X13	W4X13	W4X14	W10x54
Nivel 18	W4X13	W4X13	W4X14	W10x54
Nivel 17	W4X13	W4X13	W4X14	W10x54
Nivel 16	W4X13	W4X13	W4X14	W10x54
Nivel 15	W6X12	W6X12	W4X14	W10x54
Nivel 14	W6X12	W6X12	W4X14	W10x54
Nivel 13	W6X12	W6X12	W4X14	W10x54
Nivel 12	W6X12	W6X12	W4X14	W10x54
Nivel 11	W6x15	W6x15	W4X14	W10x54
Nivel 10	W6x15	W6x15	W4X14	W10x54
Nivel 9	W6x15	W8X31	W4X14	W10x54
Nivel 8	W6x15	W8X31	W4X14	W10x54
Nivel 7	W6x15	W8X31	W4X14	W10x54
Nivel 6	W8x31	W12x26	W4X14	W10x54
Nivel 5	W8x31	W12x26	W4X14	W10x54
Nivel 4	W12x26	W12x26	W4X14	W10x54
Nivel 3	W12x26	W12x26	W4X14	W10x54
Nivel 2	W12x26	W12x26	W4X14	W10x54
Nivel 1	W12x26	W12x26	W4X14	W10x54
Base	W12x26	W12x26	W4X14	W10x54

Perfiles metálicos de la estructura convencional SMF (Elevación 1 y 8)			
Nivel de piso	Columnas externas	Columnas internas	Vigas
Techo			W4x13
Nivel 19	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 18	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 17	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 16	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 15	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 14	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 13	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 12	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 11	W6x20	W6x20	W4x13
Nivel 10	W8x24	W8x24	W4x13
Nivel 9	W8x24	W8x24	W4x13
Nivel 8	W8x24	W8x24	W4x13
Nivel 7	W8x31	W8x31	W4x13
Nivel 6	W8x31	W8x31	W4x13
Nivel 5	W8x31	W8x31	W4x13
Nivel 4	W8x31	W8x31	W4x13
Nivel 3	W8x31	W8x31	W4x13
Nivel 2	W8x31	W8x31	W4x13
Nivel 1	W8x31	W8x31	W4x13
Base	W8x48	W8x48	W4x13

Perfiles metálicos de la estructura convencional marcos OMF			
Nivel de piso	Columnas externas	Columnas internas	Vigas externas
Techo			W10X30
Nivel 19	W6x20	W10X30	W10X30
Nivel 18	W6x20	W10X30	W10X30
Nivel 17	W6x20	W10X30	W10X30
Nivel 16	W6x20	W10X30	W10X30
Nivel 15	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 14	W10X30	W10X30	W10X30
Nivel 13	W10X30	W10x54	W10x54
Nivel 12	W10X30	W10x54	W10x54
Nivel 11	W10X30	W10x54	W10x54
Nivel 10	W10X30	W10x54	W10x54
Nivel 9	W10X30	W10x54	W10x54
Nivel 8	W10x45	W10x54	W10x54
Nivel 7	W10x45	W10x54	W10x54
Nivel 6	W10x45	W10x54	W10x54
Nivel 5	W10x45	W10x54	W10x54
Nivel 4	W10x45	W10x54	W10x54
Nivel 3	W10x45	W10x88	W10x54
Nivel 2	W10x45	W10x88	W10x54
Nivel 1	W10x88	W10x88	W10x88
Base	W10x88	W10x88	

Perfiles metálicos de la estructura con estabilizadores, núcleo (Elevación 4)				
Nivel de piso	Columnas 4C	Columnas 4D	Viga	Riostras
Techo			W8X35	W8X35
Nivel 19	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 18	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 17	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 16	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 15	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 14	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 13	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 12	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 11	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 10	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 9	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 8	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 7	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 6	W12X106	W12X106	W8X35	W8X35
Nivel 5	W14x398	W14x398	W8X35	W8X35
Nivel 4	W14x398	W14x398	W8X35	W8X35
Nivel 3	W14x398	W14x398	W8X35	W8X35
Nivel 2	W14x398	W14x398	W8X35	W8X35
Nivel 1	W14x398	W14x398	W8X35	W8X35
Base	W14x398	W14x398	W8X35	W8X35

Perfiles metálicos de la estructura con estabilizadores, brazos (Elevación 4)						
Nivel de piso	Columnas 4A	Columnas 4B	Columnas 4E	Columnas 4F	Viga	Riostras
Techo					W12x26	
Nivel 19	W6X12	W10X45	W10X45	W6X12	W12x26	W8X35- W10X60
Nivel 18	W6X12	W10X45	W10X45	W6X12	W12x26	W8X35- W10X60

Nivel de piso	Columnas A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A,8	Columnas A	Vigas	Riostras
Techo				
Nivel 19	W6x12	W10x45	W4x13-W12x26	W8x35
Nivel 20	W6x12	W10x45	W4x13-W12x26	W8x35

Perfiles metálicos de la estructura con estabilizadores núcleo (Elevación C)				
Nivel de piso	Columnas 4C	Columnas4D	Viga	Riostras
Techo			W6x25	
Nivel 19	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 18	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 17	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 16	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 15	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 14	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 13	W12X106	W12X230	W6x25	W8X35
Nivel 12	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 11	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 10	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 9	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 8	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 7	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 6	W12X106	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 5	W14x398	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 4	W14x398	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 3	W14x398	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 2	W14x398	W14x311	W6x25	W8X35
Nivel 1	W14x398	W14x311	W6x25	W8X35
Base	W14x398	W14x311	W6x25	W8X35

Perfiles metálicos de la estructura con estabilizadores núcleo (Elevación 5)				
Nivel de piso	Columnas 4C	Columnas4D	Viga	Riostras
Techo			W12x106	
Nivel 19	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 18	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 17	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 16	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 15	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 14	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 13	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 12	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 11	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 10	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 9	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 8	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 7	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 6	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 5	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 4	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 3	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 2	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 1	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Base	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35

Perfiles metálicos de la estructura con estabilizadores núcleo (Elevación D)				
Nivel de piso	Columnas 4C	Columnas4D	Viga	Riostras
Techo			W12x106	
Nivel 19	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 18	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 17	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 16	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 15	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 14	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 13	W12X230	W12X230	W12x106	W8X35
Nivel 12	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 11	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 10	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 9	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 8	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 7	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 6	W14x311	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 5	W14x398	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 4	W14x398	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 3	W14x398	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 2	W14x398	W14x311	W12x106	W8X35
Nivel 1	W14x398	W14x311	W12x106	W8X35
Base	W14x398	W14x311	W12x106	W8X35

